



MEMORIAL DE CÁLCULO ESTRUTURAL

Construção da
**PRÉ-ESCOLA PADRÃO SEDUC – BAIRRO MORADA DO
SOL**

Rua Dos Lírios, Qd.10, Morada Do Sol; Barra do Garças-MT

MATO GROSSO – 2026





1 IDENTIFICAÇÃO DA OBRA

Tipo de Obra:	Construção de Unidade Educacional Municipal (Creche)
Denominação:	Pré-Escola Padrão Seduc – Bairro Morada Do Sol
Endereço:	Rua Dos Lírios, Qd.10, Morada Do Sol
Município / UF:	Barra do Garças-MT
CEP:	78600-000
Proprietário / Contratante:	Município de Barra do Garças-MT
CNPJ Contratante:	03.439.239/0001-50
Responsável Técnico:	Vinicius Girardi Geiss
Registro Profissional:	CREA-MT 57794
Data do Projeto:	Junho de 2026
Disciplina:	Estrutura de Concreto Armado – Supraestrutura
Tipologia Estrutural:	Concreto armado moldado in loco
Edificação:	Térrea, com cobertura sobre estrutura de concreto

2 OBJETIVO

O presente Memorial de Cálculo tem por objetivo apresentar, de forma pormenorizada, as premissas, os parâmetros, as hipóteses de carregamento, as combinações de ações, os modelos de análise estrutural e os critérios de dimensionamento adotados para os elementos estruturais de concreto armado





da Construção da Pré-Escola Padrão, a ser implantada na Rua Dos Lírios, Qd.10, S/N, Bairro Morada Do Sol, no município de Barra do Garças-MT. Trata-se de obra pública destinada à educação infantil, de tipologia térrea, executada em concreto armado moldado in loco.

O escopo deste documento abrange exclusivamente os elementos da superestrutura, a saber: pilares, vigas baldrame, vigas de respaldo do pavimento térreo e vigas de cobertura, incluindo as vigas inclinadas que conformam os planos do telhado. O dimensionamento das fundações (blocos de coroamento sobre estacas escavadas) é objeto de Memorial de Cálculo de Fundações específico, que integra o conjunto técnico desta obra e ao qual este documento faz remissão sempre que necessário.

Este memorial deve ser lido em conjunto com as pranchas do Projeto Estrutural de Concreto Armado (folhas 02 a 13 de 13, revisão 02), com o Memorial de Cálculo de Fundações e com os demais memoriais e projetos das disciplinas complementares. As decisões aqui registradas subsidiam a fiscalização, o controle tecnológico e a execução da obra.

3 NORMAS TÉCNICAS ADOTADAS

O projeto estrutural foi elaborado em estrita observância às normas técnicas brasileiras vigentes editadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. As principais referências normativas que regem o dimensionamento e a verificação dos elementos de concreto armado da superestrutura são as seguintes:

- ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;
- ABNT NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações;
- ABNT NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações (referência cruzada);
- ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações;
- ABNT NBR 7480:2007 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação;
- ABNT NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento;





- ABNT NBR 8953:2015 – Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência;
- ABNT NBR 12655:2022 – Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento;
- ABNT NBR 14931:2004 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento;
- ABNT NBR 7212:2021 – Execução de concreto dosado em central – Procedimento;
- ABNT NBR 7211:2022 – Agregados para concreto – Especificação.

Em caráter subsidiário, foram observadas as recomendações do Comitê Europeu do Concreto (CEB-FIP Model Code) para verificações complementares e as boas práticas consolidadas na engenharia estrutural brasileira.

4 DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

A edificação da Pré-Escola Padrão Seduc – Bairro Morada Do Sol foi concebida em sistema estrutural convencional de concreto armado moldado in loco, com tipologia térrea. O sistema adotado consiste em pórticos planos ortogonais, formados por pilares e vigas, contraventados pela rigidez própria das ligações monolíticas viga-pilar. A estabilidade global é assegurada pela ação conjunta dos pórticos e pela rigidez transversal proporcionada pelo sistema de vigas baldrames e de respaldo, que vinculam todos os pilares em planta e funcionam como elementos de travamento horizontal.

A supraestrutura é composta pelos seguintes níveis estruturais principais: o nível de fundação (cota 0,00 cm, correspondente ao topo dos blocos de coroamento das estacas), o nível do pavimento térreo (cota +308 cm, onde se localiza o respaldo das alvenarias e a viga de respaldo do pavimento) e o nível da cobertura (variável, com respaldos a +408 cm e cumeeira a +513 cm), conformado por vigas horizontais e vigas inclinadas que reproduzem os planos das águas do telhado.

O conjunto estrutural da supraestrutura é constituído por:



- 92 (noventa e dois) pilares principais, numerados de P1 a P92, todos arrancando do nível das fundações; e 1 (um) pilar adicional, P93, que nasce no nível do pavimento térreo e se desenvolve até a cobertura, totalizando 93 pilares na supraestrutura;
- 44 (quarenta e quatro) vigas baldrames, identificadas como VB1 a VB44, executadas no nível superior dos blocos de fundação, formando o cinta de amarração e apoio das alvenarias do pavimento térreo;
- 44 (quarenta e quatro) vigas de respaldo do pavimento térreo, identificadas como VF1 a VF44, executadas a +308 cm, com a função de respaldar a alvenaria, suportar as cargas da cobertura e transferi-las aos pilares;
- 16 (dezesseis) vigas de cobertura inclinadas e horizontais, identificadas como VC1 a VC16, e 2 (duas) vigas auxiliares horizontais V11 e V12, que conformam os planos do telhado e transferem as cargas da cobertura aos pilares principais.

Não há lajes maciças ou pré-moldadas em concreto armado neste projeto. A tipologia adotada — edificação térrea com cobertura em telhado executado sobre vigas inclinadas de concreto armado — dispensa a presença de lajes estruturais. As cargas decorrentes da cobertura são transmitidas integralmente às vigas inclinadas de concreto e, por meio destas, aos pilares e à fundação.

A modelagem da estrutura foi realizada por meio de software comercial de análise estrutural reticulada de pórticos espaciais, com elementos de barra para pilares e vigas. As ligações foram consideradas monolíticas (rígidas) entre vigas e pilares, conforme preconiza a ABNT NBR 6118:2014. Os esforços de cálculo (momentos fletores, esforços cortantes e esforços normais) foram extraídos para todas as combinações de ações pertinentes e utilizados no dimensionamento das armaduras.

5 MATERIAIS

5.1 Concreto

Adotou-se concreto convencional de classe C25, com resistência característica à compressão $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (250 kgf/cm^2) aos 28 dias de idade, em todos os elementos estruturais da supraestrutura (pilares, vigas baldrames, vigas de





respaldo e vigas de cobertura). A escolha desta classe de resistência atende às exigências mínimas estabelecidas pela ABNT NBR 6118:2014 para a classe de agressividade ambiental adotada e mostra-se compatível com a tipologia, o porte e o uso previsto da edificação.

Os parâmetros mecânicos do concreto adotados nos cálculos estruturais são os seguintes:

Parâmetro	Símbolo	Valor
Resistência característica à compressão	fck	25 MPa (250 kgf/cm ²)
Coeficiente de ponderação da resistência	γ_c	1,40
Resistência de cálculo à compressão	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$	17,86 MPa
Resistência média à tração	fctm	2,56 MPa
Resistência característica inferior à tração	fctk,inf	1,80 MPa
Módulo de elasticidade tangente inicial	Eci	28.000 MPa
Módulo de elasticidade secante	Ecs	24.150 MPa (241.500 kgf/cm ²)
Coeficiente de Poisson	ν	0,20
Massa específica	ρ	25 kN/m ³ (2.500 kgf/m ³)
Dimensão máxima característica do agregado	Dmáx	19 mm

O concreto deverá ser fornecido por usina dosada em central, com controle estatístico de resistência conforme ABNT NBR 12655:2022, ABNT NBR





7212:2021 e demais normas aplicáveis. Recomenda-se a adoção de slump test (abatimento do tronco de cone) na faixa de (80 ± 20) mm para concretos convencionais e a realização de ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos (15 cm x 30 cm) aos 7, 14 e 28 dias, em quantidade compatível com o lote moldado, em laboratório acreditado pelo Inmetro.

O traço definitivo do concreto deverá ser determinado em laboratório, considerando os materiais disponíveis na região (cimento, agregados graúdos e miúdos, aditivos), de modo a atingir a resistência especificada com a trabalhabilidade necessária à execução. Os agregados graúdos deverão atender à ABNT NBR 7211:2022 e o cimento Portland deverá ser preferencialmente do tipo CP II ou CP III, conforme disponibilidade local e compatibilidade com a agressividade ambiental.

5.2 Aço

As armaduras passivas serão executadas em barras de aço nervuradas categoria CA-50 (armaduras longitudinais e principais de flexão) e em fios de aço categoria CA-60 (estribos, armaduras transversais e armaduras secundárias de menor diâmetro), em conformidade com a ABNT NBR 7480:2007. Os parâmetros de cálculo das armaduras são:

Parâmetro	Símbolo	Aço CA-50	Aço CA-60
Resistência característica de escoamento	f_{yk}	500 MPa	600 MPa
Coeficiente de ponderação da resistência	γ_s	1,15	1,15
Resistência de cálculo de escoamento	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	434,8 MPa	521,7 MPa
Módulo de elasticidade	E_s	210.000 MPa	210.000 MPa
Massa específica	ρ	7.850 kgf/m ³	7.850 kgf/m ³





Bitolas adotadas	Ø	8,0; 10,0 mm	5,0; 6,3 mm
------------------	---	--------------	-------------

As barras serão dobradas e cortadas conforme detalhamento das pranchas, observando-se os diâmetros mínimos de dobramento estabelecidos na Tabela 9.1 da ABNT NBR 6118:2014. As emendas, quando necessárias, serão executadas por traspasse com comprimento calculado conforme item 9.5 da mesma norma, garantindo-se o deslocamento das emendas conforme a regra das seções.

5.3 Classe de Agressividade Ambiental e Cobrimentos

A obra está localizada em área urbana do município de Barra do Garças-MT, região caracterizada por clima tropical de savana, com sazonalidade marcada entre estação seca e estação chuvosa, sem proximidade a ambientes marinhos, industriais ou respingos de maré. Adotou-se, portanto, a classe de agressividade ambiental II (CAA-II – moderada), conforme Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2014, correspondente a ambiente urbano com risco pequeno de deterioração da estrutura.

Em consonância com a CAA-II, a relação água/cimento máxima admitida é de 0,60 e a classe mínima de concreto é C25, conforme Tabela 7.1 da ABNT NBR 6118:2014 — exigência atendida com folga, uma vez que a classe especificada (C25) corresponde ao mínimo da norma. Os cobrimentos nominais adotados no projeto são:

Elemento estrutural	Cobrimento nominal cnom (mm)
Vigas (baldrames, respaldo e cobertura)	30
Pilares	30
Lajes	Não aplicável





Elementos em contato com o solo (consultar memorial de fundações)

≥ 40

Os cobrimentos foram dimensionados considerando a tolerância executiva de $\Delta c = 10$ mm, conforme item 7.4.7 da ABNT NBR 6118:2014, resultando em cobrimentos mínimos cmín suficientes para a proteção das armaduras frente à corrosão por carbonatação, principal mecanismo de deterioração esperado para a classe CAA-II adotada. Para os elementos da supraestrutura, foram especificados espaçadores plásticos padronizados (treliçados ou tipo “cadeirinha”) em espessura compatível com o cobrimento, distribuídos conforme as boas práticas executivas.

6 AÇÕES E CARREGAMENTOS

As ações consideradas no dimensionamento da supraestrutura foram definidas em conformidade com a ABNT NBR 6120:2019 (cargas para cálculo de estruturas de edificações), a ABNT NBR 6123:1988 (forças devidas ao vento) e a ABNT NBR 8681:2003 (ações e segurança nas estruturas). Em razão da tipologia térrea da edificação, ausência de lajes intermediárias e cobertura leve em telhado, as ações dominantes são o peso próprio dos elementos estruturais (PP), a carga permanente decorrente da cobertura e das alvenarias (CP), as sobrecargas de utilização (Qa) e a ação do vento (V).

6.1 Hipóteses de Carregamento

Foram consideradas, separadamente, as seguintes hipóteses básicas de carga, posteriormente combinadas para os Estados-Limite Último (ELU) e de Serviço (ELS):

Hipótese	Descrição	Natureza
PP	Peso próprio dos elementos estruturais de concreto armado	Permanente





CP	Cargas permanentes adicionais (alvenarias, cobertura, revestimentos)	Permanente
Qa	Sobrecarga acidental de utilização	Variável
V+X	Vento atuando na direção +X (longitudinal)	Variável
V-X	Vento atuando na direção -X	Variável
V+Y	Vento atuando na direção +Y (transversal)	Variável
V-Y	Vento atuando na direção -Y	Variável

6.2 Cargas Permanentes

O peso próprio dos elementos de concreto armado foi computado automaticamente pelo software de análise estrutural a partir das seções definidas em projeto e da massa específica do concreto armado, adotada como $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (2.500 kgf/m³).

As cargas permanentes adicionais (CP) consideradas correspondem ao peso das alvenarias de vedação, ao peso da cobertura (telhamento, estrutura secundária e forros) e aos revestimentos. Os valores característicos adotados, com base na ABNT NBR 6120:2019, foram:

Elemento	Carga característica
Alvenaria de blocos cerâmicos furados (e=15 cm, com revestimento)	1,80 kN/m ² × pé-direito
Cobertura em telha de fibrocimento + estrutura metálica auxiliar	0,30 kN/m ² (em projeção horizontal)
Cobertura em telha cerâmica (alternativa) + estrutura	0,80 kN/m ² (em projeção horizontal)





Forro de gesso ou PVC suspenso	0,15 kN/m ²
Revestimentos diversos (chapisco, emboço, reboco, pintura)	Considerados nas cargas das alvenarias

As cargas das alvenarias foram distribuídas linearmente sobre as vigas baldrames e de respaldo conforme o lançamento arquitetônico, considerando-se os respectivos pés-direitos e descontando-se as aberturas (portas e janelas) com fator de redução compatível com as áreas dos vãos.

6.3 Sobrecargas de Utilização

Conforme Tabela 10 da ABNT NBR 6120:2019, foram adotadas as seguintes sobrecargas de utilização (cargas acidentais), aplicadas como carregamento uniformemente distribuído nas regiões pertinentes:

Ambiente / Local de uso	Sobrecarga (kN/m ²)
Salas de aula e atividades educacionais	3,00
Áreas de circulação e corredores	3,00
Sanitários	1,50
Refeitório e cozinha	3,00
Cobertura inacessível (manutenção apenas)	0,50

6.4 Ação do Vento

A ação do vento foi calculada conforme ABNT NBR 6123:1988, adotando-se os seguintes parâmetros de projeto, definidos a partir da localização do empreendimento e da topografia local:



Parâmetro	Valor adotado	Justificativa
Velocidade básica do vento V_b	32 m/s	Conforme isopletras da ABNT NBR 6123:1988 para a região Centro-Oeste
Fator topográfico S_b	1,00	Terreno plano ou fracamente acidentado
Categoria de rugosidade	IV	Terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados (zona urbana)
Classe da edificação	A	Maior dimensão horizontal ou vertical inferior a 20 m
Fator estatístico S_c	1,00	Edificação destinada a uso público (escolas) – grupo 2
Velocidade característica V_k	$\approx 27,5$ m/s	Variável com a altura, conforme S_b
Pressão dinâmica básica $q = 0,613 \cdot V_k^2$	$\approx 0,46$ kN/m ² (na cumeeira)	Calculada conforme item 4.2 da norma

Os coeficientes de pressão externa (C_{pe}) e interna (C_{pi}) foram extraídos das Tabelas 4 a 8 da ABNT NBR 6123:1988, considerando-se a geometria da edificação (planta retangular alongada, cobertura em duas águas com inclinação da ordem de 25 %) e a hipótese mais desfavorável de permeabilidade das fachadas. As ações resultantes do vento foram aplicadas como cargas distribuídas nas faces da edificação e transferidas aos pórticos pela rigidez dos diafragmas horizontais (vigas de respaldo e cobertura).

6.5 Combinações de Ações



Em conformidade com a ABNT NBR 8681:2003 e a ABNT NBR 6118:2014, foram consideradas as seguintes combinações de ações para os Estados-Limite Último (ELU) e de Serviço (ELS).

Combinação última normal (ELU):

$$F_d = \gamma_g \cdot F_g + \gamma_q \cdot (F_{q1} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qj})$$

onde $\gamma_g = 1,40$ (coeficiente de ponderação para ações permanentes desfavoráveis); $\gamma_q = 1,40$ (coeficiente para ações variáveis); $\psi_0 = 0,5$ para sobrecarga em edificações educacionais; $\psi_0 = 0,6$ para vento (combinado com sobrecarga principal); e $\psi_0 = 0,7$ para sobrecarga (combinada com vento principal).

Combinação quase permanente de serviço (ELS-CQP):

$F_{ser} = F_g + \psi_2 \cdot F_q$, com $\psi_2 = 0,4$ para edificações com ocupação geral e $\psi_2 = 0$ para vento. Esta combinação foi utilizada para a verificação de flechas em vigas conforme item 17.3.2.1 da ABNT NBR 6118:2014.

Combinação frequente de serviço (ELS-F):

$F_{ser} = F_g + \psi_1 \cdot F_{q1} + \psi_2 \cdot F_{q2}$, com $\psi_1 = 0,6$ para sobrecarga e $\psi_1 = 0,3$ para vento. Combinação utilizada para verificação de abertura de fissuras ($w_k \leq 0,3$ mm para CAA-II).

Para cada elemento estrutural, foi adotada como combinação de dimensionamento aquela que conduzia aos esforços solicitantes mais desfavoráveis, considerando todas as alternâncias possíveis das ações variáveis.

7 PILARES

7.1 Geometria e Locação

A supraestrutura compreende 93 pilares de concreto armado, sendo 92 deles arrancando do nível das fundações (P1 a P92) e um pilar (P93) que nasce no nível do pavimento térreo (cota +308 cm) e se desenvolve até a cobertura,



conforme se vê no detalhamento da prancha 04 de 13. A locação em planta dos pilares está apresentada nas plantas de forma das pranchas 03 e 04 do projeto estrutural.

As seções transversais dos pilares foram padronizadas em função da carga atuante, do vão e da continuidade das vigas. Adotou-se a seguinte distribuição de seções:

Seção (cm)	Quantidade aproximada	Pilares de aplicação típica
14 × 30	≈ 73 pilares	Pilares centrais e de canto da edificação principal
15 × 30	2 pilares	P54 e P55
15 × 35	≈ 14 pilares	P44 a P50, P56 a P63 (linha externa de alta solicitação)
19 × 35	1 pilar	Apoio de viga 19 × 35 (caso especial)
24 × 30	2 pilares	P1 e P5 (esquina principal e pilar de transição)

Os pilares apresentam altura útil estrutural de 308 cm entre o topo do bloco de coroamento e a face inferior da viga de respaldo do térreo (lance único do pavimento térreo). Para os pilares que se prolongam até a cobertura, há um lance adicional variável (até 205 cm na cumeeira), totalizando altura máxima da ordem de 513 cm para os pilares centrais que sustentam a viga de cumeeira. As alturas livres efetivas (l_{ef}), utilizadas para verificação de esbeltez, foram extraídas considerando-se os comprimentos de flambagem segundo o item 15.6 da ABNT NBR 6118:2014, em função da vinculação no topo e na base.

7.2 Esforços Solicitantes

Os esforços solicitantes nos pilares foram extraídos da análise estrutural global do pórtico espacial, considerando-se as combinações últimas normais (ELU).

Para cada pilar foram considerados os esforços normais (N_d), os momentos fletores em torno dos eixos principais (M_{xd} e M_{yd}) e os esforços cortantes (V_{xd} e V_{yd}). As reações verticais máximas e mínimas características transmitidas à fundação estão tabuladas na prancha 02 de 13 — Detalhes de Arranques e Blocos — e foram repassadas ao memorial específico de fundações.

Os pilares foram dimensionados como elementos comprimidos sujeitos à flexão composta (oblíqua, quando aplicável), pelo método dos pilares-padrão complementado pela rigidez κ aproximada, conforme item 15.8 da ABNT NBR 6118:2014. A esbeltez foi verificada pela expressão $\lambda = l_{ef} / i$, onde i é o raio de giração da seção. Para $\lambda \leq \lambda_1$ (limite inferior dependente da excentricidade relativa e da vinculação), os pilares foram tratados como pilares curtos; para $\lambda_1 < \lambda \leq 90$, foram tratados como medianamente esbeltos, com consideração dos efeitos locais de 2ª ordem por meio do método do pilar-padrão com curvatura aproximada. Não há pilares com $\lambda > 90$ nesta estrutura.

7.3 Armaduras Adotadas

As armaduras longitudinais dos pilares foram dimensionadas para atender simultaneamente aos esforços solicitantes de cálculo, ao limite mínimo de armadura ($A_{s,mín} = 0,15 \cdot N_d / f_{yd} \geq 0,4 \% \cdot A_c$, conforme item 17.3.5.3 da ABNT NBR 6118:2014) e ao limite máximo ($A_{s,máx} = 8 \% \cdot A_c$, considerando regiões de emenda). As bitolas longitudinais adotadas foram do tipo CA-50 $\varnothing 10,0$ mm. Os estribos foram executados em CA-60 $\varnothing 5,0$ mm, com espaçamento determinado pelo menor valor entre 20 cm, 12 $\varnothing$ (da barra longitudinal), menor dimensão da seção do pilar e demais critérios do item 18.4.3 da ABNT NBR 6118:2014.

O detalhamento individual de cada pilar (locação, comprimentos, número e bitola das barras longitudinais, esquema de estribos) está apresentado nas pranchas 02 a 05 do projeto estrutural, com as seções tipo armadas e os esquemas verticais de cada elemento. A relação completa de aço por pilar e o resumo do consumo total estão consolidados na prancha 13 de 13 (Detalhamento de Vigas e Resumo de Aço).

8 VIGAS

8.1 Considerações Gerais

As vigas da supraestrutura foram dimensionadas como elementos lineares submetidos à flexão simples (eventualmente composta, quando atravessam pilares com transmissão de esforço normal significativo), considerando-se os esforços de cálculo extraídos da análise reticulada do pórtico espacial. As verificações foram realizadas no Estado-Limite Último (ELU) para as armaduras de flexão e cisalhamento, e no Estado-Limite de Serviço (ELS) para controle de fissuração e de flechas.

O dimensionamento à flexão seguiu o domínio de deformação compatível com a verificação da ductilidade (domínios 2 ou 3), evitando-se sistematicamente o domínio 4 por meio da limitação da posição da linha neutra a $x/d \leq 0,45$ (para concretos C25), conforme item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118:2014. O dimensionamento ao cisalhamento foi realizado pelo Modelo I de cálculo (item 17.4.2 da norma), com $\theta = 45^\circ$ e contribuição do concreto $V_c = V_{c0}$ (caso de flexão simples).

8.2 Vigas Baldrames (VB1 a VB44)

As 44 vigas baldrames são as vigas executadas no nível superior dos blocos de coroamento das fundações, com a função estrutural primária de servir de apoio para as alvenarias do pavimento térreo, transferir cargas localizadas para os pilares e formar o sistema de travamento horizontal das fundações, garantindo rigidez ao conjunto e contribuindo para a redução de recalques diferenciais.

As seções predominantes das vigas baldrames são 14×30 cm, adotadas em mais de 80 % dos elementos. Algumas vigas com vãos maiores ou que recebem cargas concentradas mais elevadas tiveram suas seções aumentadas para 14×35 cm (VB8, VB13, VB14, VB29, VB38), 19×35 cm (VB32) ou 24×30 cm (VB44). O detalhamento completo das vigas baldrames consta das pranchas 06, 07 e 08 do projeto estrutural.

Os comprimentos das vigas baldrames variam de aproximadamente 60 cm (VB44, viga curta sobre P5–P10) a 34,24 m no perímetro principal da edificação (VB12 e VB14, executadas em segmentos contínuos com pilares intermediários de apoio). Os esforços de flexão e cisalhamento foram dimensionados considerando-se as seguintes ações principais: peso próprio, peso das



alvenarias do pavimento térreo (com pé-direito de 308 cm) e eventuais cargas concentradas transmitidas por elementos sobrejacentes.

As armaduras longitudinais foram dimensionadas em CA-50, com bitolas predominantemente $\varnothing 8,0$ mm e $\varnothing 10,0$ mm; os estribos foram executados em CA-60 $\varnothing 5,0$ mm, com espaçamento usual de 15 cm. O consumo total de aço estimado para as vigas baldrames está discriminado na prancha 13 de 13.

8.3 Vigas de Respaldo do Térreo (VF1 a VF44)

As 44 vigas de respaldo do pavimento térreo são executadas a +308 cm em relação ao nível das fundações e correspondem ao respaldo das alvenarias do pavimento térreo. Estas vigas têm função estrutural de receber as cargas da cobertura — transmitidas pelas vigas inclinadas e pelas terças do telhado — e distribuí-las aos pilares principais.

As seções e o esquema construtivo das vigas de respaldo são, em sua maioria, idênticos aos das vigas baldrames correspondentes (seções 14×30 cm predominantes; 14×35 , 19×35 e 24×30 cm em casos específicos). As vigas inclinadas que conformam o telhado (VC1 a VC16) apoiam-se diretamente sobre as vigas de respaldo. O detalhamento completo das vigas de respaldo VF1 a VF44 consta das pranchas 09, 10 e 11 do projeto estrutural.

Os esforços solicitantes considerados para o dimensionamento das vigas de respaldo correspondem à parcela de momentos fletores transmitida pelos pórticos sob ação do vento, à carga vertical transmitida pela cobertura e ao peso próprio. Em razão da ausência de lajes e da característica essencialmente reticulada do sistema, as vigas de respaldo trabalham como elementos de amarração horizontal e de transferência das cargas da cobertura.

8.4 Vigas de Cobertura (VC1 a VC16, V11, V12)

As vigas de cobertura compõem a estrutura inclinada que conforma os planos do telhado da edificação. Foram detalhadas 16 vigas principais identificadas como VC1 a VC16, sendo:

- VC1, VC2, VC3 e VC4 — vigas horizontais executadas no nível +513 cm, na cumeeira, formando a vinculação dos pilares centrais (P3, P4, P18, P19, P29, P77, P93) ao longo dos sentidos longitudinal e transversal;



- VC5 a VC10 — vigas inclinadas (cumeeira/respaldo) executadas entre os níveis +513 cm e +308 cm, formando os planos das águas de telhado nas regiões principais da edificação;
- VC13 a VC16 — vigas inclinadas em região secundária, executadas entre +408 cm e +308 cm, conformando o telhado da área de menor altura sobre os pilares P54 e P55;
- V11 e V12 — vigas auxiliares horizontais executadas entre +513 cm e +308 cm, em ligação interna da cobertura.

Todas as vigas de cobertura foram dimensionadas com seção 14×30 cm. Para as vigas inclinadas, considerou-se a inclinação real no modelo estrutural, decompondo-se as cargas verticais em componentes perpendicular e paralela ao eixo da viga. As cargas atuantes incluem o peso próprio da viga, o peso da estrutura secundária do telhado (terças e elementos auxiliares) e o peso do telhamento (adotado como $0,30 \text{ kN/m}^2$ em projeção horizontal para telha de fibrocimento; $0,80 \text{ kN/m}^2$ para telha cerâmica), além da sobrecarga de cobertura inacessível ($0,50 \text{ kN/m}^2$) e da ação do vento — considerando-se também a possibilidade de pressão negativa (sucção) nas faces de barlavento e sotavento.

O dimensionamento das armaduras longitudinais e dos estribos das vigas de cobertura segue os mesmos critérios das demais vigas, com armaduras CA-50 $\varnothing 8,0$ mm para flexão e CA-60 $\varnothing 5,0$ mm para cisalhamento. O detalhamento completo está nas pranchas 12 e 13 do projeto estrutural.

8.5 Verificações de Serviço (ELS)

As verificações de serviço para as vigas foram conduzidas para dois aspectos principais.

Controle de fissuração:

A abertura característica de fissuras w_k foi verificada pela expressão do item 17.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014, considerando-se a combinação frequente de ações (ELS-F) e o limite $w_k \leq 0,3$ mm para a classe de agressividade ambiental II (CAA-II). Em todos os elementos verificados, a abertura calculada resultou inferior ao limite normativo, dispensando-se medidas adicionais.

Controle de flechas:



As flechas máximas foram limitadas a $L/250$ (flecha total) e $L/350$ (flecha imediata diferida) conforme item 13.3 da ABNT NBR 6118:2014, considerando-se os efeitos de fissuração (rigidez equivalente de Branson) e de fluência (coeficiente α_f de longa duração). As verificações foram automatizadas pelo software de análise estrutural e constam de relatório de cálculo arquivado.

9 LAJES

Cumpra registrar que o projeto estrutural da Pré-Escola Padrão Seduc – Bairro Morada Do Sol não prevê a execução de lajes maciças ou pré-moldadas (treliçadas) em nenhum dos níveis da edificação. A tipologia adotada — edificação térrea com cobertura em telhado executado sobre vigas inclinadas de concreto armado — dispensa a presença de lajes estruturais.

Os pisos do pavimento térreo serão executados em contrapiso de concreto não estrutural sobre o solo compactado, conforme especificações do projeto arquitetônico e do memorial descritivo de arquitetura. A cobertura adota o sistema de telhamento sobre estrutura secundária (terças/caibros) apoiada nas vigas inclinadas de concreto armado descritas no item 8.4 deste memorial. Eventuais forros (de gesso, PVC ou madeira) serão executados em sistema suspenso, sem função estrutural, conforme detalhado no projeto arquitetônico e considerados em projeto como carga permanente adicional (item 6.2 deste memorial).

10 RESUMO QUANTITATIVO DA SUPRAESTRUTURA

A síntese dos quantitativos de concreto, fôrmas e aço empregados nos elementos da supraestrutura, conforme consolidado na prancha 13 de 13 do projeto estrutural, está apresentada na tabela a seguir. Os valores referem-se exclusivamente aos elementos da supraestrutura objeto deste memorial, excluídos os blocos de coroamento e demais elementos da infraestrutura, tratados em memorial específico.

Conjunto de elementos	Concreto C25 (m³)	Fôrmas (m²)	Aço CA-50 (kg)	Aço CA-60 (kg)
-----------------------	----------------------	----------------	-------------------	-------------------



Pilares (P1 a P92, P93) e arranques	19,96	154,54	345,4	319,6
Vigas Baldrame (VB1 a VB44)	15,46	268,93	639,7	285,3
Vigas de Respaldo do Térreo (VF1 a VF44)	13,38	230,88	558,4	245,4
Vigas de Cobertura (VC1 a VC16, V11, V12)	2,88	50,72	119,2	56,0
TOTAL DA SUPRAESTRUTURA	51,68	705,07	1.662,7	906,3

Os quantitativos apresentados são estimativos e foram extraídos diretamente das tabelas de aço da prancha 13 do projeto. Os valores definitivos para fins de execução e medição deverão ser confirmados a partir do detalhamento individual de cada elemento, das listas de aço (nomenclatura Nx) e do plano de fôrmas. Os valores consolidados nas planilhas orçamentárias da obra prevalecem sobre as estimativas deste resumo.

11 ESPECIFICAÇÕES EXECUTIVAS

11.1 Fôrmas e Cimbramento

As fôrmas dos pilares e vigas serão executadas em chapas de compensado plastificado de 14 mm a 18 mm de espessura, fixadas por gravatas, sarrafos e mãos-francesas em madeira de lei ou estrutura metálica, conforme prática consagrada e atendendo aos requisitos da ABNT NBR 14931:2004. Antes da concretagem, as fôrmas deverão ser inspecionadas quanto à estanqueidade, prumo, nível, alinhamento e dimensões; eventuais frestas serão vedadas. As superfícies internas serão tratadas com agente desmoldante compatível, evitando-se desmoldantes à base de óleo queimado.



O cimbramento das vigas — em particular das vigas de cobertura inclinadas, que apresentam vãos significativos — será dimensionado para suportar com segurança o peso próprio do concreto fresco, as cargas de execução (operários, carrinhos, vibradores) e os impactos durante o lançamento. As escoras serão metálicas ajustáveis, distribuídas conforme dimensionamento específico, com travamentos horizontais e diagonais nos níveis exigidos pela altura.

11.2 Armaduras

As armaduras serão fornecidas em barras retas, dobradas e cortadas conforme detalhamento das pranchas. O posicionamento das armaduras nas fôrmas será garantido por espaçadores padronizados (plásticos ou de argamassa), em quantidade compatível com a manutenção do cobrimento nominal especificado em todas as faces. Antes do lançamento do concreto, será conferida a conformidade da armadura — bitolas, número de barras, comprimentos, posicionamento dos estribos, ganchos e ancoragens — em relação ao detalhamento das pranchas, com registro em diário de obra e em ficha específica de liberação de concretagem.

11.3 Concretagem

O lançamento do concreto será executado preferencialmente por bombeamento ou por meio de calhas, evitando-se quedas livres superiores a 2,00 m que possam provocar segregação do material. Em pilares, recomenda-se lançamento em camadas de até 50 cm, com adensamento por vibrador de imersão $\varnothing 49$ mm a $\varnothing 60$ mm, em intervalos de 30 cm a 50 cm, sem que o vibrador toque diretamente as fôrmas ou as armaduras. Em vigas, o lançamento seguirá a sequência longitudinal, com adensamento contínuo.

As juntas de concretagem, quando inevitáveis, serão executadas em locais previamente definidos pelo projeto ou pela engenharia de obra, com tratamento adequado da superfície de retomada (escarificação, limpeza, umedecimento e aplicação de adesivo para concreto fresco-endurecido, quando aplicável). A concretagem das vigas de cobertura inclinadas exige cuidado especial com a sequência de lançamento, sentido do espalhamento e adensamento, para evitar segregação na inclinação.





11.4 Cura e Desforma

A cura úmida do concreto deverá ser iniciada logo após o endurecimento inicial e mantida por, no mínimo, 7 dias consecutivos, por meio de molhamento periódico das superfícies expostas, mantas geotêxteis úmidas, sacos de aniagem molhados ou cura química com produto compatível com posteriores revestimentos. A retirada das fôrmas (desforma) somente será permitida após o concreto ter atingido resistência suficiente para suportar as cargas atuantes — recomenda-se prazo mínimo de:

Elemento	Prazo mínimo de desforma
Faces laterais de pilares e vigas (sem retirada de escoras)	3 dias
Vigas e respaldos com escoramento mantido	14 dias (faces) / 21 dias (escoras)
Vigas de cobertura inclinadas (escoras)	21 dias

Os prazos acima poderão ser reduzidos mediante comprovação por ensaios de resistência em corpos de prova, demonstrando que o concreto atingiu, no mínimo, 70 % da resistência característica ($0,70 \cdot f_{ck}$), exceto para escoramentos de vigas, cuja retirada exige resistência total.

12 CONTROLE TECNOLÓGICO

Durante a execução da obra, o controle tecnológico do concreto será realizado em conformidade com a ABNT NBR 12655:2022, compreendendo:

- Recebimento do concreto na obra com verificação da nota fiscal, horário de saída da central, classe de resistência, slump e tempo decorrido entre a saída da central e o lançamento (que não deverá exceder 90 minutos sem aditivos retardadores);



- Moldagem de corpos de prova cilíndricos (15 cm × 30 cm) em frequência mínima de uma série de 6 corpos de prova por dia de concretagem ou a cada 50 m³ lançados, com ensaios aos 7 dias (1 CP), 14 dias (1 CP), 28 dias (2 CP) e 2 CP de reserva, em laboratório acreditado pelo Inmetro;
- Avaliação estatística da resistência do lote, com aceitação fundamentada nos critérios da ABNT NBR 12655:2022 — em particular, a média de qualquer grupo de três resultados consecutivos não pode ser inferior a f_{ck} e nenhum resultado individual pode ser inferior a $(f_{ck} - 3,5)$ MPa;
- Controle do aço por lote, mediante apresentação dos certificados de qualidade do fabricante e, quando exigido pela fiscalização, ensaio de tração e dobramento conforme ABNT NBR 7480:2007;
- Registros fotográficos e em diário de obra de todas as etapas construtivas, incluindo armação, conferência, concretagem, cura e desforma.

Não será permitido o lançamento de concreto sem que tenha sido emitida a Ficha de Liberação de Concretagem por engenheiro responsável da obra, contemplando a verificação de fôrmas, armaduras, espaçadores, cobrimentos e travamento do conjunto.

13 DISPOSIÇÕES FINAIS

Toda e qualquer alteração no projeto estrutural — seja em planta, em seções, em armaduras ou em especificações de materiais — deverá ser previamente consultada e aprovada pelo responsável técnico signatário deste memorial. É expressamente vedada a execução de modificações estruturais por iniciativa da obra, sob pena de comprometimento da segurança e do desempenho da edificação, com responsabilização da parte que promover a alteração não autorizada.

Cargas atuantes adicionais não previstas no presente memorial — tais como reservatórios elevados, equipamentos de grande porte, novas alvenarias, áreas





de serviço pesado ou modificações no uso original da edificação — não foram consideradas nesta análise. A introdução de tais cargas requer reavaliação estrutural específica, com emissão de novo memorial de cálculo complementar e respectiva ART de revisão.

Os relatórios completos de análise estrutural, contendo o lançamento dos pórticos, os esforços de cálculo em todas as combinações, os relatórios de dimensionamento de cada elemento e as verificações de Estado-Limite (ELU e ELS), encontram-se arquivados à disposição da fiscalização e dos órgãos de controle, mediante solicitação formal.

O dimensionamento das fundações (blocos de coroamento sobre estacas escavadas) e a verificação da capacidade de carga das estacas e do solo de apoio são objeto de Memorial de Cálculo específico de Fundações, ao qual remete este documento e que compõe, em conjunto com este, o conjunto técnico estrutural completo da Pré-Escola Padrão Seduc – Bairro Morada Do Sol.

A execução da estrutura deverá ser conduzida por empresa construtora idônea, com responsável técnico habilitado e registrado no CREA, sob fiscalização contínua. Quaisquer dúvidas técnicas que surjam durante a execução deverão ser dirimidas junto ao responsável técnico do projeto antes do início da atividade respectiva, sendo vedada a execução de serviços sem prévia consulta nos casos de divergência.

Barra do Garças – MT, 03 de junho de 2026.

Vinicius Girardi Geiss

Eng. Civil – CREA-MT 57794





Resultado dos Blocos

Fundação	fck = 250.00 kgf/cm²	E = 241500 kgf/cm²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

Blocos	ne Estaca	LB LH (cm)	hb (cm)	Principal (cm²)		Estribo (cm²)		Superior (cm²)		As dist. (cm²)
				X	Y	Hor.	Vert.	X	Y	
B1	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B2	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B3	2 C30	150.00 60.00	60.00	2.01 (4 ø 8.0)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.75 2x(7 ø 5.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/10)
B4	2 C30	150.00 60.00	60.00	2.01 (4 ø 8.0)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.75 2x(7 ø 5.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/10)
B6	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B7	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B8	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B9	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B11	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B12	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B13	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B14	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B15	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B16	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B17	1	60.00		-	-	0.98	1.57	-	-	-



	C30	60.00				(5 ø 5.0)	2x(4 ø 5.0)			
B18	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B19	2 C30	150.00 60.00	60.00	2.01 (4 ø 8.0)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.75 2x(7 ø 5.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/10)
B20	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B21	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B22	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B23	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B24	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B25	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B26	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B27	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B28	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B29	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B30	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B31	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B32	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B33	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B34	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B35	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B36	1	60.00		-	-	0.98	1.57	-	-	-



	C30	60.00				(5 ø 5.0)	2x(4 ø 5.0)			
B37	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B38	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B39	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B40	2 C30	150.00 60.00	60.00	2.01 (4 ø 8.0)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.75 2x(7 ø 5.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/10)
B41	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B42	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B43	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B44	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B45	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B46	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B47	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B48	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B49	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B50	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B51	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B52	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B53	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B54	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B55	1	60.00		-	-	0.98	1.57	-	-	-





	C30	60.00				(5 ø 5.0)	2x(4 ø 5.0)			
B56	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B57	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B58	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B59	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B60	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B61	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B62	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B63	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B64	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B65	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B66	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B67	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B68	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B69	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B70	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B71	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B72	2 C30	150.00 60.00	60.00	2.01 (4 ø 8.0)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.75 2x(7 ø 5.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/10)
B73	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B74	1	60.00		-	-	0.98	1.57	-	-	-





	C30	60.00				(5 ø 5.0)	2x(4 ø 5.0)			
B75	2 C30	150.00 60.00	60.00	2.01 (4 ø 8.0)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.75 2x(7 ø 5.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/10)
B76	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B77	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B78	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B79	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B80	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B81	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B82	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B83	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B84	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B85	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B86	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B87	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B88	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B89	2 C30	150.00 60.00	60.00	2.01 (4 ø 8.0)	-	0.98 (5 ø 5.0)	2.75 2x(7 ø 5.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/10)
B90	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B91	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B92	1 C30	60.00 60.00		-	-	0.98 (5 ø 5.0)	1.57 2x(4 ø 5.0)	-	-	-
B5-10	3	215.28	100.00	2.51	-	0.98	-	4.52	5.53	0.45





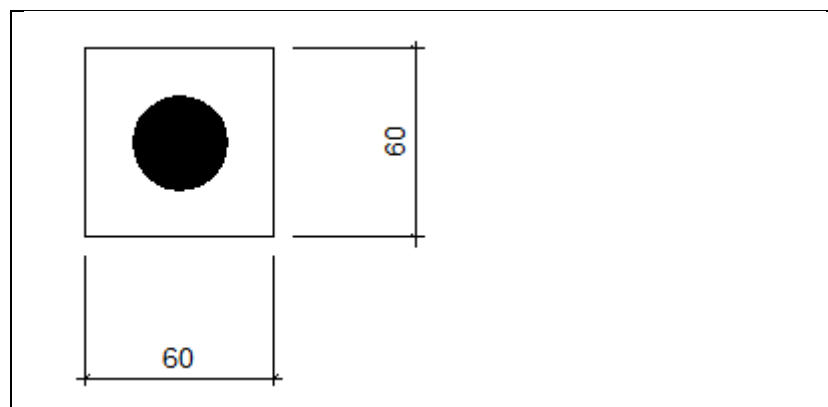
	C30	186.44		(5 ø 8.0)		(5 ø 5.0)		(9 ø 8.0)	(11 ø 8.0)	(ø 8.0 c/20)
--	-----	--------	--	--------------	--	--------------	--	--------------	---------------	------------------

Cálculo do Bloco B1

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	fck = 250 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500 kgf/m ³

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.09	0.00	2.56



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	2.93
Força resistente (tf)	257.14
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	2.56	0.62	394	0.21
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E1-1	2.56	0.62	394	0.21

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



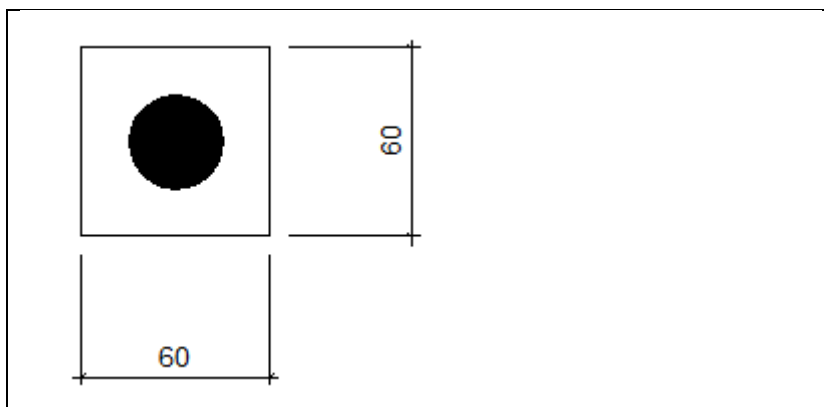
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.09	0.22	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.09	0.19	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-

Cálculo do Bloco B2

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³



Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.25	0.00	2.72

Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar- fundação
Força solicitante (tf)	3.15
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	2.72	2.31	175	0.09
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E2-1	2.72	2.31	175	0.09

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
--	---------	--------------	----------------	----------	-----------



	endurecimento				
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.12	0.30	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.12	0.21	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



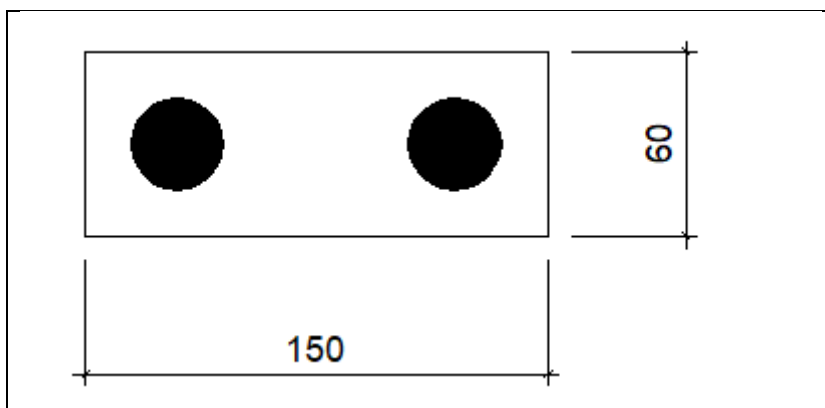


Cálculo do Bloco B3

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	45.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	60.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	2.52 m ²
Volume concreto	0.52 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
1.30	4.11	2.03	7.43



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.76
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	44.53	16.08
Tensão admissível (kgf/cm²)	136.61	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.58	2.92	921	1.67
2	2	150x60	60	1.30	3.66	0.92	254	0.84
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E3-1	3.66	2.83	254	0.84
E3-2	1.75	0.92	254	0.84

Dimensionamento da armadura de retração



	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	9.61	19.32	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	4.11	1.90	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.51	0.24	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.51	0.24	14 ø 5.0 (7 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.38	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	0.82	1.01	ø 8.0 c/10



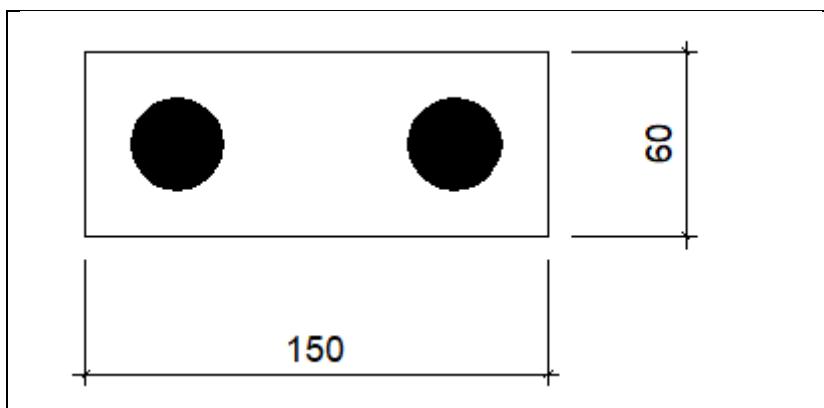


Cálculo do Bloco B4

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	45.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	60.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	2.52 m ²
Volume concreto	0.52 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
1.30	4.77	2.13	8.19



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	6.67
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	50.19	17.76
Tensão admissível (kgf/cm²)	136.61	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	5.24	3.83	955	1.76
2	2	150x60	60	1.30	4.04	1.33	256	0.88
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E4-1	2.03	1.33	256	0.88
E4-2	4.04	3.33	256	0.88

Dimensionamento da armadura de retração



	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	9.61	19.32	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	4.53	2.08	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.57	0.26	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.57	0.26	14 ø 5.0 (7 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.42	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	0.91	1.01	ø 8.0 c/10



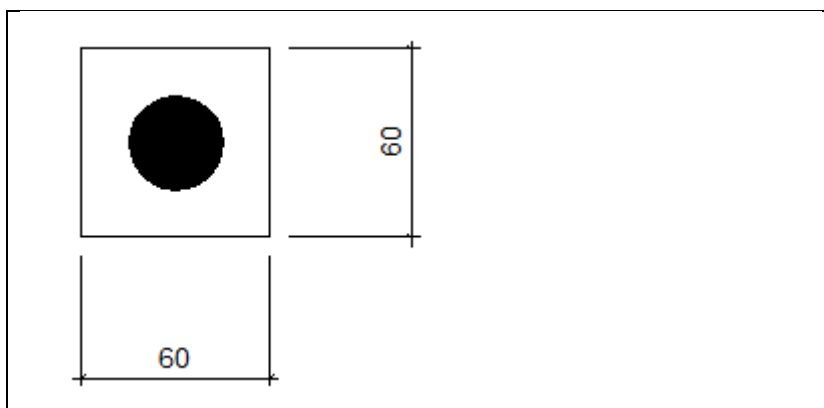


Cálculo do Bloco B6

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.18	0.00	3.65



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.46
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.65	3.42	386	0.69
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E6-1	3.65	3.42	386	0.69

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.16	0.41	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.16	0.28	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



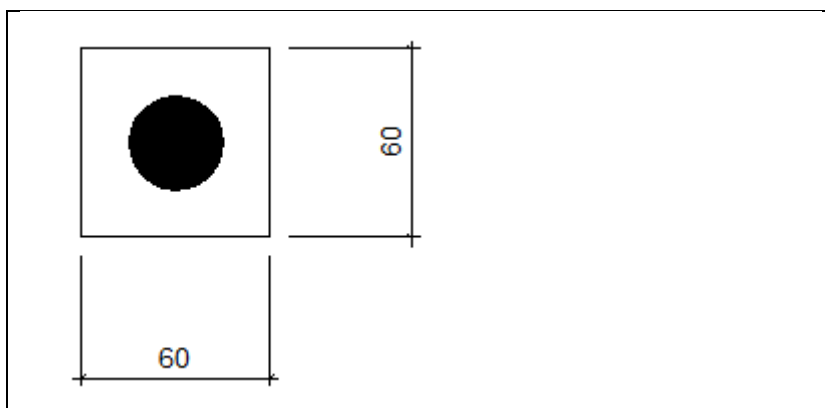


Cálculo do Bloco B7

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.34	0.00	2.81



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	3.27
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	2.81	2.78	243	0.22
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E7-1	2.81	2.78	243	0.22

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.12	0.31	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.12	0.21	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



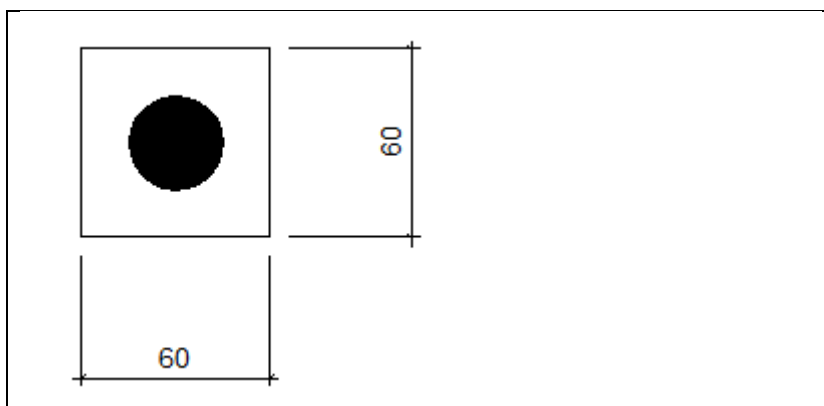


Cálculo do Bloco B8

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.99	0.00	3.46



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.19
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.46	3.19	356	0.60
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E8-1	3.46	3.19	356	0.60

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.15	0.38	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.15	0.26	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



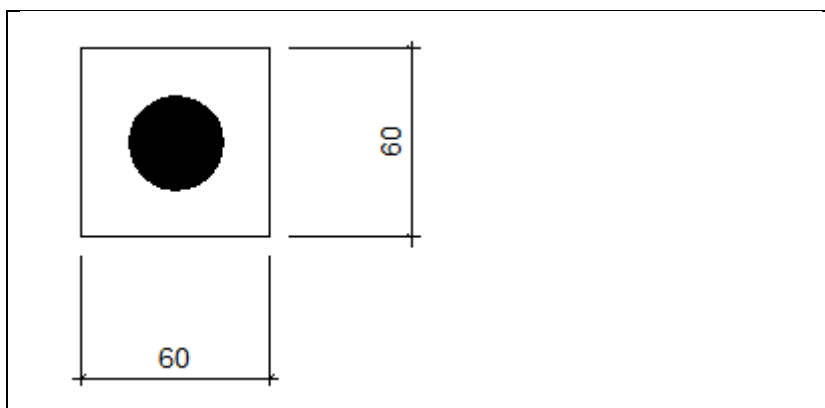


Cálculo do Bloco B9

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.02	0.00	2.49



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	2.83
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	2.49	2.36	342	0.42
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E9-1	2.49	2.36	342	0.42

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.11	0.28	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.11	0.19	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



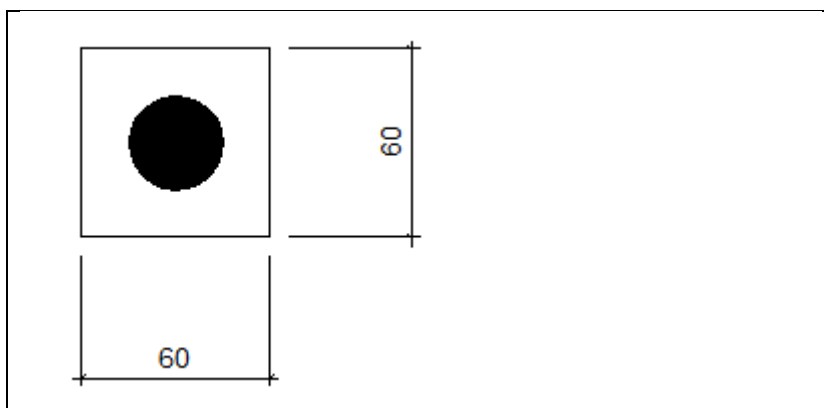


Cálculo do Bloco B11

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	4.59	0.00	5.06



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	6.42
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	5.06	3.55	427	0.93
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E11-1	5.06	3.55	427	0.93

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.22	0.56	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.22	0.38	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



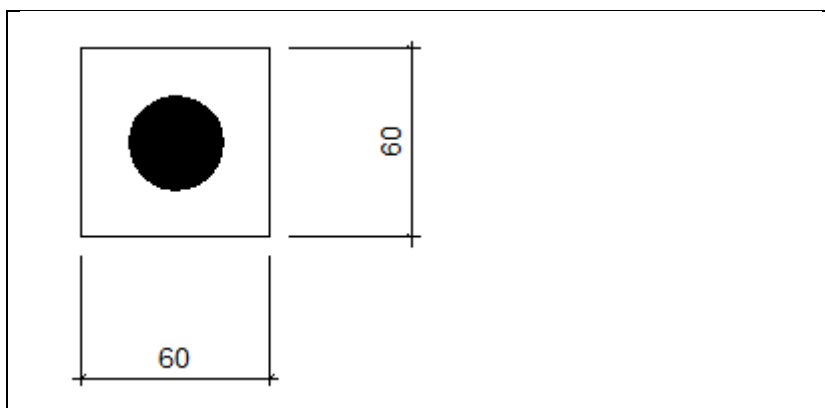


Cálculo do Bloco B12

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	4.26	0.00	4.73



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.97
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.73	4.54	431	0.78
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E12-1	4.73	4.54	431	0.78

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.20	0.53	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.20	0.36	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



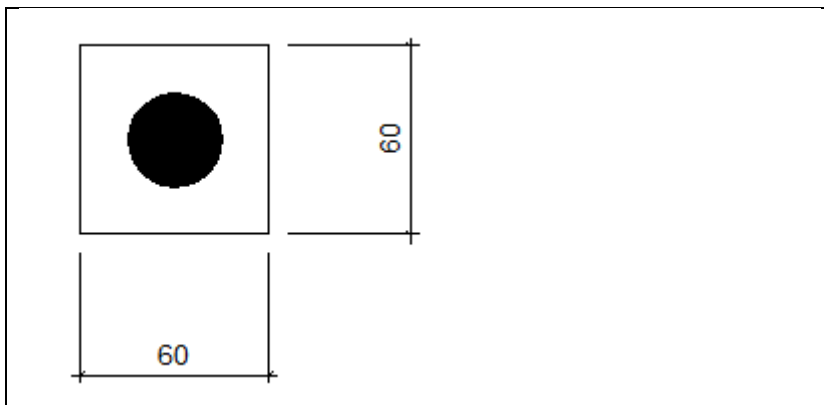


Cálculo do Bloco B13

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	4.27	0.00	4.74



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.98
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.74	4.53	389	0.67
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E13-1	4.74	4.53	389	0.67

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.20	0.53	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.20	0.36	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



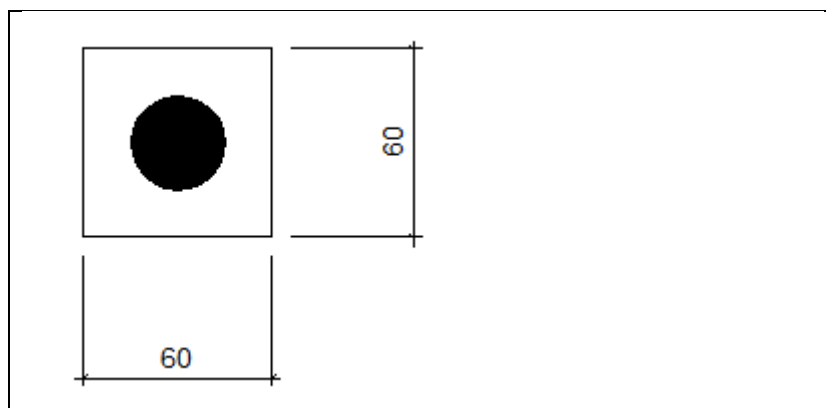


Cálculo do Bloco B14

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.93	0.00	4.40



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.51
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.40	4.18	434	0.68
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E14-1	4.40	4.18	434	0.68

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.19	0.49	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.19	0.33	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



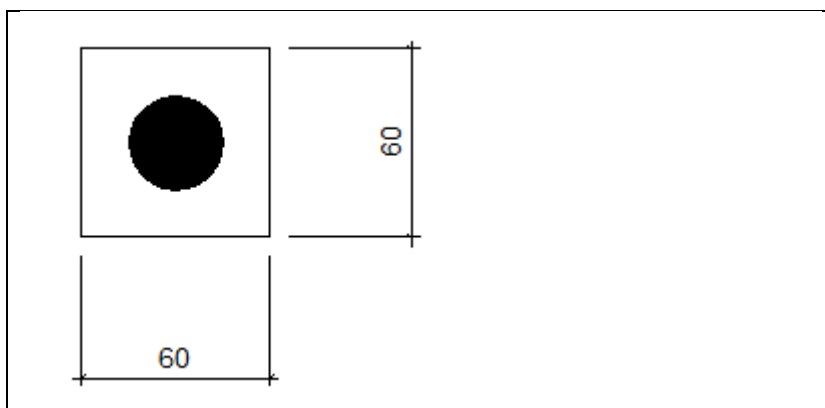


Cálculo do Bloco B15

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.55	0.00	4.02



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.97
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.02	3.77	394	0.59
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E15-1	4.02	3.77	394	0.59

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.45	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.30	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



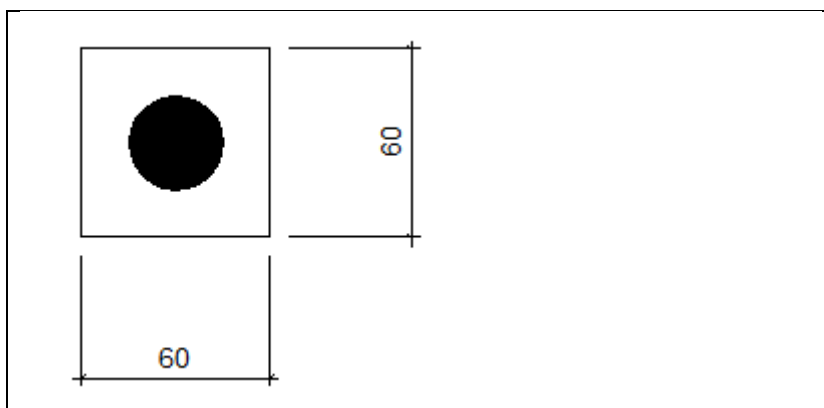


Cálculo do Bloco B16

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.28	0.00	3.74



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.59
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.74	2.98	322	0.53
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E16-1	3.74	2.98	322	0.53

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.16	0.42	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.16	0.28	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



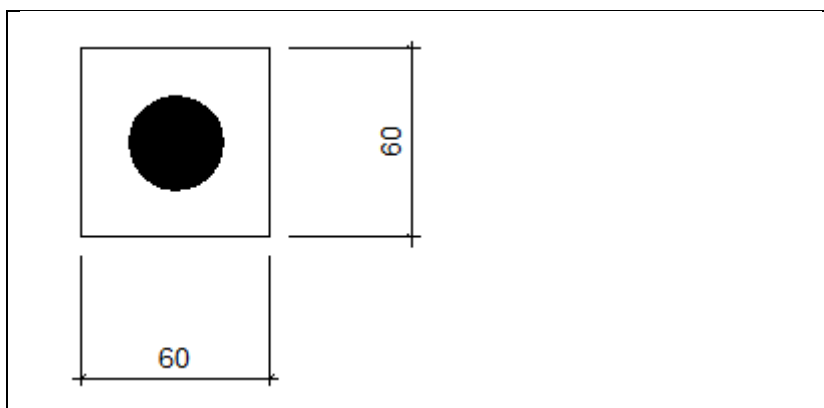


Cálculo do Bloco B17

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	1.88	0.00	2.34



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	2.63
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	2.34	1.90	249	0.30
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E17-1	2.34	1.90	249	0.30

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.10	0.26	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.10	0.18	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



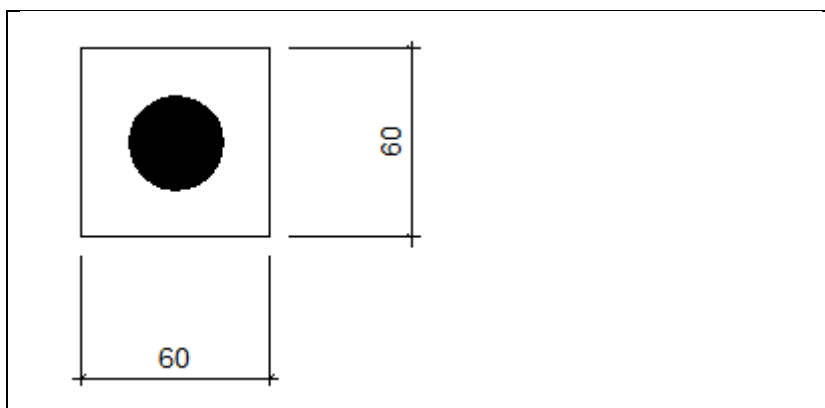


Cálculo do Bloco B18

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.86	0.00	4.33



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.41
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.33	3.91	479	0.39
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E18-1	4.33	3.91	479	0.39

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.19	0.48	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.19	0.33	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



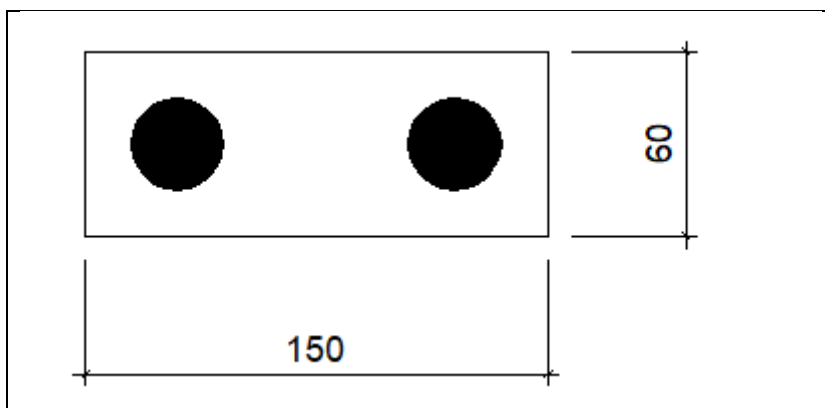


Cálculo do Bloco B19

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	45.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	60.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	2.52 m ²
Volume concreto	0.52 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
1.30	4.59	0.21	6.10



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	6.43
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	34.86	13.21
Tensão admissível (kgf/cm²)	136.61	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	5.06	4.63	930	1.41
2	2	150x60	60	1.30	3.00	2.68	499	0.70
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E19-1	3.00	2.78	499	0.70
E19-2	2.89	2.68	499	0.70

Dimensionamento da armadura de retração



	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	9.61	19.32	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	3.38	1.56	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.42	0.20	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.42	0.20	14 ø 5.0 (7 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.31	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	0.68	1.01	ø 8.0 c/10



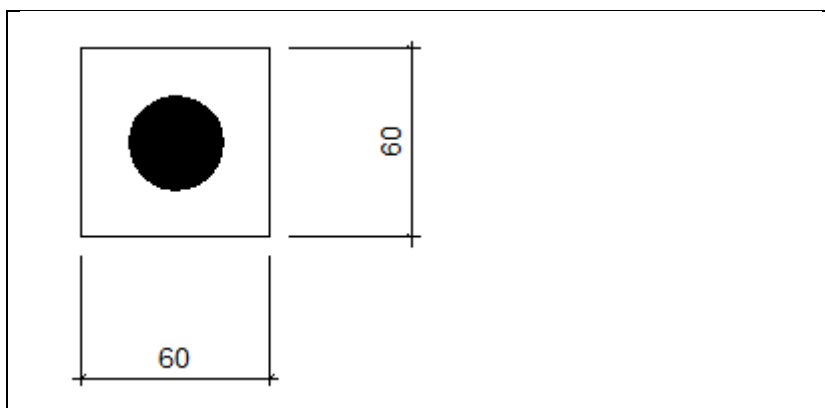


Cálculo do Bloco B20

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.04	0.00	3.51



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.26
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.51	3.16	440	0.40
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E20-1	3.51	3.16	440	0.40

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.15	0.39	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.15	0.27	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



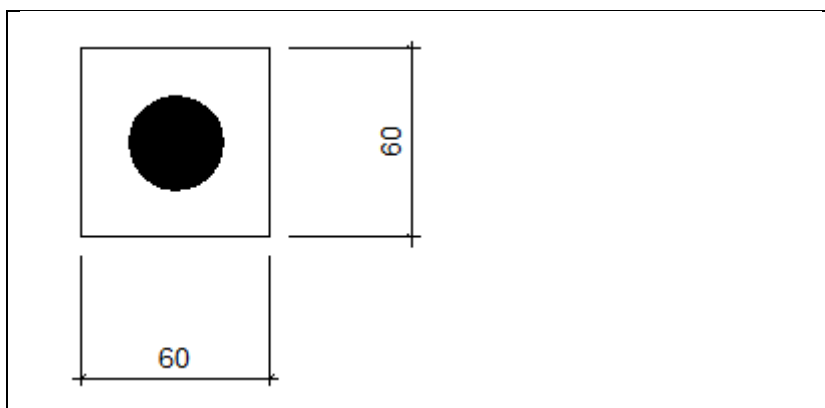


Cálculo do Bloco B21

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.23	0.00	3.70



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.52
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.70	3.56	415	0.57
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E21-1	3.70	3.56	415	0.57

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.16	0.41	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.16	0.28	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



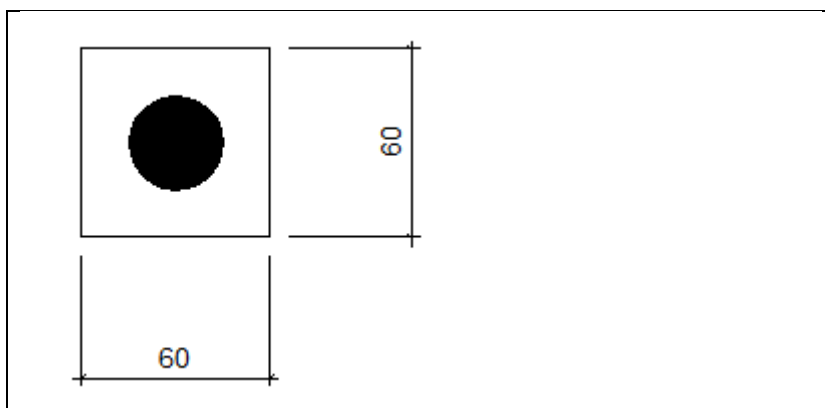


Cálculo do Bloco B22

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.77	0.00	3.24



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	3.88
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.24	2.58	435	0.70
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E22-1	3.24	2.58	435	0.70

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.14	0.36	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.14	0.24	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



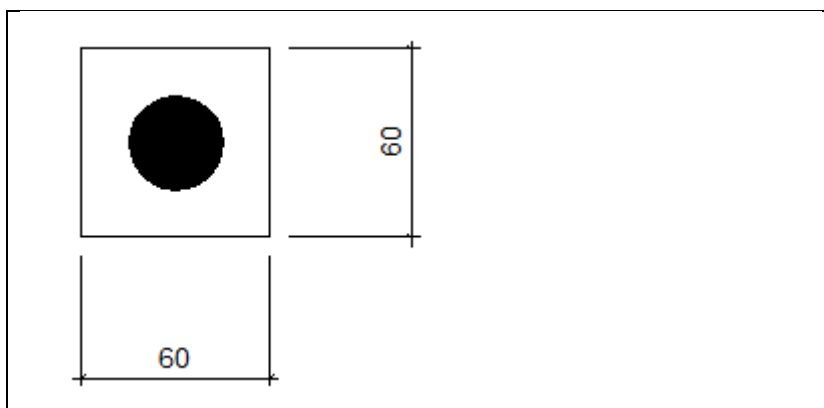


Cálculo do Bloco B23

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.53	0.00	3.99



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.94
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.99	3.13	166	0.18
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E23-1	3.99	3.13	166	0.18

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.44	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.30	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



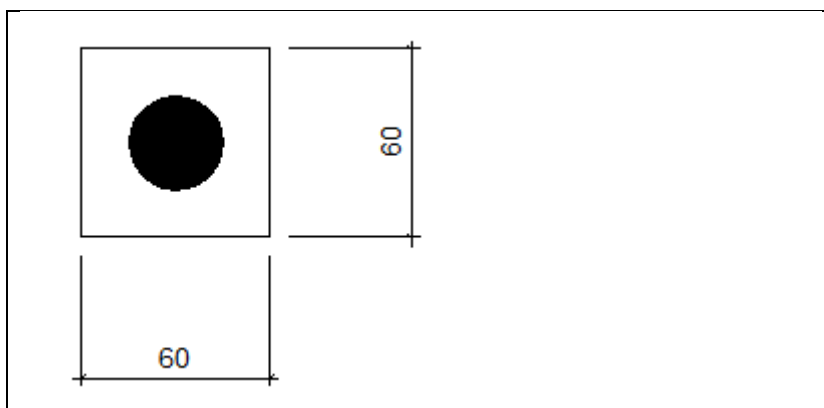


Cálculo do Bloco B24

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.17	0.00	3.64



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.43
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.64	3.43	190	0.06
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E24-1	3.64	3.43	190	0.06

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.16	0.40	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.16	0.27	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



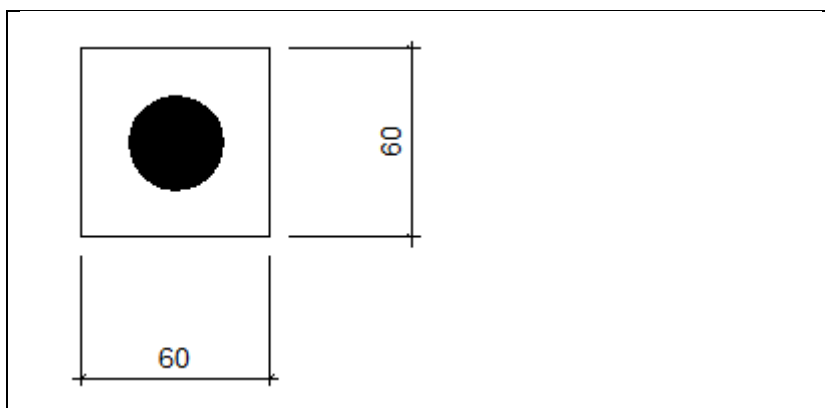


Cálculo do Bloco B25

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.07	0.00	3.54



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.30
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.54	3.32	426	0.52
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E25-1	3.54	3.32	426	0.52

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.15	0.39	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.15	0.27	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



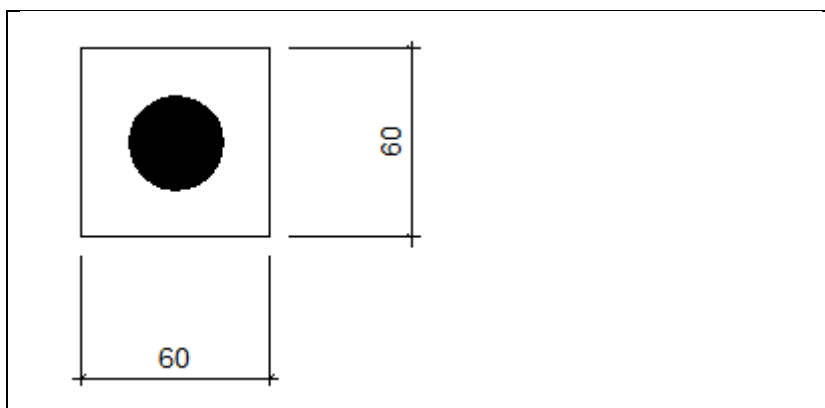


Cálculo do Bloco B26

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.07	0.00	3.54



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.30
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.54	3.33	395	0.46
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E26-1	3.54	3.33	395	0.46

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.15	0.39	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.15	0.27	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



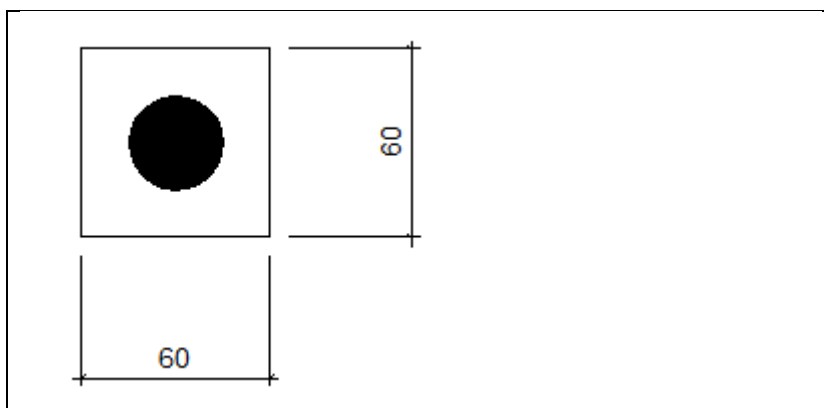


Cálculo do Bloco B27

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.40	0.00	2.87



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	3.36
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	2.87	2.87	217	0.13
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E27-1	2.87	2.87	217	0.13

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.12	0.32	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.12	0.22	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



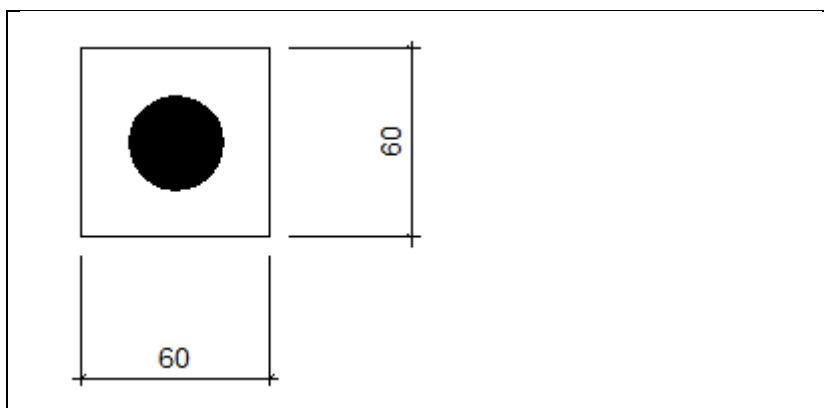


Cálculo do Bloco B28

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.40	0.00	2.87



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	3.36
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	2.87	2.86	237	0.14
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E28-1	2.87	2.86	237	0.14

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.12	0.32	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.12	0.22	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



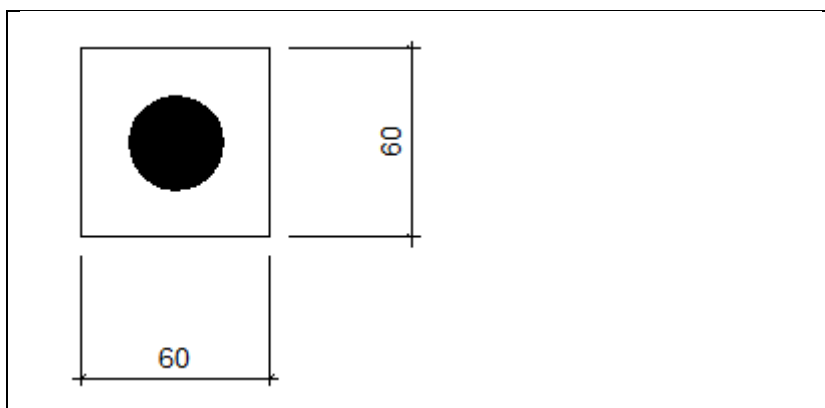


Cálculo do Bloco B29

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	5.53	0.00	6.00



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	7.75
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	6.00	5.86	519	0.84
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E29-1	6.00	5.86	519	0.84

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.26	0.67	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.26	0.45	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



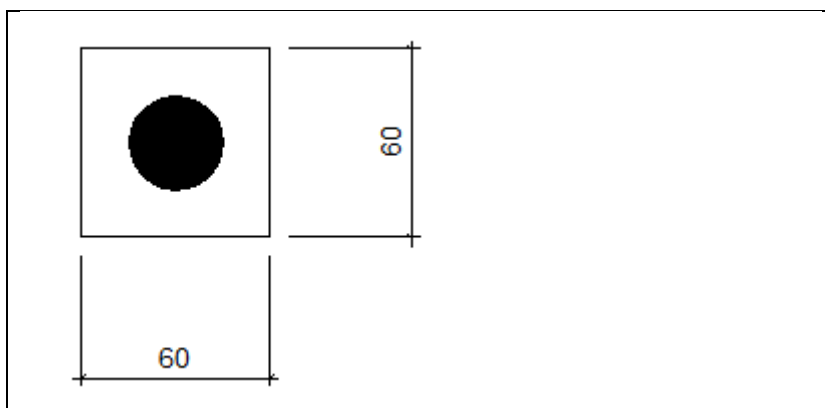


Cálculo do Bloco B30

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.57	0.00	4.03



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.99
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.03	3.58	535	0.69
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E30-1	4.03	3.58	535	0.69

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.45	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.31	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



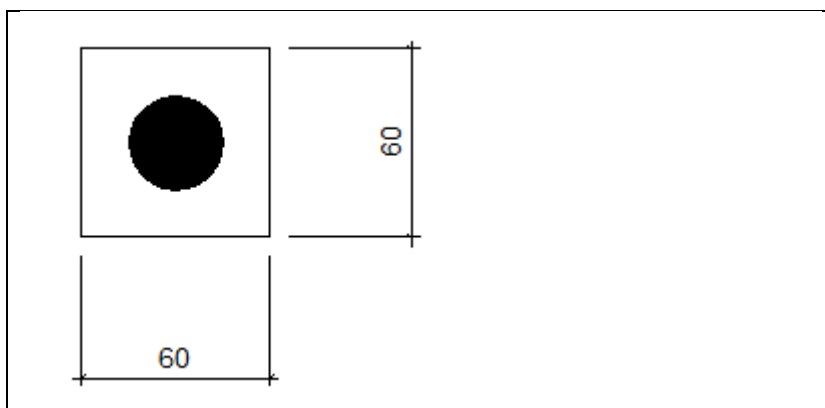


Cálculo do Bloco B31

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.52	0.00	2.98



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	3.52
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	2.98	2.90	185	0.26
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E31-1	2.98	2.90	185	0.26

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.13	0.33	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.13	0.23	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



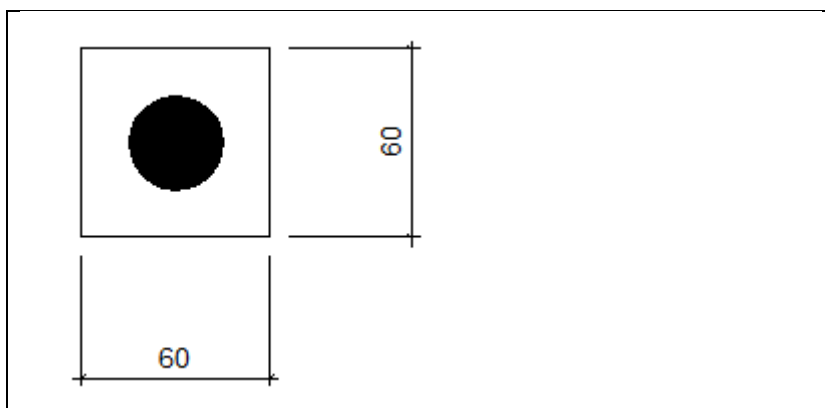


Cálculo do Bloco B32

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.66	0.00	3.12



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	3.72
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.12	2.80	415	0.51
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E32-1	3.12	2.80	415	0.51

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.13	0.35	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.13	0.24	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



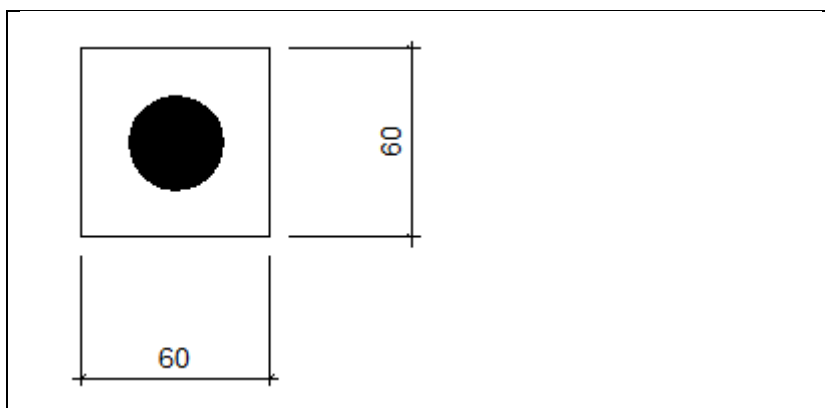


Cálculo do Bloco B33

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.04	0.00	3.51



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.25
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.51	3.26	540	0.83
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E33-1	3.51	3.26	540	0.83

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.15	0.39	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.15	0.27	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



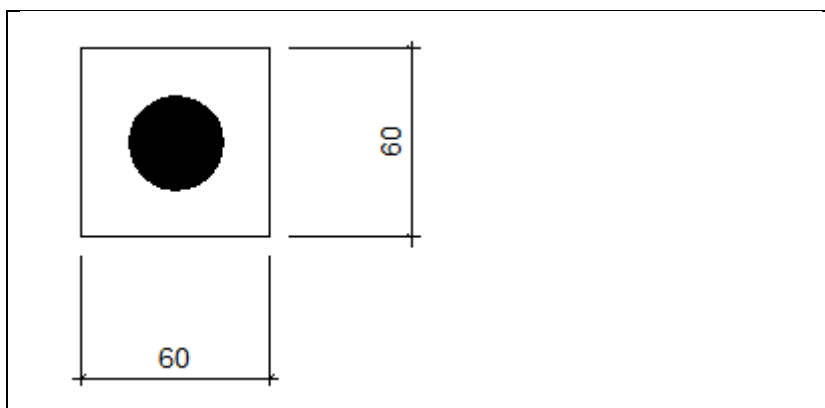


Cálculo do Bloco B34

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.58	0.00	4.05



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.01
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.05	3.85	362	0.51
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E34-1	4.05	3.85	362	0.51

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.45	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.31	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



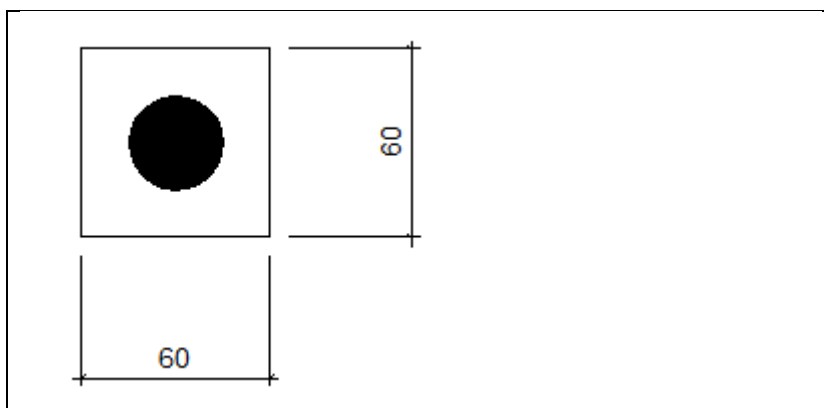


Cálculo do Bloco B35

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.72	0.00	4.18



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.20
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.18	3.97	366	0.74
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E35-1	4.18	3.97	366	0.74

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.18	0.46	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.18	0.32	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



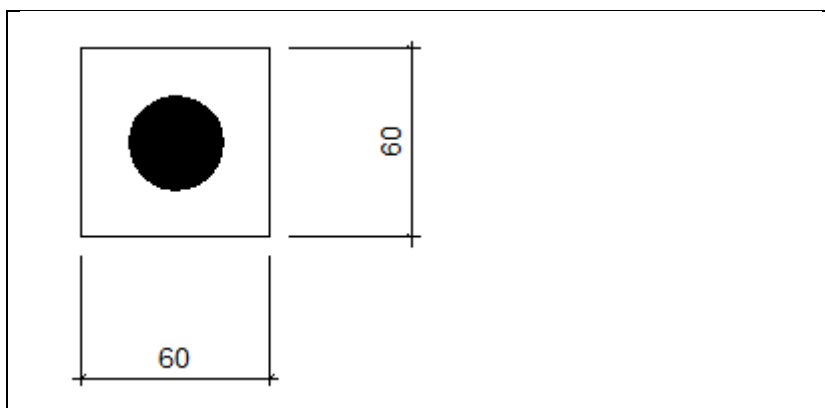


Cálculo do Bloco B36

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.47	0.00	3.94



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.86
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.94	3.75	627	1.08
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E36-1	3.94	3.75	627	1.08

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.44	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.30	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



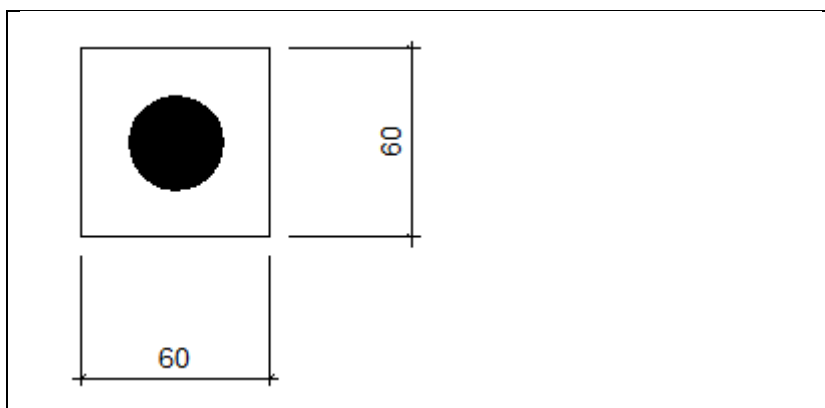


Cálculo do Bloco B37

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.48	0.00	3.95



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.87
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.95	3.74	496	0.90
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E37-1	3.95	3.74	496	0.90

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.44	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.30	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



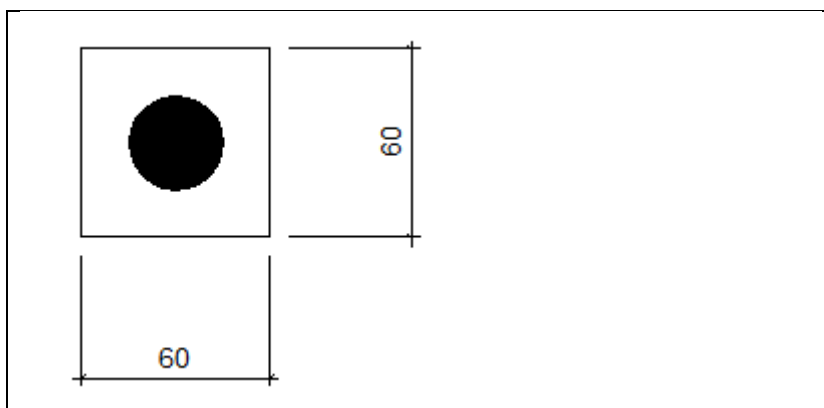


Cálculo do Bloco B38

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.87	0.00	4.34



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.42
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.34	4.13	416	0.74
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E38-1	4.34	4.13	416	0.74

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.19	0.48	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.19	0.33	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



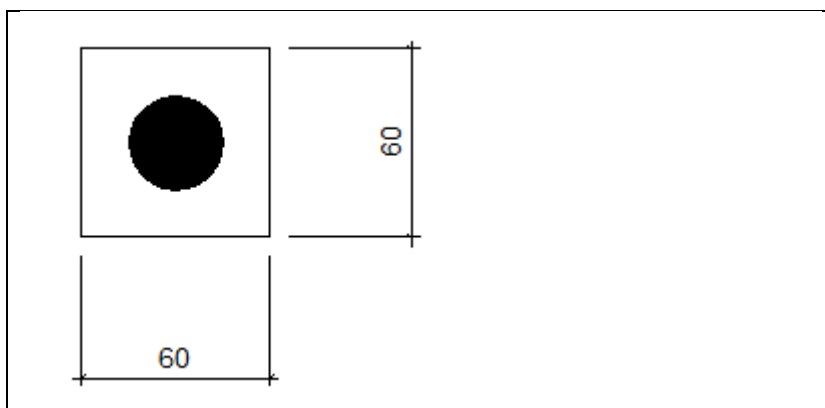


Cálculo do Bloco B39

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.58	0.00	4.05



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.02
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.05	3.78	329	0.60
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E39-1	4.05	3.78	329	0.60

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.45	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.31	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



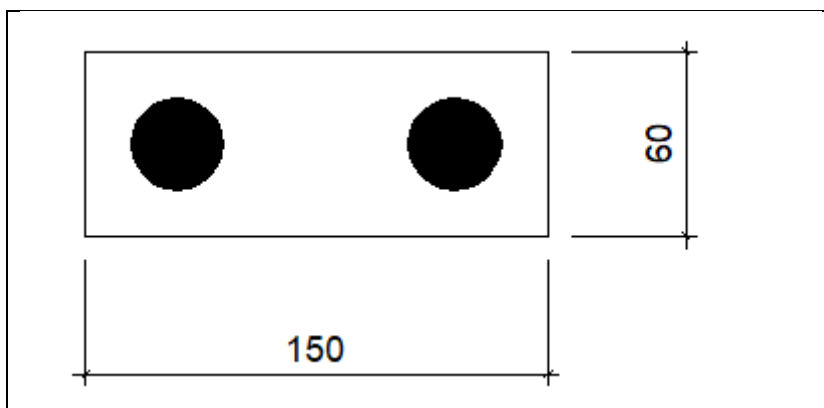


Cálculo do Bloco B40

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	45.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	60.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	2.52 m ²
Volume concreto	0.52 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
1.30	4.77	0.38	6.45



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	6.68
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	36.76	13.77
Tensão admissível (kgf/cm²)	136.61	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	5.24	4.76	918	1.28
2	2	150x60	60	1.30	3.13	2.66	487	0.64
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E40-1	2.94	2.66	487	0.64
E40-2	3.13	2.92	487	0.64

Dimensionamento da armadura de retração



	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	9.61	19.32	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	3.57	1.61	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.45	0.20	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.45	0.20	14 ø 5.0 (7 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.32	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	0.71	1.01	ø 8.0 c/10



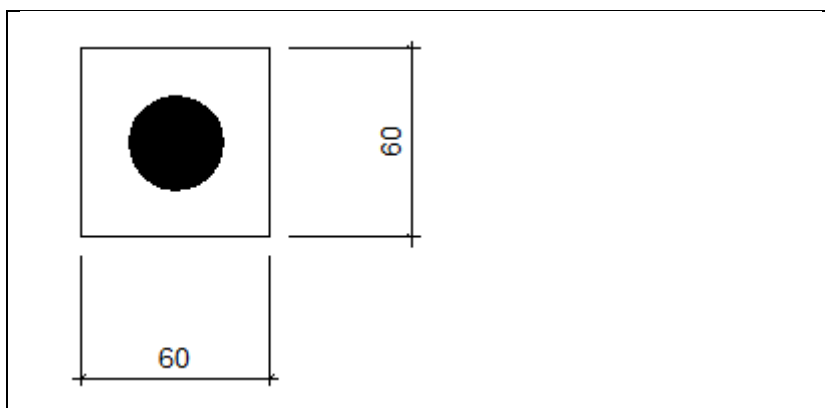


Cálculo do Bloco B41

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	1.50	0.00	1.97



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	2.10
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	1.97	1.79	171	0.19
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E41-1	1.97	1.79	171	0.19

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.08	0.22	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.08	0.15	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



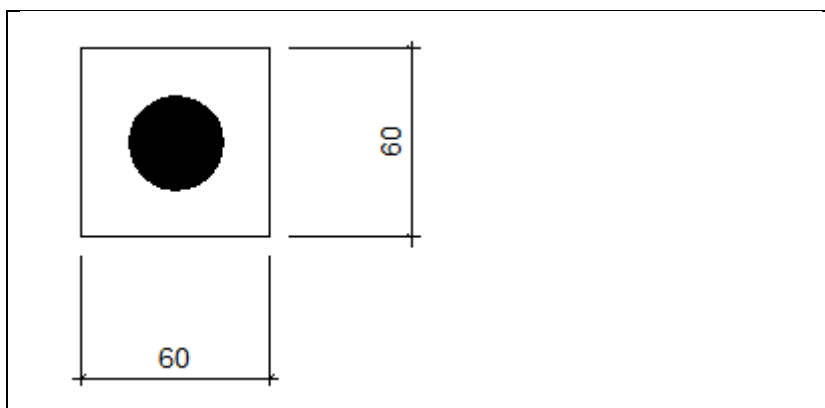


Cálculo do Bloco B42

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	1.71	0.00	2.18



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	2.39
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	2.18	2.04	165	0.18
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E42-1	2.18	2.04	165	0.18

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.09	0.24	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.09	0.16	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



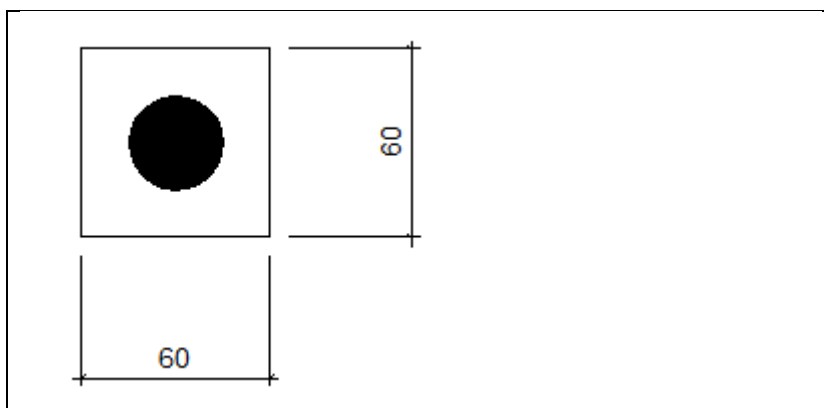


Cálculo do Bloco B43

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.68	0.00	3.14



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	3.75
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.14	2.97	438	0.38
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E43-1	3.14	2.97	438	0.38

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.14	0.35	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.14	0.24	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



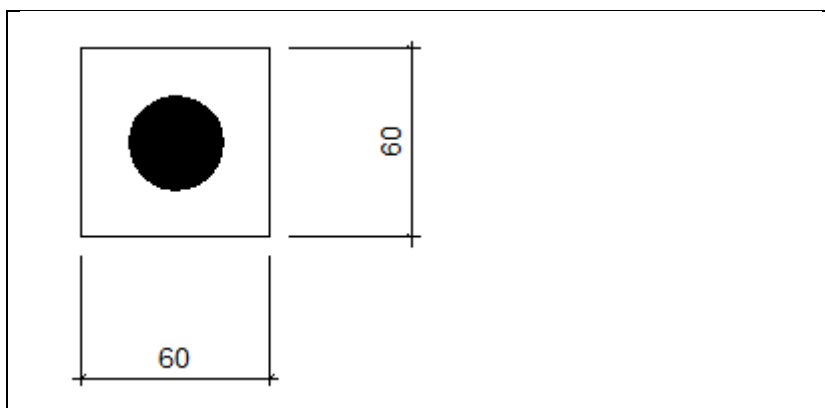


Cálculo do Bloco B44

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.01	0.00	3.48



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.21
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.48	2.94	272	0.67
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E44-1	3.48	2.94	272	0.67

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.15	0.38	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.15	0.26	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



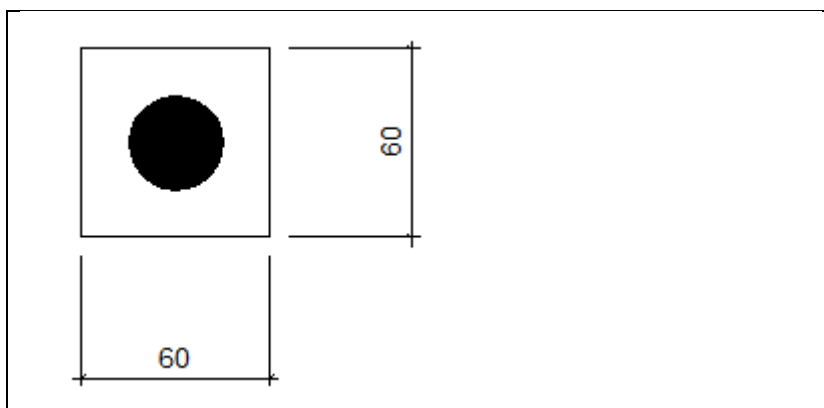


Cálculo do Bloco B45

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.61	0.00	4.08



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.06
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.08	4.06	328	0.35
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E45-1	4.08	4.06	328	0.35

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.44	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.31	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



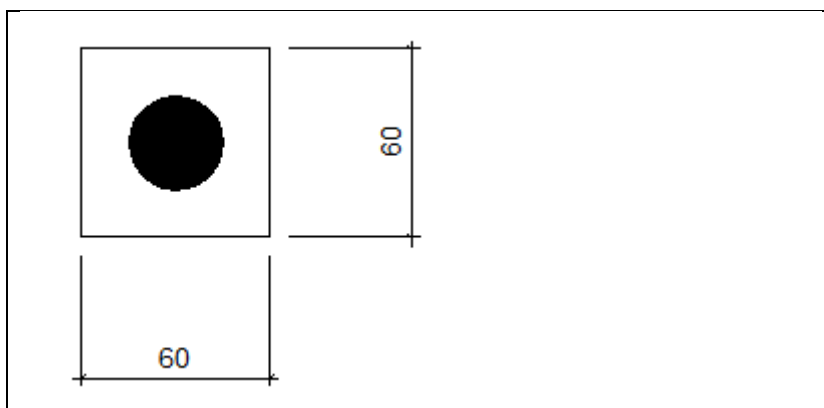


Cálculo do Bloco B46

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.56	0.00	4.02



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.98
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.02	4.02	336	0.22
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E46-1	4.02	4.02	336	0.22

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.44	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.30	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



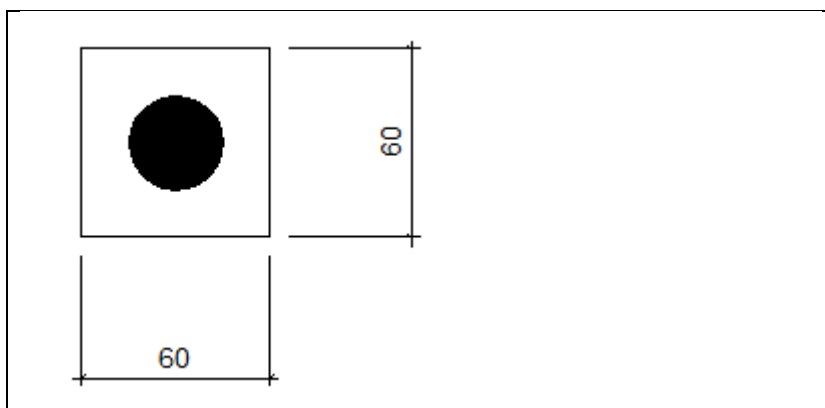


Cálculo do Bloco B47

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.53	0.00	4.00



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.95
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.00	3.99	269	0.19
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E47-1	4.00	3.99	269	0.19

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.43	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.30	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



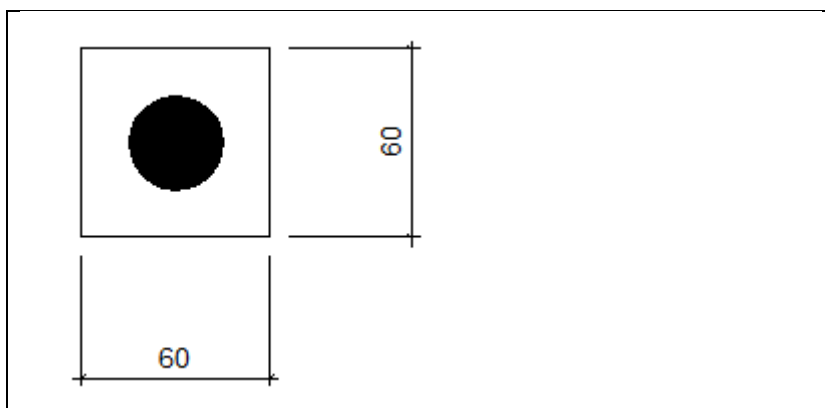


Cálculo do Bloco B48

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	5.75	0.00	6.22



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	8.05
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	6.22	5.98	160	0.54
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E48-1	6.22	5.98	160	0.54

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.26	0.68	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.26	0.47	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



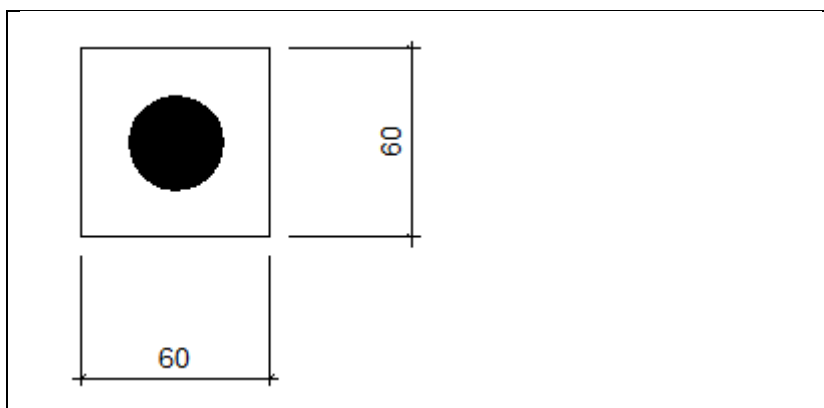


Cálculo do Bloco B49

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	4.76	0.00	5.23



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	6.67
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	5.23	4.27	411	0.76
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E49-1	5.23	4.27	411	0.76

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.22	0.57	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.22	0.40	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



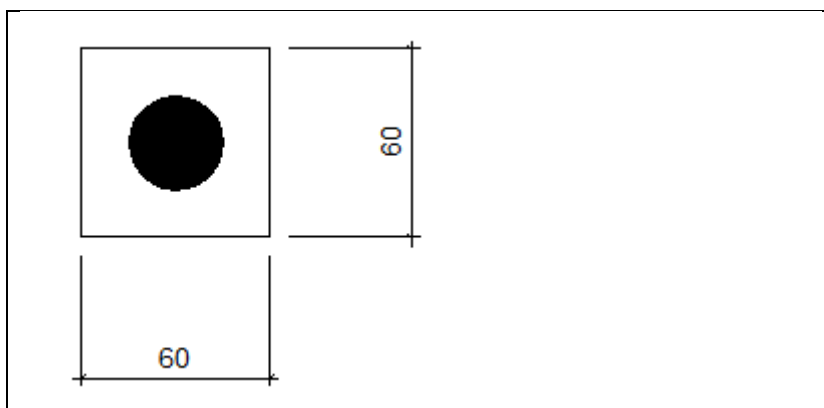


Cálculo do Bloco B50

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.18	0.00	3.64



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.45
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.64	3.63	296	0.33
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E50-1	3.64	3.63	296	0.33

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.15	0.40	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.15	0.28	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



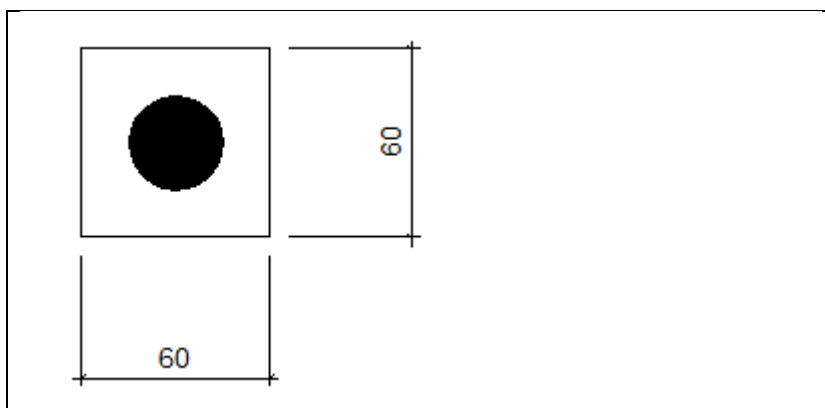


Cálculo do Bloco B51

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.75	0.00	4.22



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.26
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.22	3.58	412	0.78
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E51-1	4.22	3.58	412	0.78

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.18	0.47	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.18	0.32	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



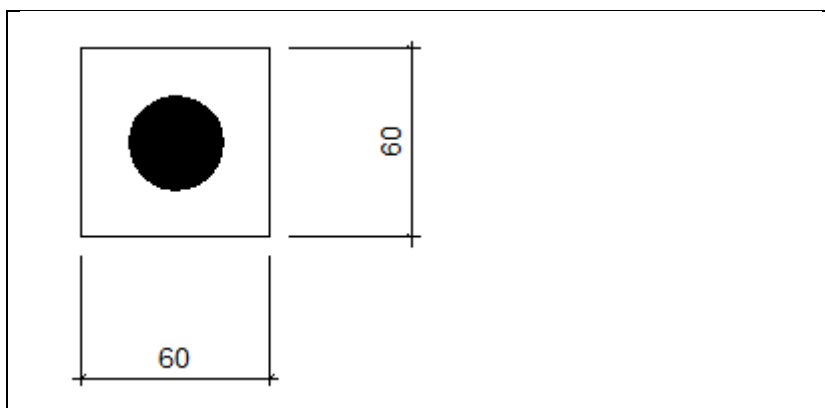


Cálculo do Bloco B52

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.96	0.00	3.43



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.15
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.43	3.15	485	0.84
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E52-1	3.43	3.15	485	0.84

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.15	0.38	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.15	0.26	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



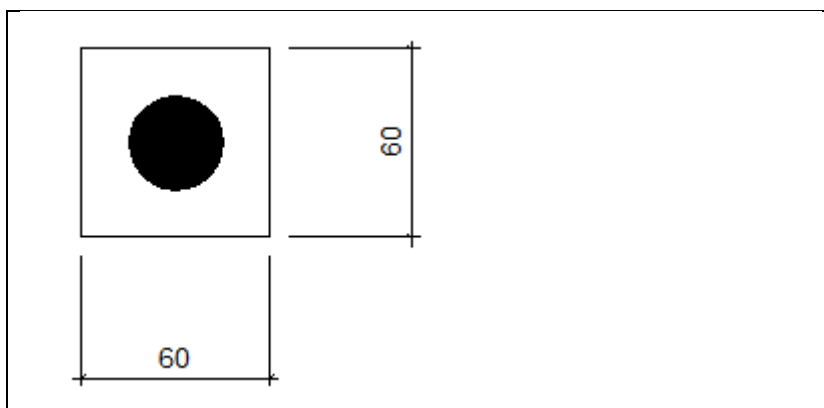


Cálculo do Bloco B53

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.99	0.00	3.46



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.19
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.46	3.02	236	0.49
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E53-1	3.46	3.02	236	0.49

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------





Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.15	0.38	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.15	0.26	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



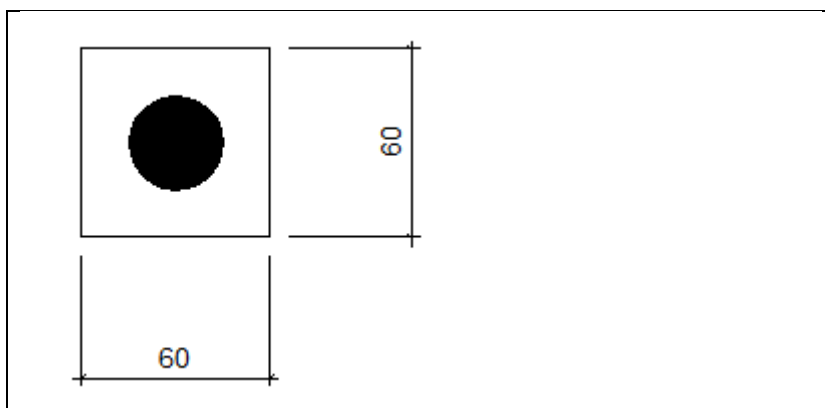


Cálculo do Bloco B54

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.45	0.00	3.92



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.83
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.92	3.75	637	0.55
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E54-1	3.92	3.75	637	0.55

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.43	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.30	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



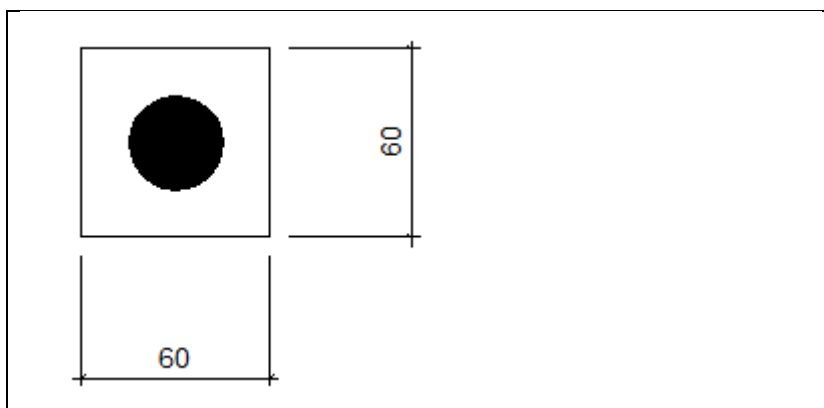


Cálculo do Bloco B55

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.40	0.00	3.87



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.76
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.87	3.74	425	0.26
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E55-1	3.87	3.74	425	0.26

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.16	0.42	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.16	0.29	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



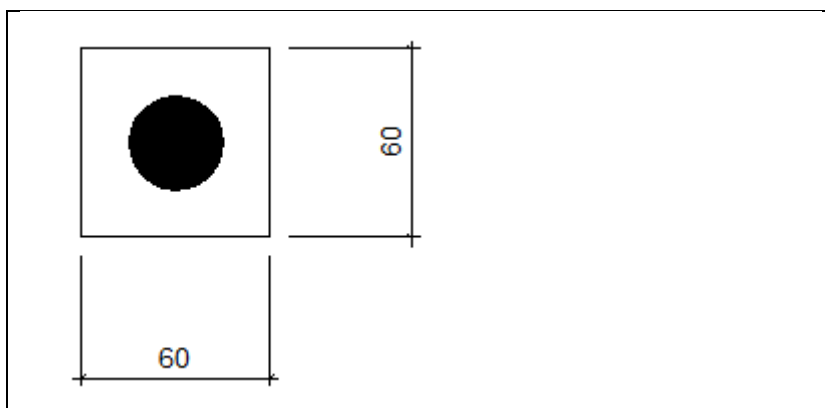


Cálculo do Bloco B56

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.20	0.00	3.67



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.48
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.67	2.80	240	0.65
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E56-1	3.67	2.80	240	0.65

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.15	0.40	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.15	0.28	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



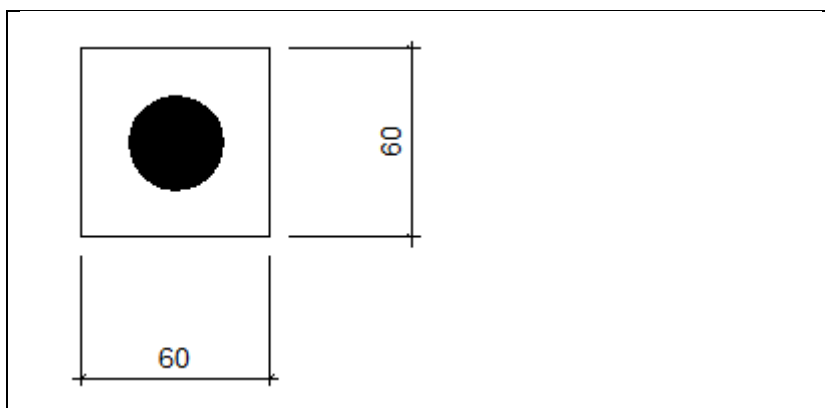


Cálculo do Bloco B57

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.61	0.00	4.08



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.06
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.08	4.06	352	0.34
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E57-1	4.08	4.06	352	0.34

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.44	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.31	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



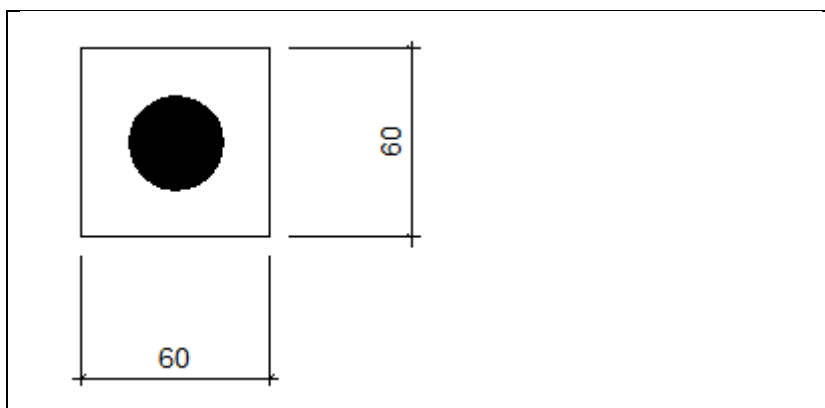


Cálculo do Bloco B58

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.56	0.00	4.02



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.98
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.02	4.02	345	0.21
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E58-1	4.02	4.02	345	0.21

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.44	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.30	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



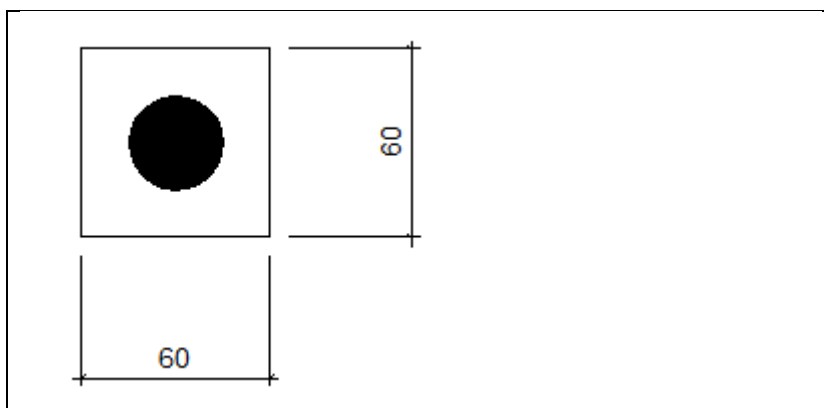


Cálculo do Bloco B59

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.53	0.00	4.00



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.94
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.00	3.99	275	0.18
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E59-1	4.00	3.99	275	0.18

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.43	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.30	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



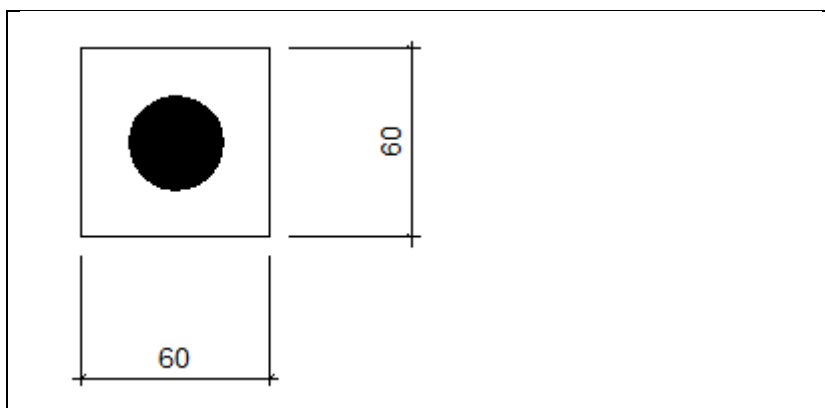


Cálculo do Bloco B60

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	5.48	0.00	5.95



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	7.67
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	5.95	5.13	413	0.80
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E60-1	5.95	5.13	413	0.80

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.25	0.65	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.25	0.45	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



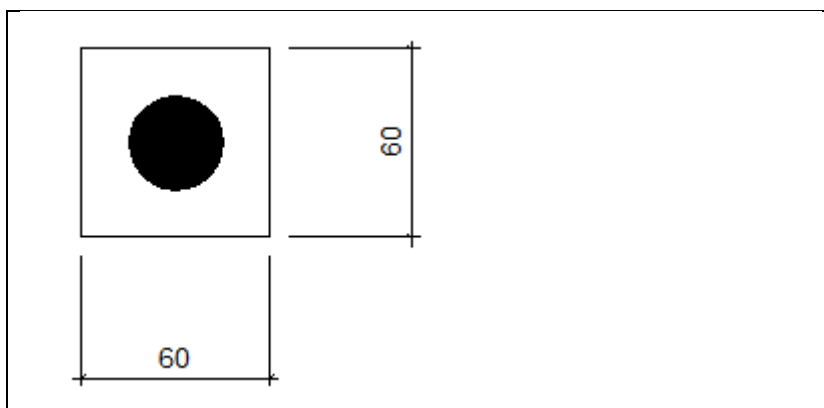


Cálculo do Bloco B61

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.84	0.00	4.30



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.37
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.30	4.26	404	0.73
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E61-1	4.30	4.26	404	0.73

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.18	0.47	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.18	0.33	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



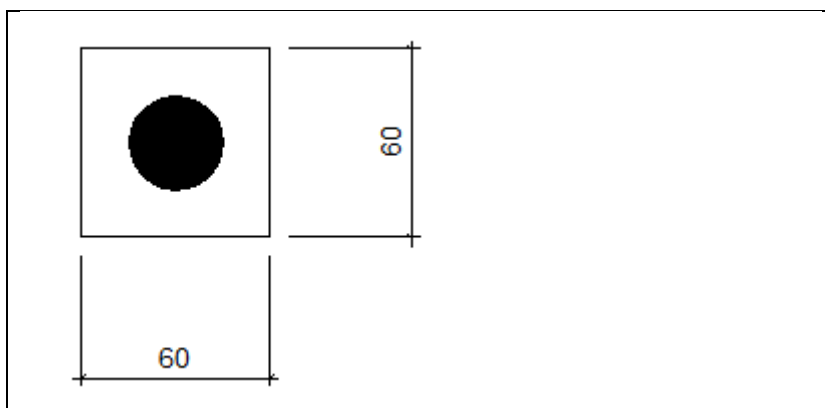


Cálculo do Bloco B62

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.08	0.00	3.55



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.32
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.55	3.55	255	0.24
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E62-1	3.55	3.55	255	0.24

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.15	0.39	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.15	0.27	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



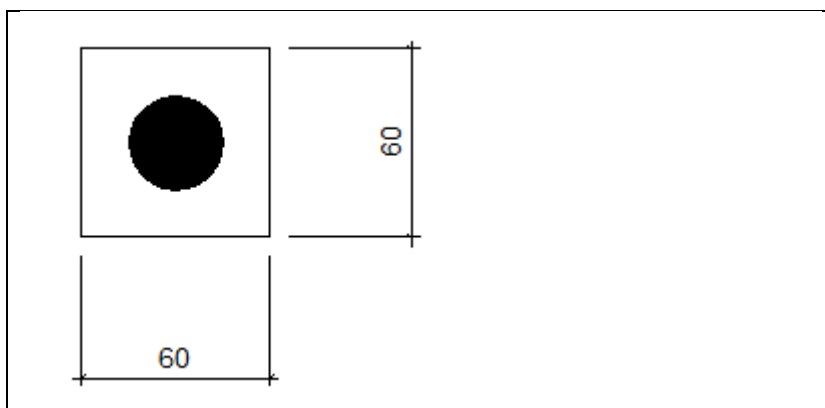


Cálculo do Bloco B63

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	5.25	0.00	5.72



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	7.35
Força resistente (tf)	160.71
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	5.72	4.98	599	1.05
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E63-1	5.72	4.98	599	1.05

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.24	0.62	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.24	0.43	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



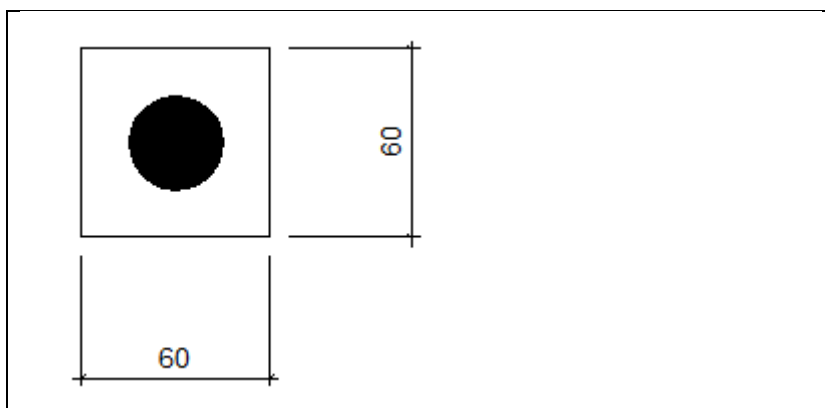


Cálculo do Bloco B64

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.26	0.00	3.73



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.57
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.73	2.64	576	1.06
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E64-1	3.73	2.64	576	1.06

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.16	0.41	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.16	0.28	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



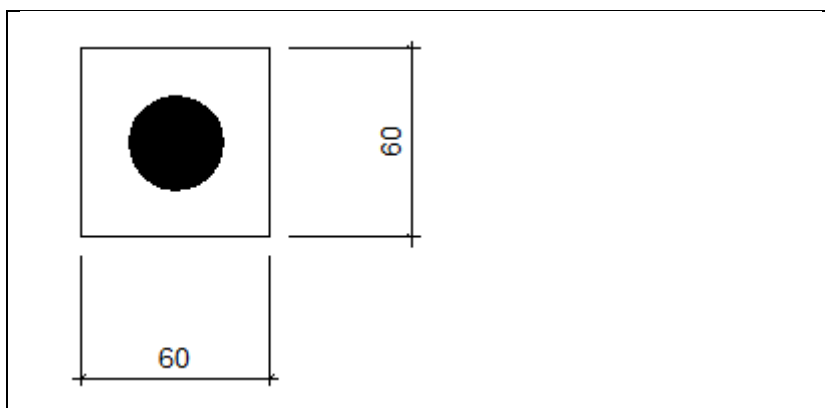


Cálculo do Bloco B65

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.36	0.00	3.83



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.71
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.83	3.75	386	0.83
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E65-1	3.83	3.75	386	0.83

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------





Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.43	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.29	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



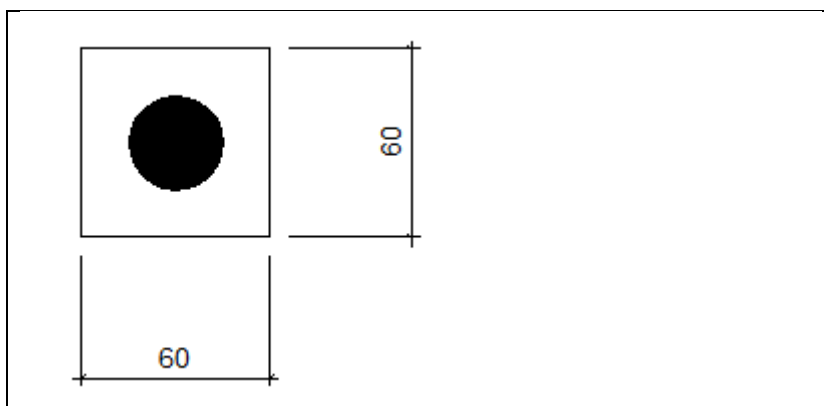


Cálculo do Bloco B66

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	4.04	0.00	4.51



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.66
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.51	4.37	792	1.40
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E66-1	4.51	4.37	792	1.40

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.19	0.50	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.19	0.34	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



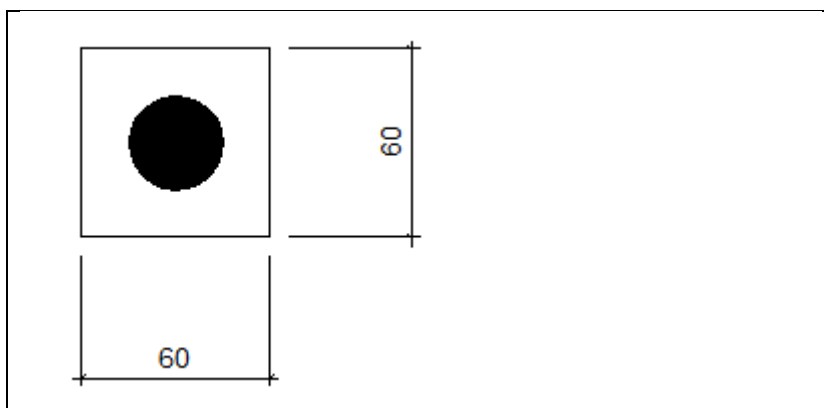


Cálculo do Bloco B67

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	4.01	0.00	4.48



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.62
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.48	4.34	585	1.13
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E67-1	4.48	4.34	585	1.13

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------





Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.19	0.50	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.19	0.34	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



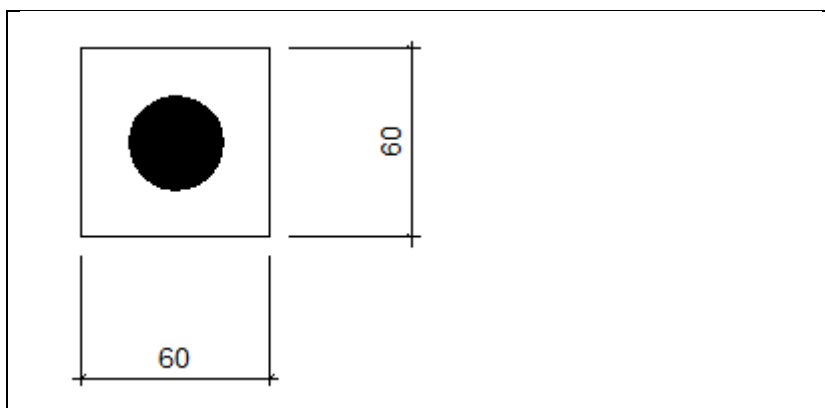


Cálculo do Bloco B68

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	4.80	0.00	5.27



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	6.72
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	5.27	5.05	364	0.67
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E68-1	5.27	5.05	364	0.67

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.23	0.59	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.23	0.40	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



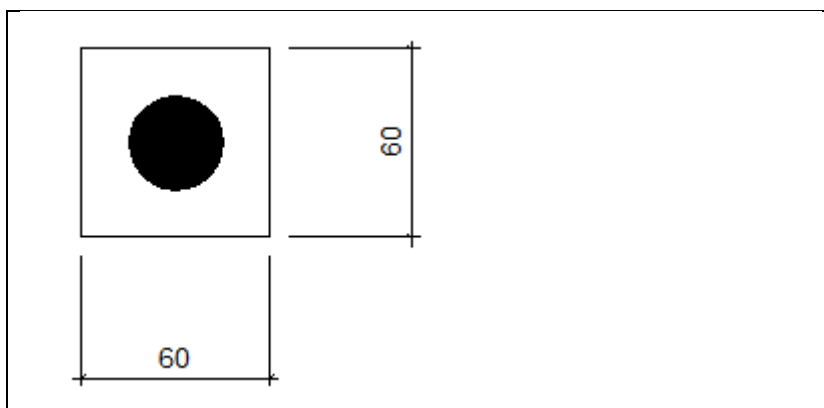


Cálculo do Bloco B69

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.99	0.00	4.46



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.58
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.46	4.09	789	1.50
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E69-1	4.46	4.09	789	1.50

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.19	0.49	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.19	0.34	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



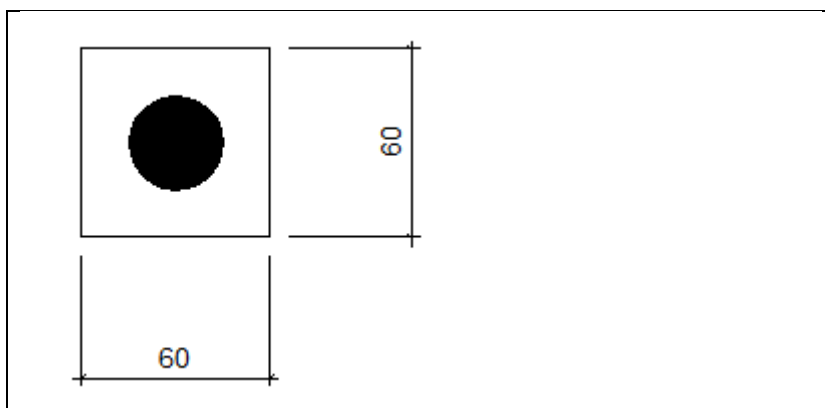


Cálculo do Bloco B70

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.77	0.00	3.24



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	3.87
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.24	2.99	508	0.80
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E70-1	3.24	2.99	508	0.80

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.14	0.36	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.14	0.24	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



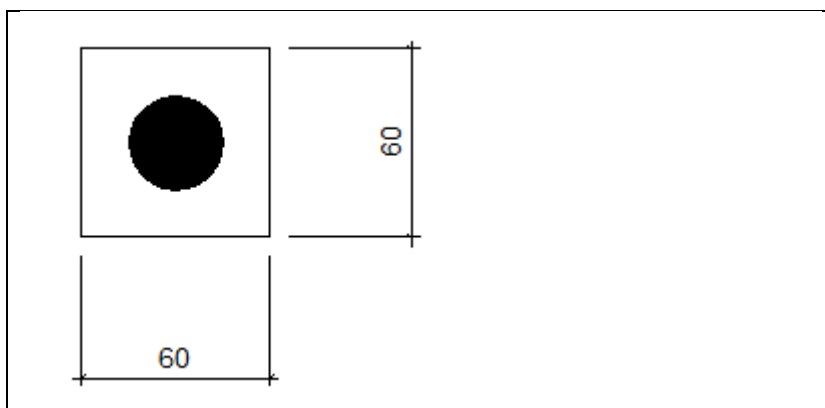


Cálculo do Bloco B71

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.78	0.00	3.25



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	3.89
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.25	3.01	479	0.76
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E71-1	3.25	3.01	479	0.76

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.14	0.36	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.14	0.25	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



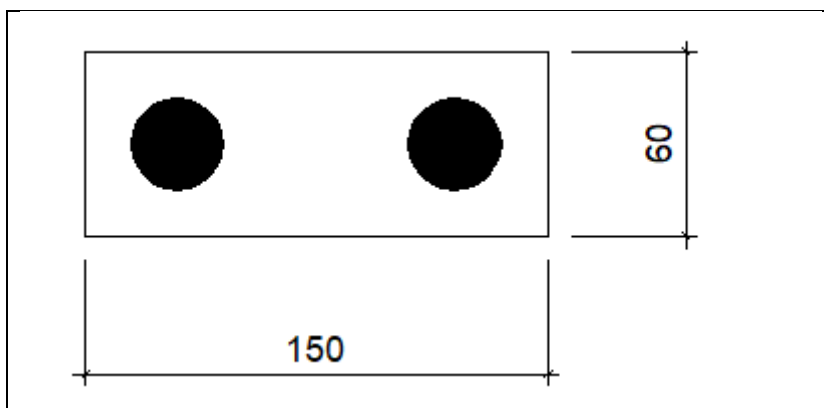


Cálculo do Bloco B72

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	45.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	60.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	2.52 m ²
Volume concreto	0.52 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
1.30	3.96	0.73	6.00



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.55
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	34.38	13.07
Tensão admissível (kgf/cm²)	136.61	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.43	4.07	826	1.54
2	2	150x60	60	1.30	2.97	2.17	435	0.77
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E72-1	2.97	2.65	435	0.77
E72-2	2.36	2.17	435	0.77

Dimensionamento da armadura de retração



	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	9.61	19.32	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	3.32	1.58	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.41	0.20	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.41	0.20	14 ø 5.0 (7 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.32	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	0.66	1.01	ø 8.0 c/10



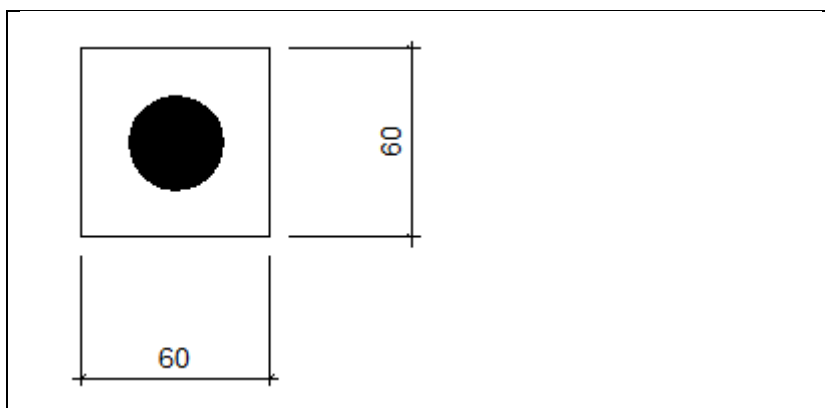


Cálculo do Bloco B73

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	5.03	0.00	5.50



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	7.05
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	5.50	5.27	328	0.56
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E73-1	5.50	5.27	328	0.56

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.24	0.61	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.24	0.42	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



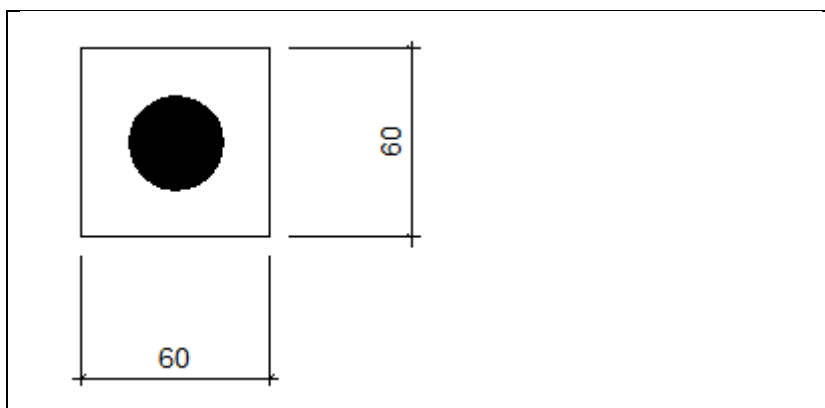


Cálculo do Bloco B74

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.65	0.00	4.12



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.11
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.12	3.74	407	0.97
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E74-1	4.12	3.74	407	0.97

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.18	0.46	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.18	0.31	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



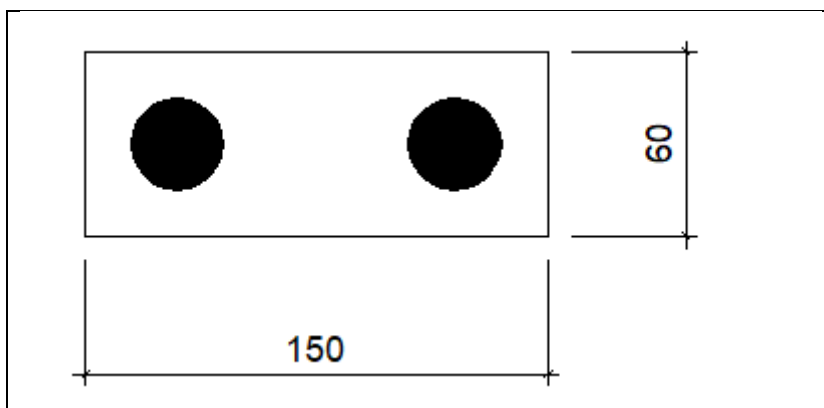


Cálculo do Bloco B75

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	45.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	60.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	2.52 m ²
Volume concreto	0.52 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
1.30	4.32	2.15	7.77



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	6.05
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	45.87	16.48
Tensão admissível (kgf/cm²)	136.61	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.79	4.51	883	1.73
2	2	150x60	60	1.30	3.75	1.59	58	0.86
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E75-1	3.75	3.69	58	0.86
E75-2	1.93	1.59	58	0.86

Dimensionamento da armadura de retração



	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	9.61	19.32	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	4.30	1.98	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.54	0.25	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.54	0.25	14 ø 5.0 (7 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.40	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	0.86	1.01	ø 8.0 c/10



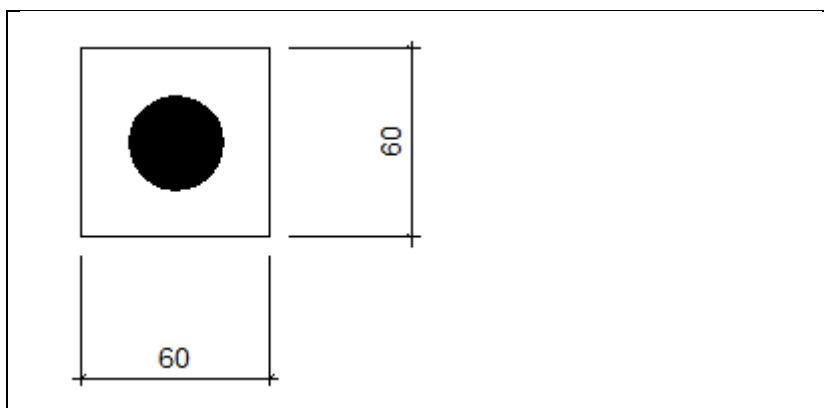


Cálculo do Bloco B76

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.27	0.00	3.74



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.58
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.74	3.44	695	0.87
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E76-1	3.74	3.44	695	0.87

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.16	0.42	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.16	0.28	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



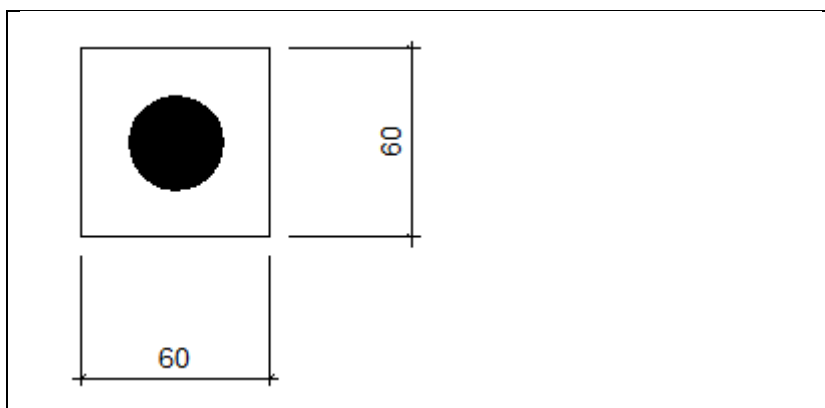


Cálculo do Bloco B77

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.34	0.00	3.81



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.67
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.81	3.46	709	0.97
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E77-1	3.81	3.46	709	0.97

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.16	0.42	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.16	0.29	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



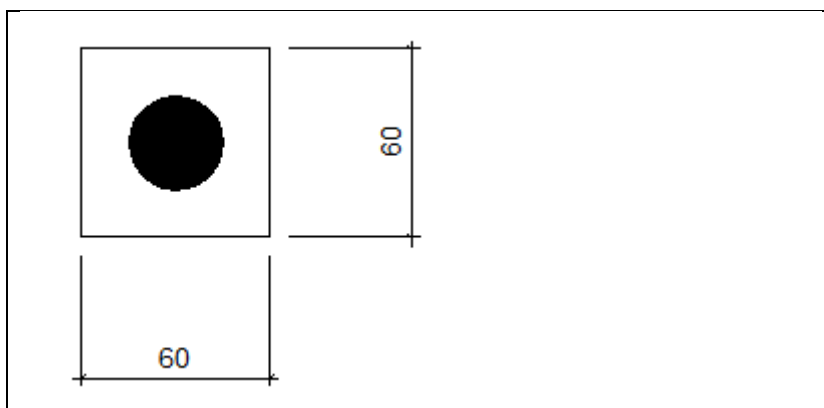


Cálculo do Bloco B78

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.40	0.00	2.87



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	3.37
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	2.87	2.87	213	0.13
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E78-1	2.87	2.87	213	0.13

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.12	0.32	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.12	0.22	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



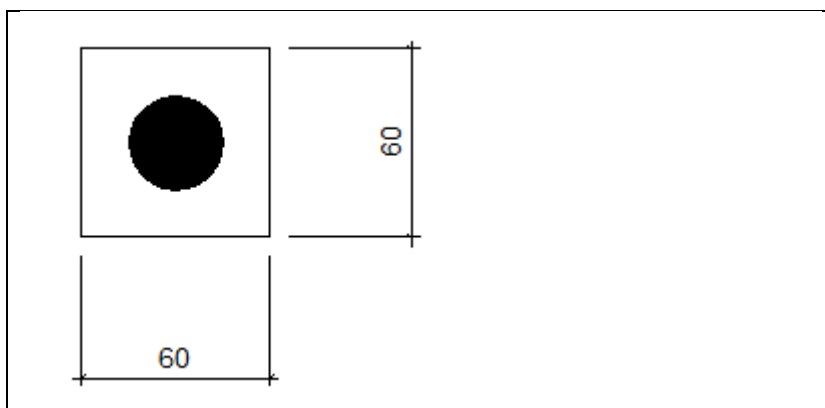


Cálculo do Bloco B79

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.41	0.00	2.88



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	3.37
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	2.88	2.87	284	0.17
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E79-1	2.88	2.87	284	0.17

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.12	0.32	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.12	0.22	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



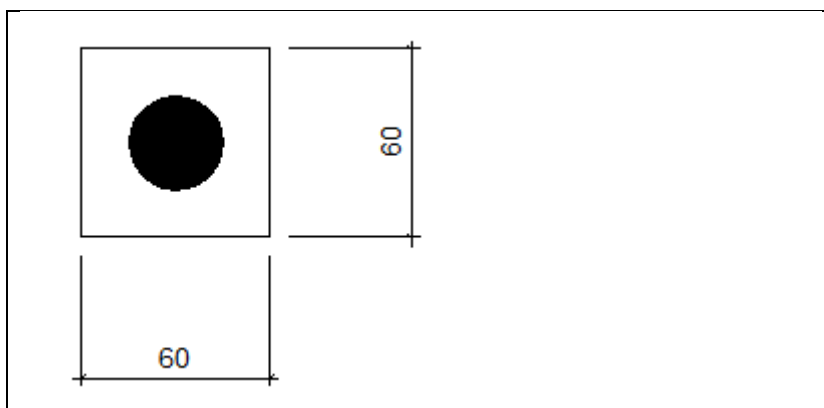


Cálculo do Bloco B80

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.41	0.00	2.87



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	3.37
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	2.87	2.87	283	0.17
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E80-1	2.87	2.87	283	0.17

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.12	0.32	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.12	0.22	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



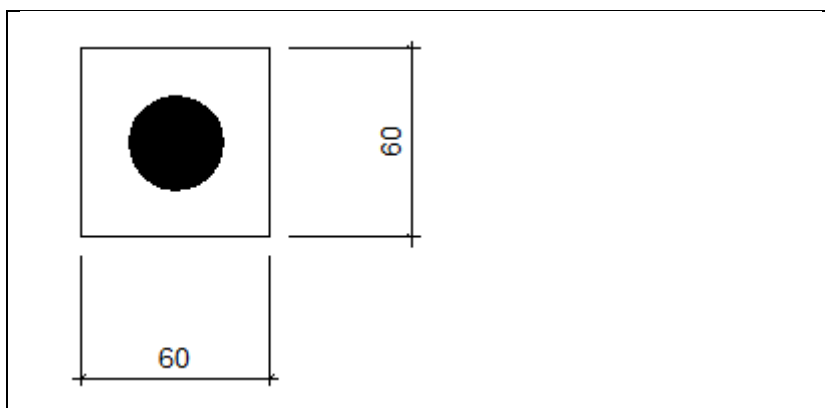


Cálculo do Bloco B81

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	2.41	0.00	2.87



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	3.37
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	2.87	2.87	223	0.13
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E81-1	2.87	2.87	223	0.13

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.12	0.32	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.12	0.22	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



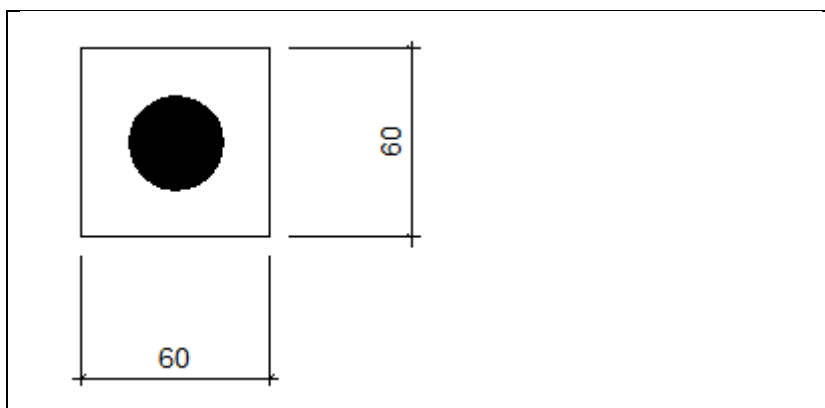


Cálculo do Bloco B82

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.39	0.00	3.86



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.74
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.86	3.57	603	0.98
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E82-1	3.86	3.57	603	0.98

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.43	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.29	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



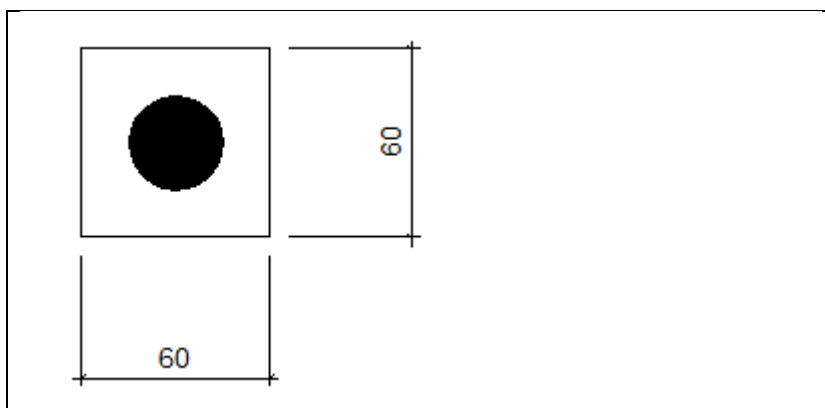


Cálculo do Bloco B83

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.38	0.00	3.85



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.74
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.85	3.58	595	0.98
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E83-1	3.85	3.58	595	0.98

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.43	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.29	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



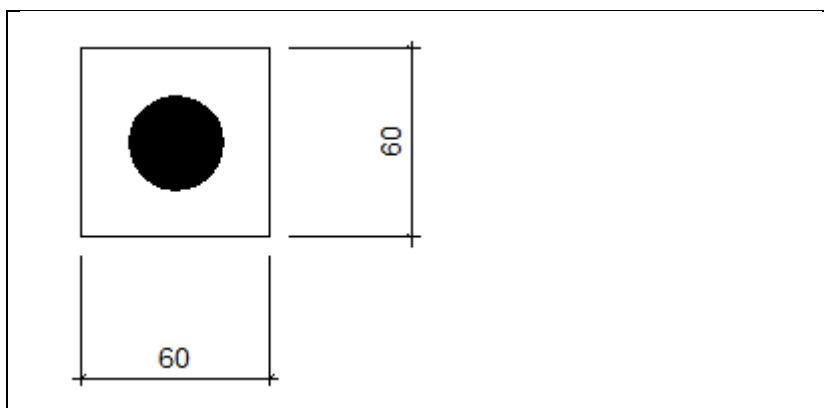


Cálculo do Bloco B84

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.73	0.00	4.19



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.22
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.19	3.69	563	1.17
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E84-1	4.19	3.69	563	1.17

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.18	0.47	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.18	0.32	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



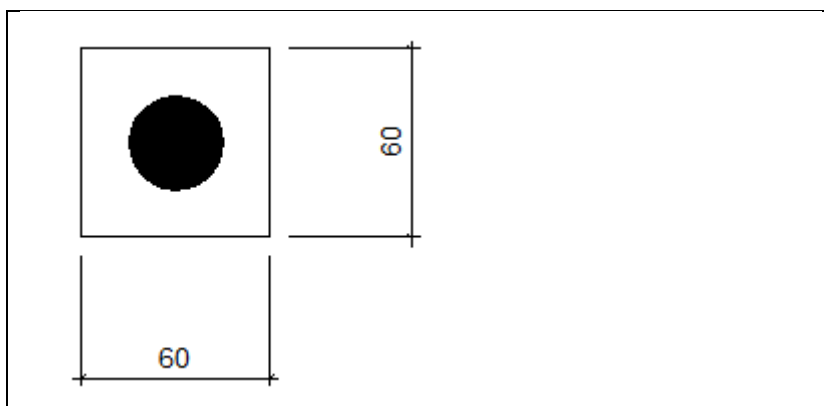


Cálculo do Bloco B85

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.52	0.00	3.98



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.92
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.98	3.56	650	1.07
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E85-1	3.98	3.56	650	1.07

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.44	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.30	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



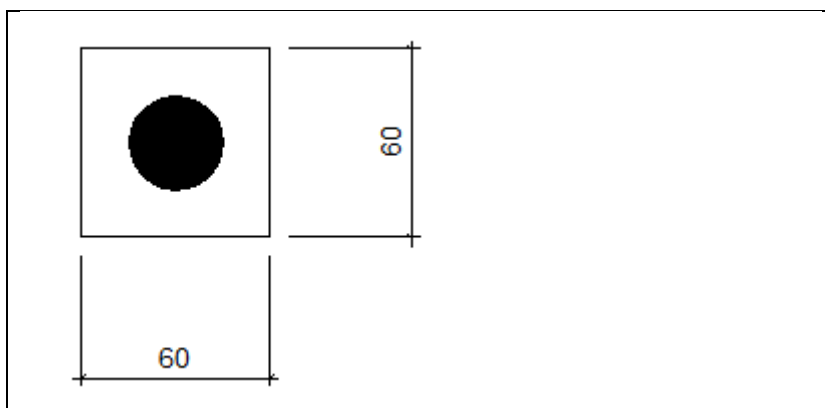


Cálculo do Bloco B86

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.48	0.00	3.95



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	4.87
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	3.95	3.54	372	0.68
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E86-1	3.95	3.54	372	0.68

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.17	0.44	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.17	0.30	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



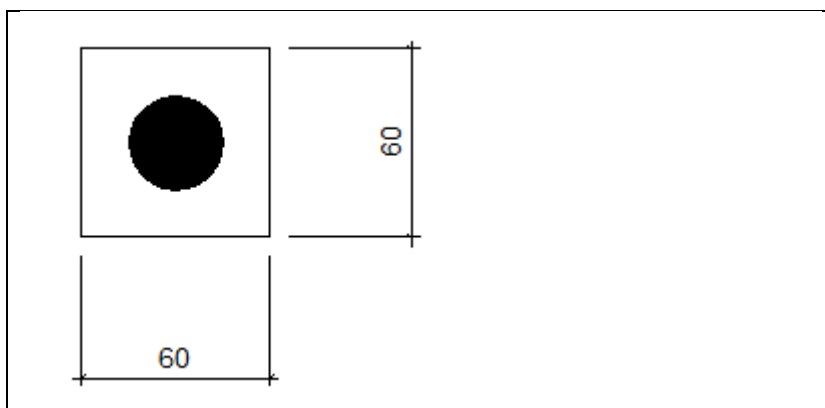


Cálculo do Bloco B87

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	4.79	0.00	5.26



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	6.71
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	5.26	5.04	349	0.65
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E87-1	5.26	5.04	349	0.65

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.23	0.58	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.23	0.40	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



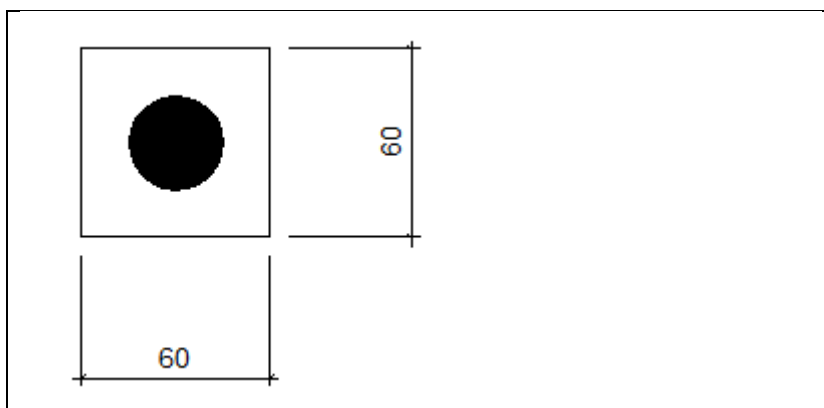


Cálculo do Bloco B88

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	4.47	0.00	4.94



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	6.26
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.94	4.68	564	1.04
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E88-1	4.94	4.68	564	1.04

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.21	0.55	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.21	0.37	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



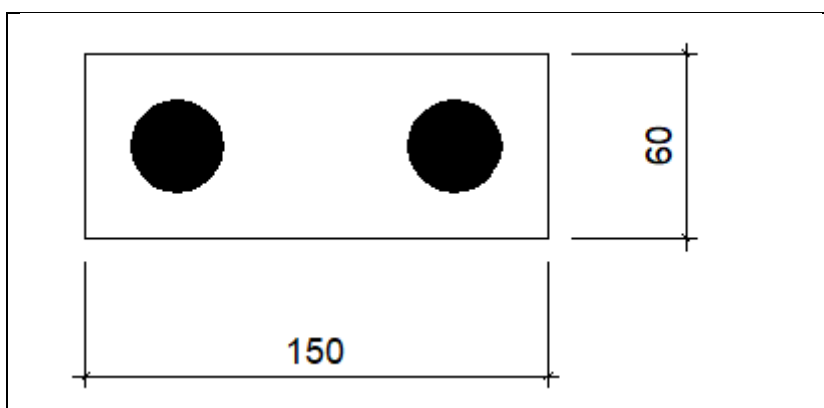


Cálculo do Bloco B89

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	45.00	LB	150.00
Seção	30.00	Total	60.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	90.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	2.52 m ²
Volume concreto	0.52 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
1.30	4.66	2.31	8.26



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	6.52
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	51.57	18.17
Tensão admissível (kgf/cm²)	136.61	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	5.13	4.94	949	1.80
2	2	150x60	60	1.30	4.13	1.82	80	0.90
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E89-1	1.93	1.82	80	0.90
E89-2	4.13	3.84	80	0.90

Dimensionamento da armadura de retração



	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	9.61	19.32	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	4.57	2.09	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.57	0.26	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.57	0.26	14 ø 5.0 (7 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.42	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	0.91	1.01	ø 8.0 c/10

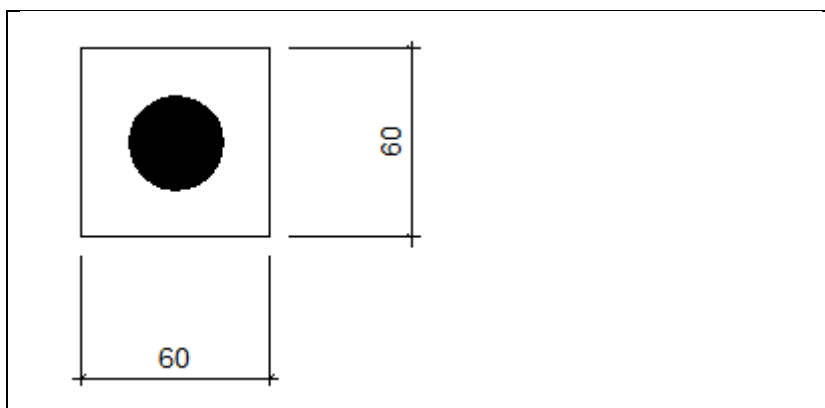


Cálculo do Bloco B90

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	4.46	0.00	4.93



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	6.24
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.93	4.67	605	1.09
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E90-1	4.93	4.67	605	1.09

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.21	0.55	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.21	0.37	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



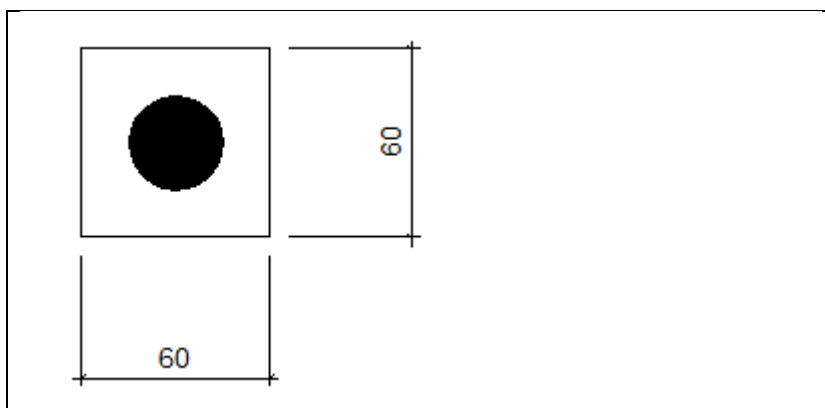


Cálculo do Bloco B91

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	5.02	0.00	5.49



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	7.02
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	5.49	5.26	338	0.57
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E91-1	5.49	5.26	338	0.57

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.24	0.61	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.24	0.41	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



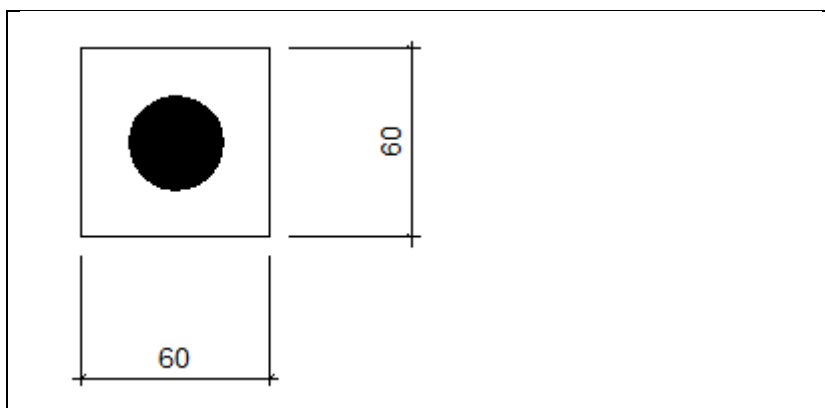


Cálculo do Bloco B92

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 1 Cobrimento= 4.50 cm	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	40.00	LB	60.00
Seção	30.00	Total	55.00	LH	60.00
Espaçamento entre estacas (e)	0.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	1.32 m ²
Volume concreto	0.19 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
0.47	3.85	0.00	4.31



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	5.38
Força resistente (tf)	150.00
Condição	OK

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	60x60	55	0.47	4.31	3.94	552	1.26
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E92-1	4.31	3.94	552	1.26

Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	8.05	19.44	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
--	-------------	----------	-----------



Armadura principal na direção X	-	-	-
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.19	0.48	5 ø 5.0
Estribo vertical	0.19	0.33	8 ø 5.0 (4 estribos)
Armadura superior na direção X	-	-	-
Armadura superior na direção Y	-	-	-
Armadura distribuição	-	-	-



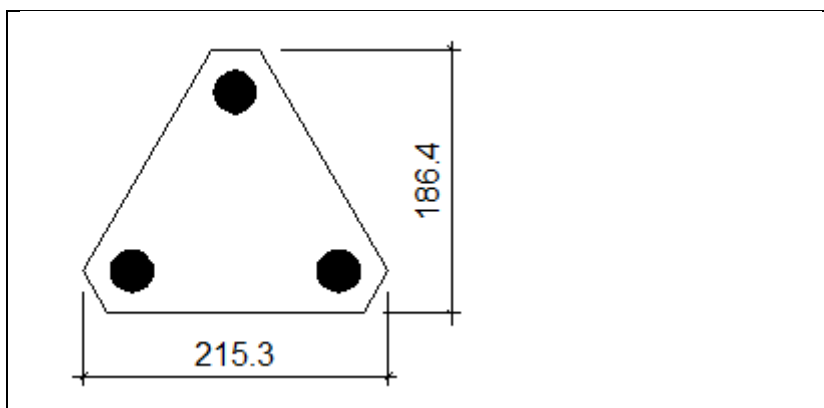


Cálculo do Bloco B5-10

Pavimento Fundação -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 3 TRI	$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 4.50 cm	$E_{cs} = 241500 \text{ kgf/cm}^2$
	Peso específico = 2500 kgf/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (cm)		Altura do bloco (cm)		Seção do bloco (cm)	
Tipo	circular	Útil	85.00	LB	215.28
Seção	30.00	Total	100.00	LH	186.44
Espaçamento entre estacas (e)	146.00	Cobrimento do bloco na estaca	15.00	Cobrimento do bloco (CB)	15.00

Área de forma	6.46 m ²
Volume concreto	2.52 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (tf)	Nmax (tf)	Carga momento (tf)	Carga total (tf)
6.29	4.49	5.85	16.63



Verificação de tensão em área reduzida

	Interface pilar-fundação
Força solicitante (tf)	6.85
Força resistente (tf)	247.50
Condição	OK

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (kgf/cm²)	100.22	28.51
Tensão admissível (kgf/cm²)	136.61	115.71
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Peso próprio (tf)	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
1	1	104x104	80	2.14	6.62	6.17	3198	0.75
2	2	194x104	60	2.97	4.27	3.19	1566	0.37
3 TRI	3	215x186	100	6.29	4.85	0.89	0	0.25
Limites					18.00	-0.90	800	8.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (tf)	Carga mín. (tf)	Momento (kgf.m)	Força horiz. (tf)
E5-10-1	4.71	0.89	0	0.25
E5-10-2	4.67	2.78	0	0.25
E5-10-3	4.85	3.21	0	0.25



Dimensionamento da armadura de retração

	Tipo de endurecimento	Delta T (°C)	Delta Tcr (°C)	As (cm²)	Armaduras
Estribo horizontal	Lento	15.46	18.87	-	-

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (tf)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	6.60	2.27	5 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	0.82	0.28	5 ø 5.0
Estribo vertical	-	-	-
Armadura superior na direção X	-	0.55	9 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	0.57	11 ø 8.0
Armadura distribuição	2.64	0.45	ø 8.0 c/20





Relatório de cálculo dos tubulões

Fundação	$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E = 241500$ kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

Dimensionamento da base

Resultados de dimensionamento

Nome	Dados						Resultados			
	Esforços			Solo			Dimensões (cm)		Armadura	
	MB MH (kgf.m)	FB FH (tf)	Carga Carga total (tf)	Padm	E Solo (kgf/m ³) Coesão (kgf/cm ²)	Ângulo atrito (graus)	B H	H0 H1	AsB inf AsB sup	AsH inf AsH sup

Estabilidade

Nome	Esforços			Pressões(kgf/cm ²)		Estabilidade				Dimensionamento	
	MB MH (kgf.m)	F B F H (tf)	Carga Carga total (tf)	Padm	Psolo Sig1 Sig2 Sig3 Sig4	Tombamento		Deslizamento Fsd Frd Cond. (1.5)	Arranque Nt Ns Ns>Nt	Dir. B Md As (cm ² /m) A's (cm ² /m)	Dir. H Md As (cm ² /m) A's (cm ² /m)
						Dir. B Msd Mrd Cond. (1.5)	Dir. H Msd Mrd Cond. (1.5)				

Dimensionamento do fuste

Nome	Seção (cm)	Esforços		Verificação concreto simples				Resultados		
		Nd Vd (tf)	Msd Mtd (kgf.m)	SigCd SigCrd (kgf/cm ²) Cond.	SigTd SigTrd (kgf/cm ²) Cond.	CisWd CisWrd (kgf/cm ²) Cond.	Cota limite (cm)	Msd Mrd (kgf.m) Cond.	As fuste	Estribo Fretagem Cota (cm)



Resultados dos Pilares

Fundação	fck = 250.00 kgf/cm²	E = 241500 kgf/cm²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 1		cobr = 3.00 cm	

Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	leb vínc leh vínc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	24.00 X 30.00	0.00 90.00	734.00 EL 59.00 RR	2.93 -0.34	130 141	361 462	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.4 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	105.82 6.80
P2 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	3.15 1.70	50 68	129 205	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P3 1:20	14.00 X 30.00	0.00 95.00	59.00 RR 59.00 RR	5.76 2.05	978 438	337 523	1.57 2 ø 10.0 3.93 5 ø 10.0 1.9 10 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P4 1:20	14.00 X 30.00	0.00 95.00	59.00 RR 59.00 RR	6.67 3.02	981 473	590 460	1.57 2 ø 10.0 3.93 5 ø 10.0 1.9 10 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P5 1:20	24.00 X 30.00	0.00 135.00	734.00 EL 59.00 RR	3.47 -1.54	167 228	356 448	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.4 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	105.82 6.80
P6 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.46 2.84	331 239	106 227	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P7 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	3.27 2.24	89 115	125 243	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80



							0.7 4 ø 10.0		
P8 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.19 2.61	270 205	187 229	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P9 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	2.83 1.81	71 90	186 294	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P10 1:20	14.00 X 30.00	0.00 135.00	59.00 RR 59.00 RR	6.85 1.27	292 222	272 211	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P11 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	6.42 2.72	278 218	676 242	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P12 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.97 3.97	386 253	127 292	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P13 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.98 3.95	343 201	110 303	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P14 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.51 3.61	272 174	367 303	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P15 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.97 3.19	276 190	198 305	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P16 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.59 2.30	135 182	408 255	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80



P17 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	2.63 1.28	125 122	309 313	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P18 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.41 3.30	138 118	190 505	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P19 1:20	14.00 X 30.00	0.00 95.00	367.00 RR 59.00 RR	6.43 4.02	122 81	920 691	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P20 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	4.26 2.56	76 184	255 431	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P21 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.52 3.00	288 153	213 347	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P22 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	3.88 1.92	119 119	368 302	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P23 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.94 2.42	51 87	104 152	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P24 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	4.43 2.86	82 65	294 268	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P25 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.30 2.75	145 101	208 372	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P26 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR	4.30 2.75	145 102	156 358	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80



			59.00 RR				1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0		
P27 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	3.36 2.33	52 69	138 246	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P28 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	3.36 2.33	51 66	159 273	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P29 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	7.75 5.30	883 374	271 501	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P30 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.99 2.96	182 163	566 440	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P31 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	3.52 2.35	88 114	315 165	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P32 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	3.72 2.21	82 69	483 362	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P33 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.25 2.68	247 183	411 390	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P34 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.01 3.27	270 146	214 343	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P35 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.20 3.40	146 128	570 198	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80



							0.7 4 ø 10.0		
P36 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.86 3.18	253 141	540 404	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P37 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.87 3.17	239 131	496 295	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P38 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.42 3.56	276 178	373 245	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P39 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.02 3.20	277 190	196 189	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P40 1:20	14.00 X 30.00	0.00 95.00	59.00 RR 59.00 RR	6.68 4.13	152 91	852 730	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P41 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	2.10 1.23	113 153	78 157	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P42 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	2.39 1.48	112 141	80 151	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P43 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	3.75 2.40	82 70	233 465	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P44 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	60.50 RR 60.50 RR	4.21 2.28	60 102	623 175	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	13.96 5.98



P45 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	368.50 RR 60.50 RR	5.06 3.51	265 325	150 315	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 5.98
P46 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	368.50 RR 60.50 RR	4.98 3.47	337 414	94 238	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 5.98
P47 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	368.50 RR 60.50 RR	4.95 3.44	277 341	79 225	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 5.98
P48 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	60.50 RR 60.50 RR	8.05 5.38	216 0	437 0	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	13.96 5.98
P49 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	60.50 RR 60.50 RR	6.67 3.52	79 188	537 259	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	13.96 5.98
P50 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	368.50 RR 60.50 RR	4.45 3.08	176 221	171 276	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 5.98
P51 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.26 2.92	266 231	317 180	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P52 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.15 2.56	248 184	316 292	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P53 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.19 2.40	155 128	302 108	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P54 1:20	15.00 X 30.00	0.00 90.00	473.00 RR	4.83 3.18	89 99	360 653	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	109.11 6.80



			59.00 RR				1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0		
P55 1:20	15.00 X 30.00	0.00 90.00	473.00 RR 59.00 RR	4.76 3.18	90 96	263 480	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	109.11 6.80
P56 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	60.50 RR 60.50 RR	4.48 2.08	102 163	620 175	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	13.96 5.98
P57 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	368.50 RR 60.50 RR	5.06 3.51	281 345	137 315	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 5.98
P58 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	368.50 RR 60.50 RR	4.98 3.47	338 415	87 237	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 5.98
P59 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	368.50 RR 60.50 RR	4.94 3.44	273 334	85 222	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 5.98
P60 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	60.50 RR 60.50 RR	7.67 4.42	238 254	450 215	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	13.96 5.98
P61 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	368.50 RR 60.50 RR	5.37 3.70	268 330	508 264	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 5.98
P62 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	368.50 RR 60.50 RR	4.32 3.00	240 297	142 205	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 5.98
P63 1:20	15.00 X 35.00	0.00 90.00	60.50 RR 60.50 RR	7.35 4.29	251 242	547 416	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	13.96 5.98



							0.6 4 ø 10.0		
P64 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.57 1.89	621 255	266 380	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P65 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.71 3.20	133 197	647 198	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P66 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.66 3.81	535 284	572 460	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P67 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.62 3.78	535 281	468 243	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P68 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	6.72 4.47	277 183	343 205	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P69 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.58 3.49	283 184	851 443	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P70 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	3.87 2.41	291 268	395 353	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P71 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	3.89 2.43	290 267	387 328	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P72 1:20	14.00 X 30.00	0.00 95.00	59.00 RR 59.00 RR	5.55 3.46	283 183	860 475	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80



P73 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	7.05 4.70	276 185	121 258	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P74 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.11 3.14	133 164	837 154	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P75 1:20	14.00 X 30.00	0.00 95.00	59.00 RR 59.00 RR	6.05 3.93	956 486	79 131	1.57 2 ø 10.0 3.14 4 ø 10.0 1.5 8 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P76 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	4.58 2.85	62 51	795 597	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P77 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	4.67 2.86	66 49	721 572	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P78 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	3.37 2.34	48 63	142 245	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P79 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	3.37 2.34	53 70	184 324	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P80 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	3.37 2.34	53 69	183 322	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P81 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	367.00 RR 59.00 RR	3.37 2.34	45 60	145 254	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 6.80
P82 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR	4.74 2.99	236 141	612 407	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80



			59.00 RR				1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0		
P83 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.74 2.99	236 143	605 396	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P84 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.22 3.06	509 304	630 178	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P85 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.92 2.94	102 98	575 447	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P86 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	4.87 2.93	102 94	457 225	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P87 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	6.71 4.46	276 182	325 188	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P88 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	6.26 4.10	280 205	594 316	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P89 1:20	14.00 X 30.00	0.00 95.00	59.00 RR 59.00 RR	6.52 4.38	960 546	71 164	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P90 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	6.24 4.08	280 205	601 355	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80
P91 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	7.02 4.68	277 183	105 263	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80



							0.7 4 ø 10.0		
P92 1:20	14.00 X 30.00	0.00 90.00	59.00 RR 59.00 RR	5.38 3.33	496 282	812 133	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	14.58 6.80





Cálculo do Pilar P1

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 24.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.58

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL le = 734.00 cm Esbeltez = 105.82	Msdtopo = 130 kgf.m Msdbase = 141 kgf.m	Ndmax = 2.93 tf Ndmin = -0.34 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 361 kgf.m Msdbase = 462 kgf.m	Gama-n = 1.00 Td = 61 kgf.m (Asl = 0.15 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 3 Msdcentro = 3 Msdbase = 2 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 0 Mcd = 0	M1d,mín = 7 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 2 kgf.m Msdy) = 461 kgf.m Mrdx) = 7 kgf.m Mrdy) = 1664 kgf.m Mrd/Msd=3.61
H	Msdtopo = 296 Msdcentro = 395 Msdbase = 461 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 0 Mcd = 0	M1d,mín = 8 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.06 tf VBd base = 0.06 tf VHd topo = 0.30 tf VHd base = 0.30 tf Gama-n = 1.00	Td = 61 kgf.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.06 tf VRd2 = 26.04 tf	Td = 61 kgf.m TRd2 = 1886 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.30 tf VRd2 = 27.08 tf	Td = 61 kgf.m TRd2 = 1886 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 20.00 cm Vc0 = 4.62 tf k = 1.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 4.80 tf k = 1.00 Vc = 4.80 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 6.67 cm Ae = 352.00 cm²	A90 = 0.20 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.40 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

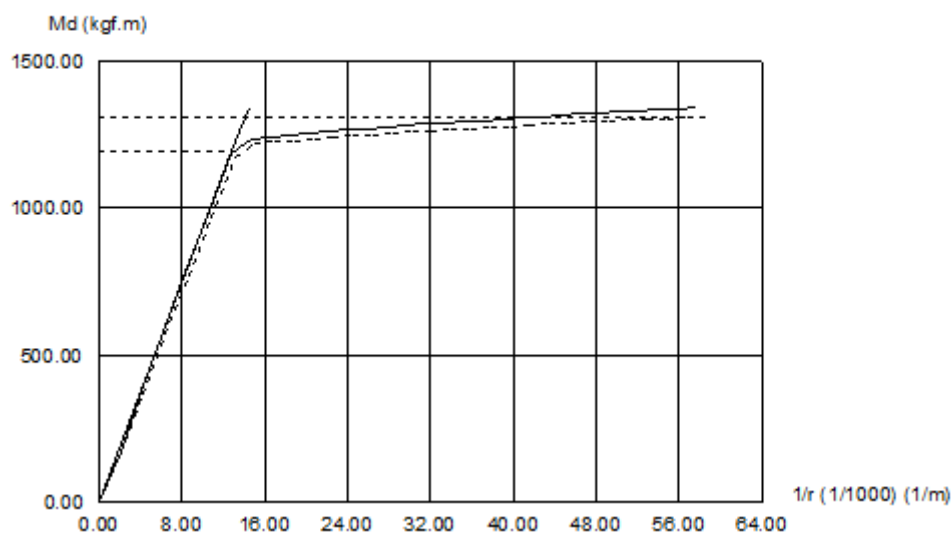


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

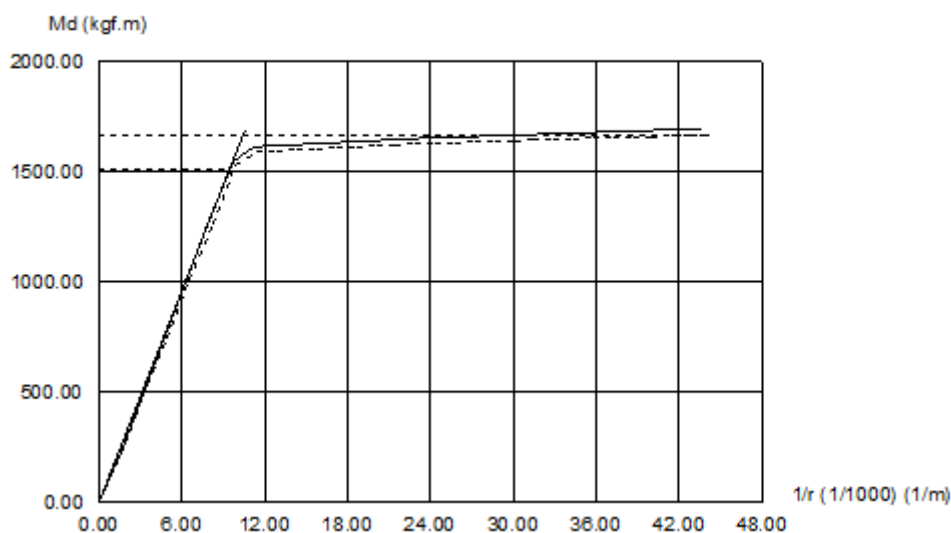




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

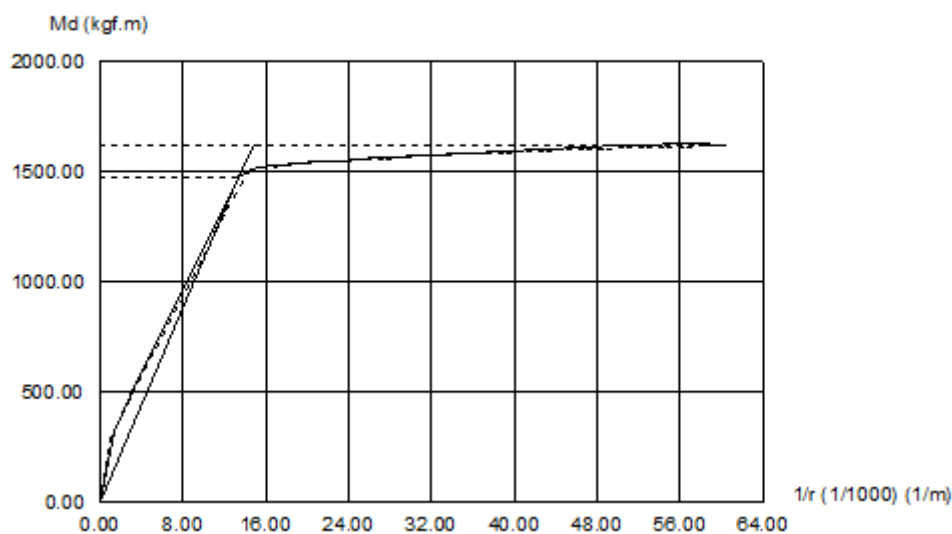
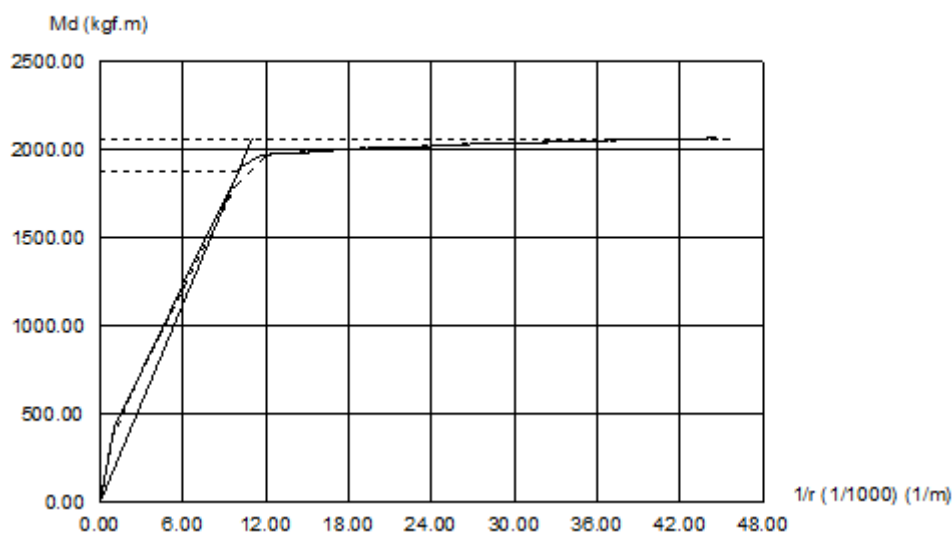


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P2

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 50 kgf.m Msdbase = 68 kgf.m	Ndmax = 3.94 tf Ndmin = 2.12 tf ni = 0.05
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 129 kgf.m Msdbase = 205 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 1 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 50 Msdcentro = 61 Msdbase = 68 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 152 Mcd = 2	M1d,mín = 61 M2d,mín = 129	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 268 kgf.m Msdy) = 17 kgf.m Mrdx) = 839 kgf.m Mrdy) = 52 kgf.m Mrd/Msd=3.13
H	Msdtopo = 4 Msdcentro = 12 Msdbase = 12 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 76 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.03 tf VBd base = 0.03 tf VHd topo = 0.13 tf VHd base = 0.13 tf Gama-n = 1.25	Td = 1 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.03 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.13 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.02 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

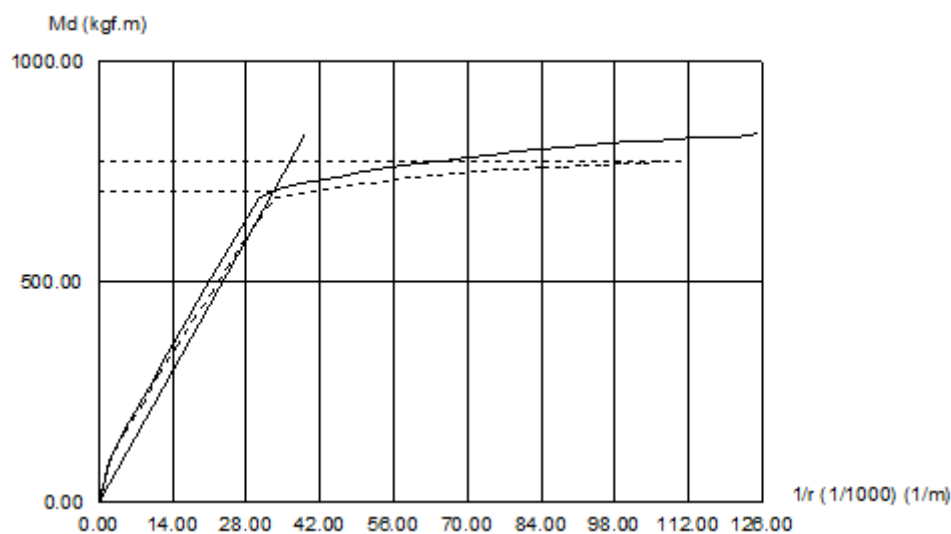


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

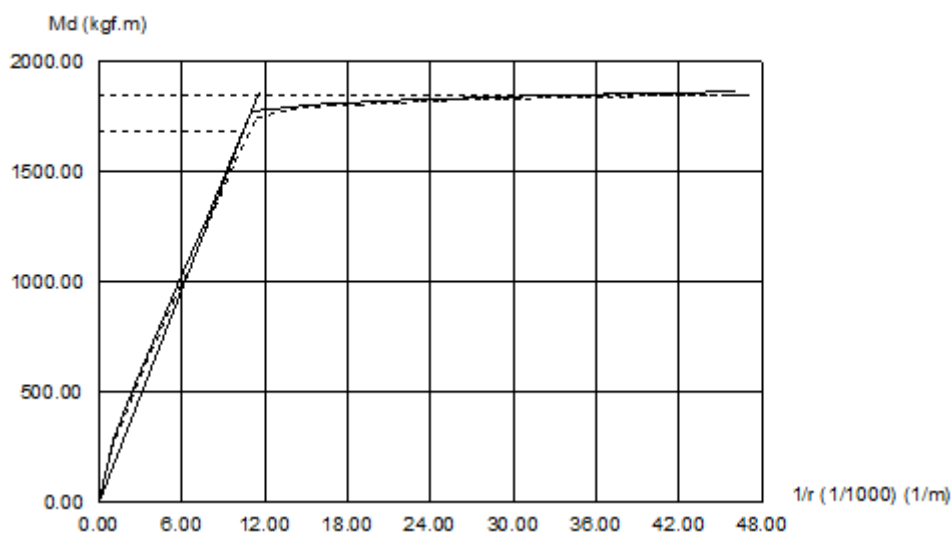




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

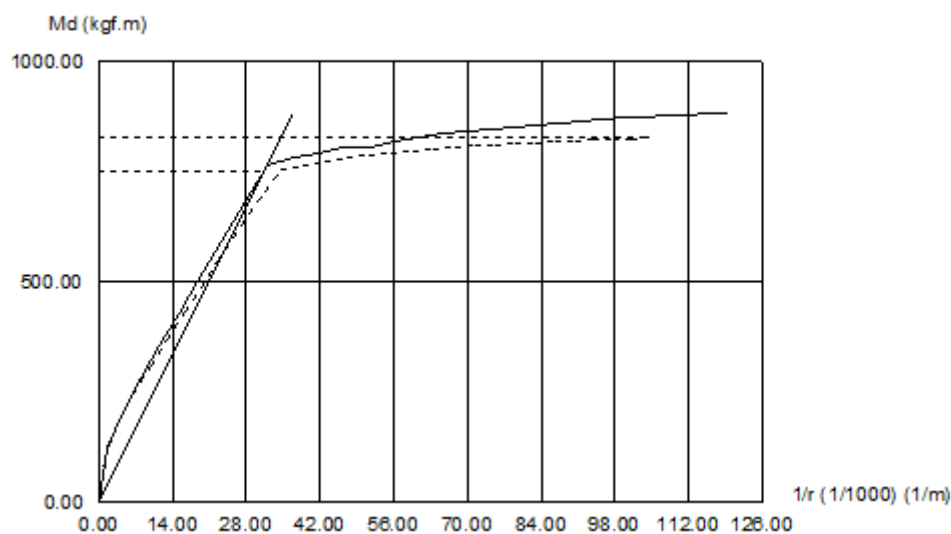
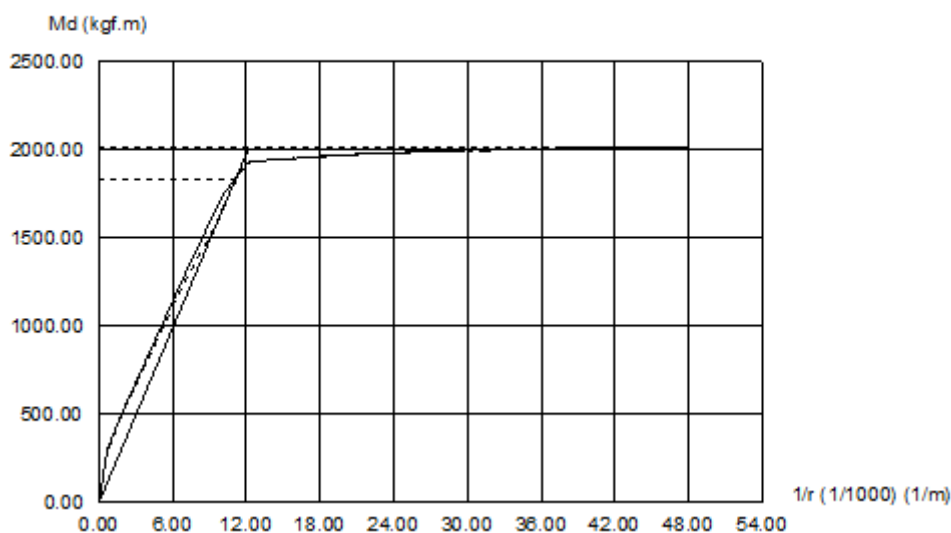


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P3

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 978 kgf.m Msdbase = 438 kgf.m	Ndmax = 7.20 tf Ndmin = 2.57 tf ni = 0.10
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 337 kgf.m Msdbase = 523 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 89 kgf.m (Asl = 0.43 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 954 Msdcentro = 418 Msdbase = 387 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 1	M1d,mín = 66 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 5 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 1193 kgf.m Msdy = 266 kgf.m Mrdx = 1367 kgf.m Mrdy = 305 kgf.m Mrd/Msd=1.15
H	Msdtopo = 213 Msdcentro = 399 Msdbase = 523 lambda1 = 41.11	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 82 M2d,mín = 0	10ø10.0 7.85 cm ² 1.9 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.33 tf VBd base = 2.33 tf VHd topo = 0.52 tf VHd base = 0.52 tf Gama-n = 1.25	Td = 89 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.33 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 89 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.35
H	Vd = 0.52 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 89 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.10 Vc = 2.55 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.95 Vc = 5.47 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.78 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.55 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P4

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 981 kgf.m Msdbase = 473 kgf.m	Ndmax = 8.34 tf Ndmin = 3.77 tf ni = 0.11
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 590 kgf.m Msdbase = 460 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 84 kgf.m (Asl = 0.41 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 967 Msdcentro = 414 Msdbase = 416 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 6 Mcd = 1	M1d,mín = 90 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 5 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 1209 kgf.m Msdy = 738 kgf.m Mrdx = 1285 kgf.m Mrdy = 784 kgf.m Mrd/Msd=1.06
H	Msdtopo = 590 Msdcentro = 508 Msdbase = 385 lambda1 = 35.12	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 113 M2d,mín = 0	10ø10.0 7.85 cm ² 1.9 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.41 tf VBd base = 2.41 tf VHd topo = 0.71 tf VHd base = 0.71 tf Gama-n = 1.25	Td = 84 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.41 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 84 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.35
H	Vd = 0.71 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 84 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.13 Vc = 2.61 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.73 Vc = 4.85 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.73 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.46 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P5

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 24.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.58

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL le = 734.00 cm Esbeltez = 105.82	Msdtopo = 167 kgf.m Msdbase = 228 kgf.m	Ndmax = 3.47 tf Ndmin = -1.54 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 356 kgf.m Msdbase = 448 kgf.m	Gama-n = 1.00 Td = 13 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 20 Msdcentro = 47 Msdbase = 47 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 0 Mcd = 0	M1d,mín = 34 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 47 kgf.m Msdy) = 448 kgf.m Mrdx) = 156 kgf.m Mrdy) = 1501 kgf.m Mrd/Msd=3.35
H	Msdtopo = 227 Msdcentro = 359 Msdbase = 448 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 0 Mcd = 0	M1d,mín = 37 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 0.41 tf VHd base = 0.41 tf Gama-n = 1.00	Td = 13 kgf.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 26.04 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 1886 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.41 tf VRd2 = 27.08 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 1886 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 20.00 cm Vc0 = 4.62 tf k = 1.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 4.80 tf k = 1.00 Vc = 4.80 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 6.67 cm Ae = 352.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.09 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

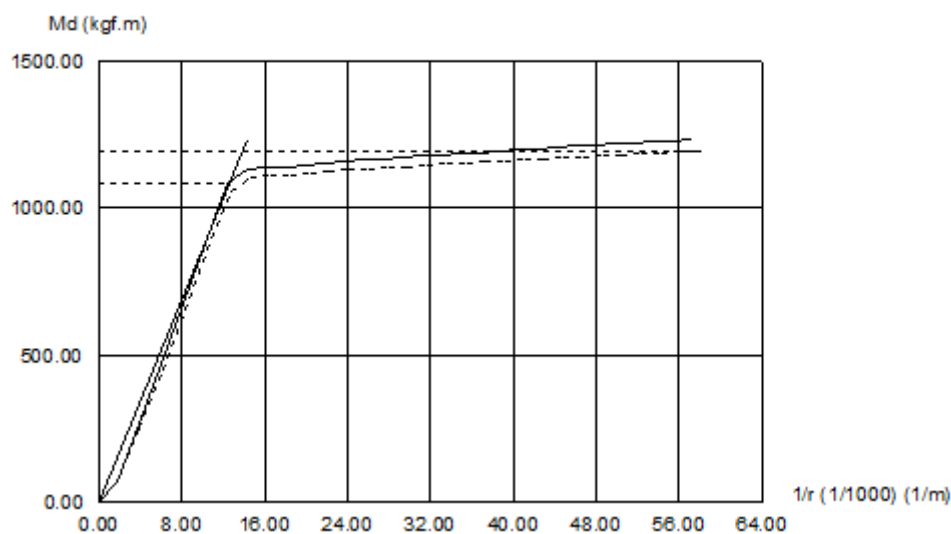


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

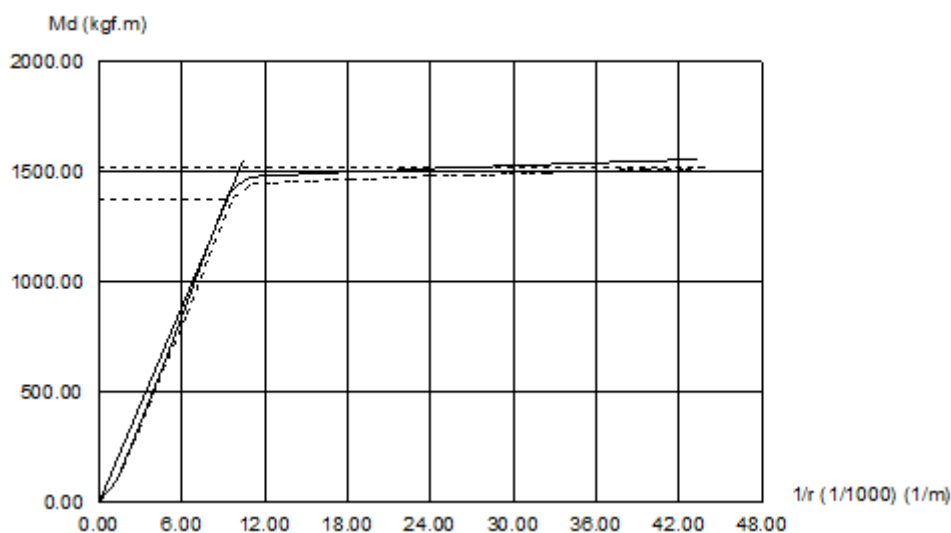




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

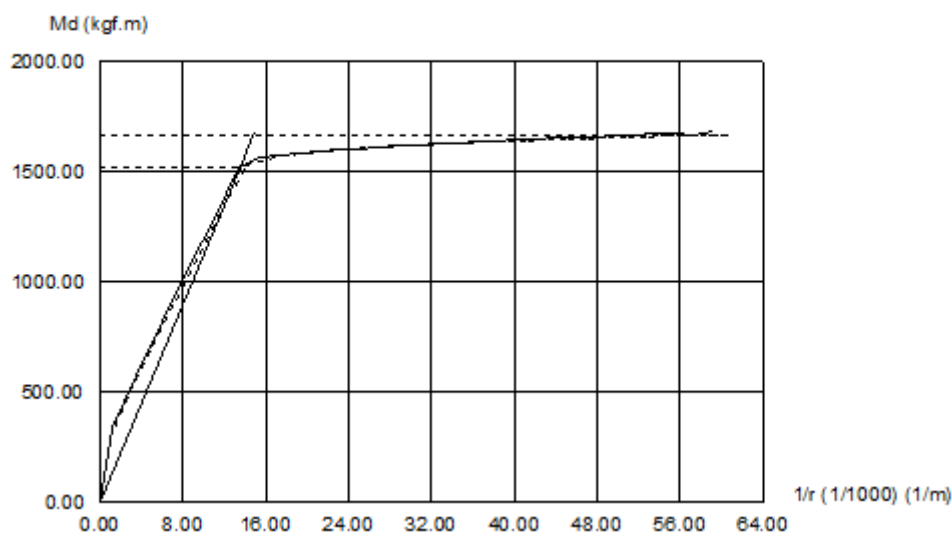
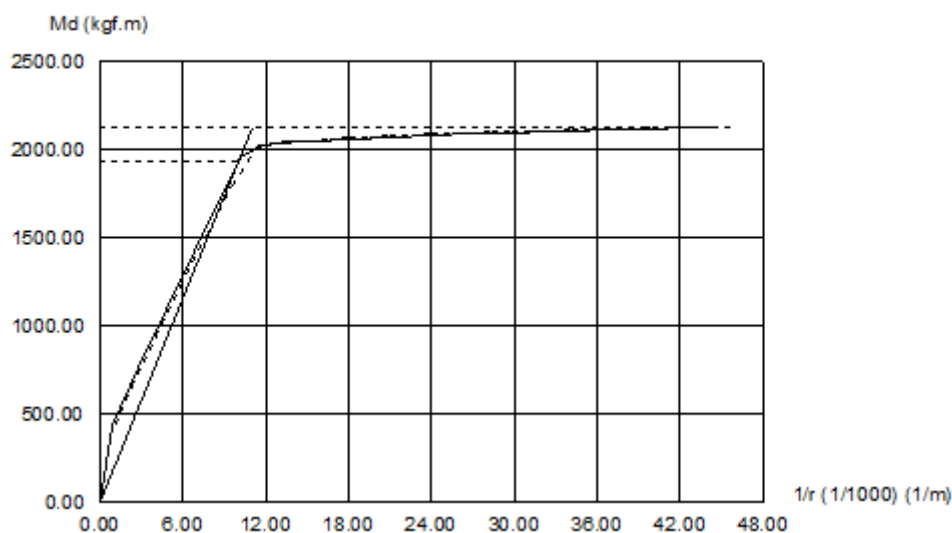


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P6

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 331 kgf.m Msdbase = 239 kgf.m	Ndmax = 5.57 tf Ndmin = 3.55 tf ni = 0.07
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 106 kgf.m Msdbase = 227 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 34 kgf.m (Asl = 0.17 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 331 Msdcentro = 146 Msdbase = 132 lambda1 = 72.33	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 83 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 413 kgf.m Msdy = 130 kgf.m Mrdx = 850 kgf.m Mrdy = 267 kgf.m Mrd/Msd=2.05
H	Msdtopo = 104 Msdcentro = 136 Msdbase = 158 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 103 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	





Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.97 tf VBd base = 0.97 tf VHd topo = 0.21 tf VHd base = 0.21 tf Gama-n = 1.25	Td = 34 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.97 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 34 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.14
H	Vd = 0.21 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 34 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.30 Vc = 3.01 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.30 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P7

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 89 kgf.m Msdbase = 115 kgf.m	Ndmax = 4.09 tf Ndmin = 2.80 tf ni = 0.05 Gama-n = 1.25 Td = 6 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 125 kgf.m Msdbase = 243 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 89 Msdcentro = 105 Msdbase = 115 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 156 Mcd = 2	M1d,mín = 62 M2d,mín = 133	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 328 kgf.m Msdy = 67 kgf.m Mrdx = 821 kgf.m Mrdy = 167 kgf.m Mrd/Msd=2.50
H	Msdtopo = 29 Msdcentro = 51 Msdbase = 51 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 78 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.04 tf VBd base = 0.04 tf VHd topo = 0.31 tf VHd base = 0.31 tf Gama-n = 1.25	Td = 6 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.04 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.31 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.11 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

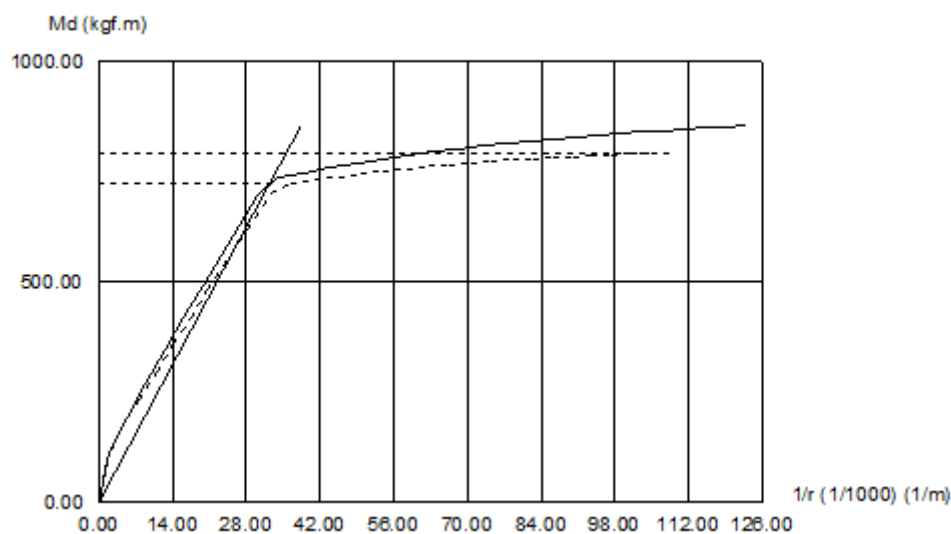


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

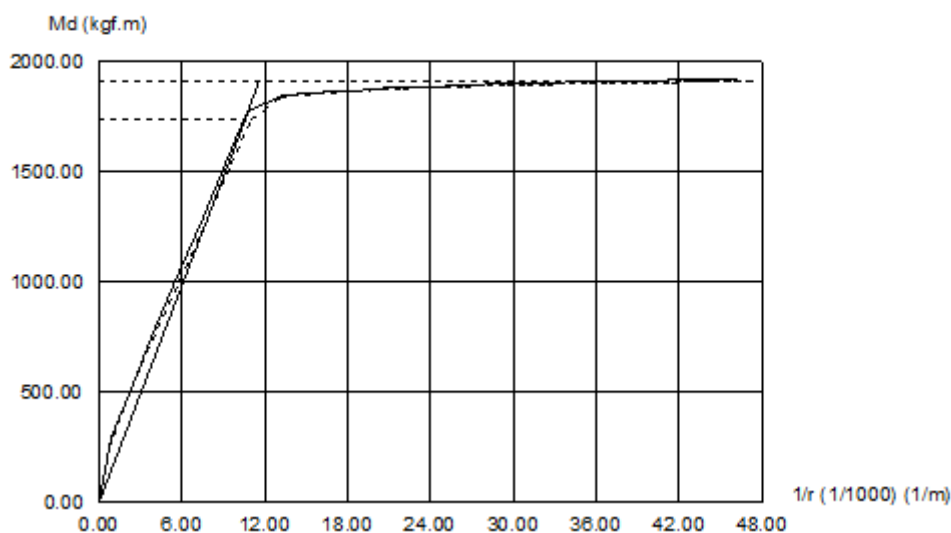




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

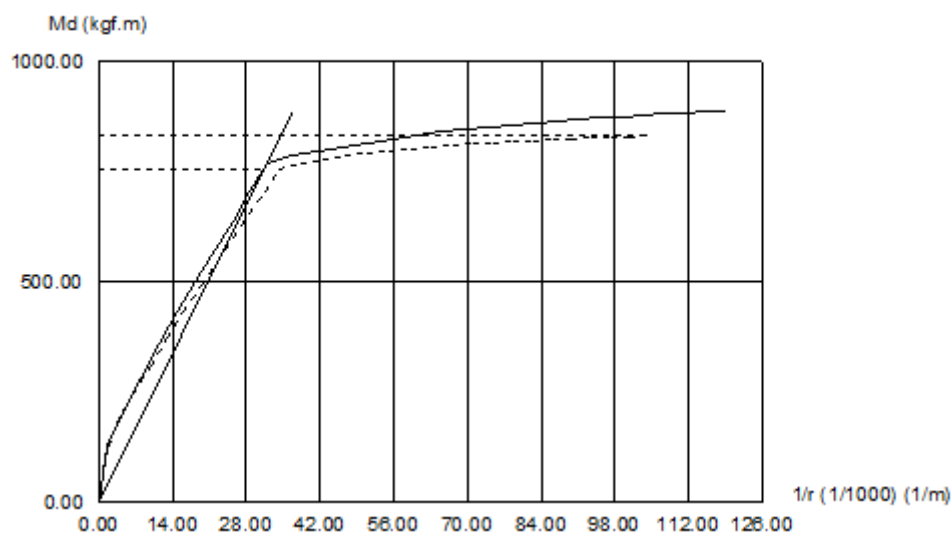
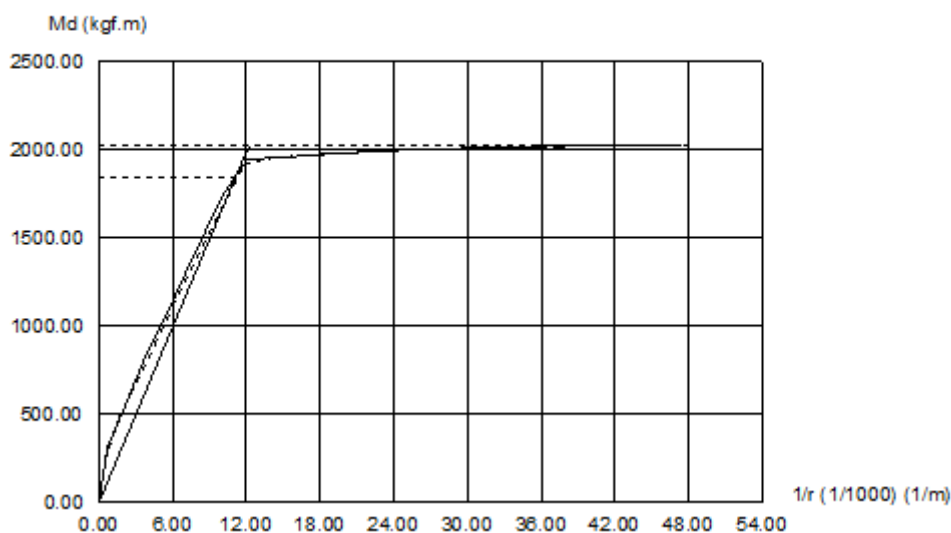


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P8

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 270 kgf.m Msdbase = 205 kgf.m	Ndmax = 5.24 tf Ndmin = 3.26 tf ni = 0.07 Gama-n = 1.25 Td = 4 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 187 kgf.m Msdbase = 229 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 267 Msdcentro = 116 Msdbase = 111 lambda1 = 70.98	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 80 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 334 kgf.m Msdy = 234 kgf.m Mrdx = 785 kgf.m Mrdy = 551 kgf.m Mrd/Msd=2.35
H	Msdtopo = 187 Msdcentro = 186 Msdbase = 185 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 99 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.80 tf VBd base = 0.80 tf VHd topo = 0.48 tf VHd base = 0.48 tf Gama-n = 1.25	Td = 4 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.80 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.48 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.35 Vc = 3.11 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.03 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P9

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 71 kgf.m Msdbase = 90 kgf.m	Ndmax = 3.53 tf Ndmin = 2.26 tf ni = 0.05 Gama-n = 1.25 Td = 5 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 186 kgf.m Msdbase = 294 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 71 Msdcentro = 82 Msdbase = 90 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 132 Mcd = 1	M1d,mín = 53 M2d,mín = 112	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 269 kgf.m Msdy = 61 kgf.m Mrdx = 795 kgf.m Mrdy = 181 kgf.m Mrd/Msd=2.96
H	Msdtopo = 118 Msdcentro = 47 Msdbase = 92 lambda1 = 67.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 66 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.03 tf VBd base = 0.03 tf VHd topo = 0.59 tf VHd base = 0.59 tf Gama-n = 1.25	Td = 5 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.03 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.59 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.93 Vc = 5.40 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.09 cm²/m ø 5.0 c/12



Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

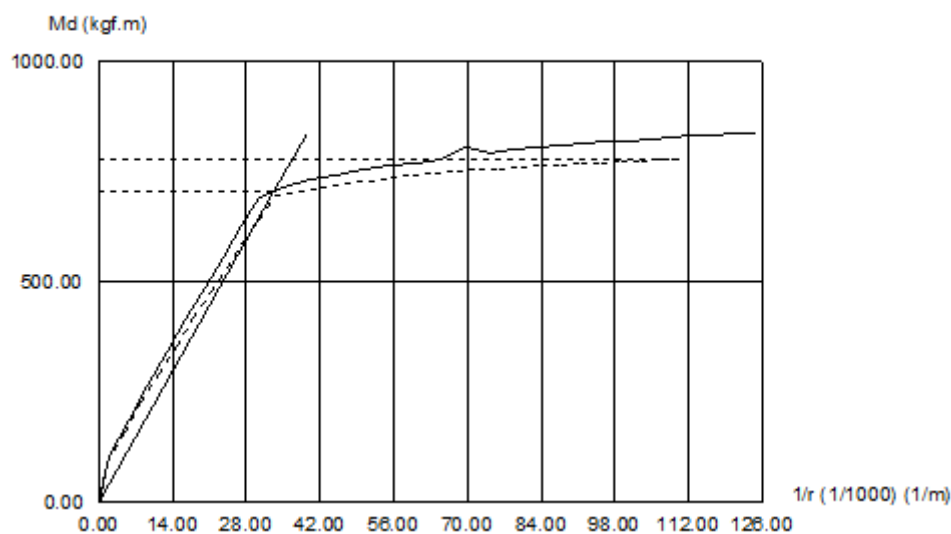


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

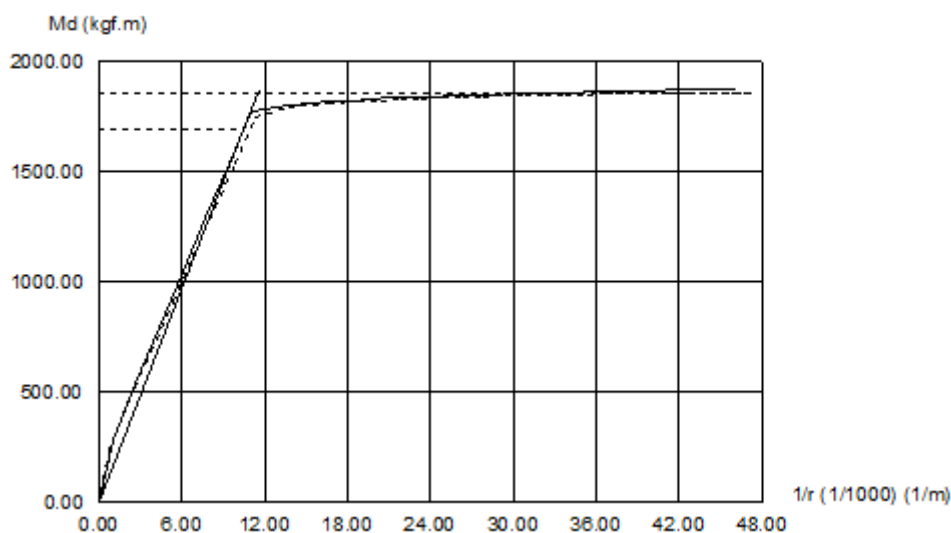




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

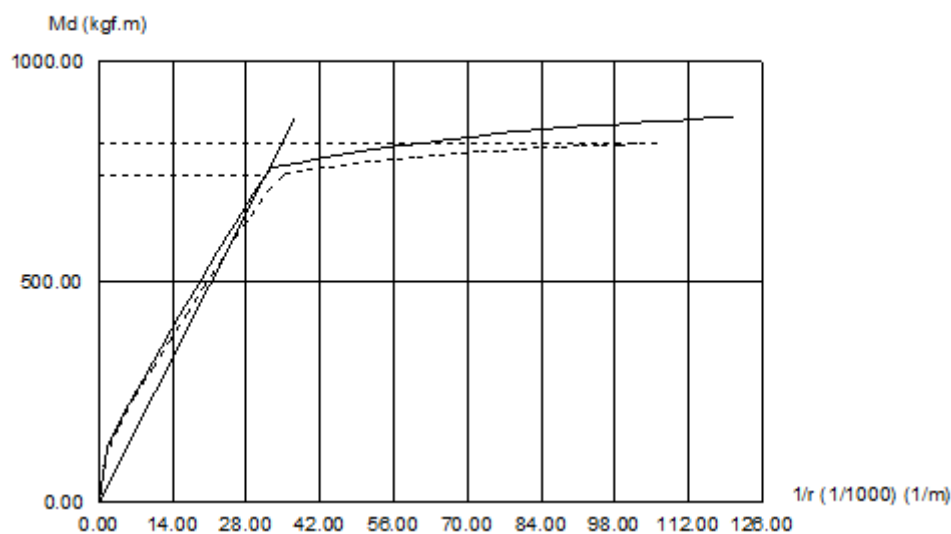
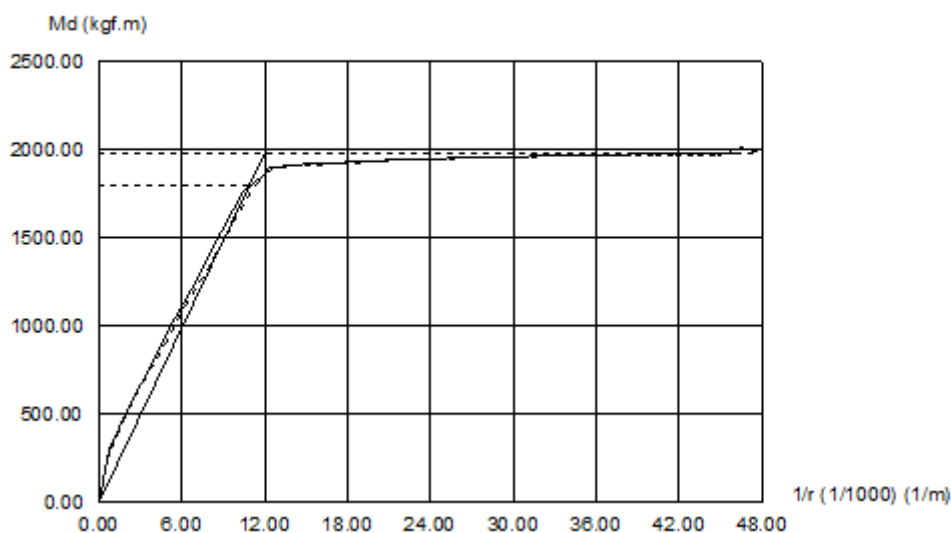


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P10

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 292 kgf.m Msdbase = 222 kgf.m	Ndmax = 8.56 tf Ndmin = 1.58 tf ni = 0.11
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 272 kgf.m Msdbase = 211 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 6 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 292 Msdcentro = 117 Msdbase = 222 lambda1 = 86.74	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 52 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 365 kgf.m Msdy) = 202 kgf.m Mrdx) = 743 kgf.m Mrdy) = 411 kgf.m Mrd/Msd=2.03
H	Msdtopo = 161 Msdcentro = 82 Msdbase = 37 lambda1 = 54.14	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 65 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.87 tf VBd base = 0.87 tf VHd topo = 0.41 tf VHd base = 0.41 tf Gama-n = 1.25	Td = 6 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.87 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 0.41 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.49 Vc = 3.44 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P11

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 278 kgf.m Msdbase = 218 kgf.m	Ndmax = 8.03 tf Ndmin = 3.40 tf ni = 0.11
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 676 kgf.m Msdbase = 242 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 11 kgf.m (Asl = 0.05 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 278 Msdcentro = 111 Msdbase = 218 lambda1 = 76.88	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 83 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 347 kgf.m Msdy = 664 kgf.m Mrdx = 649 kgf.m Mrdy = 1241 kgf.m Mrd/Msd=1.87
H	Msdtopo = 531 Msdcentro = 298 Msdbase = 52 lambda1 = 53.73	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 103 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.84 tf VBd base = 0.84 tf VHd topo = 1.03 tf VHd base = 1.03 tf Gama-n = 1.25	Td = 11 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.84 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
H	Vd = 1.03 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.64 Vc = 3.78 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.47 Vc = 4.12 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.09 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P12

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 386 kgf.m Msdbase = 253 kgf.m	Ndmax = 7.46 tf Ndmin = 4.97 tf ni = 0.10
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 127 kgf.m Msdbase = 292 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 31 kgf.m (Asl = 0.15 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 386 Msdcentro = 154 Msdbase = 253 lambda1 = 77.59	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 110 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 482 kgf.m Msdy = 8 kgf.m Mrdx = 958 kgf.m Mrdy = 15 kgf.m Mrd/Msd=1.99
H	Msdtopo = 6 Msdcentro = 80 Msdbase = 80 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 137 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.08 tf VBd base = 1.08 tf VHd topo = 0.28 tf VHd base = 0.28 tf Gama-n = 1.25	Td = 31 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.08 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 31 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.14
H	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 31 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.37 Vc = 3.16 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.27 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P13

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 343 kgf.m Msdbase = 201 kgf.m	Ndmax = 7.48 tf Ndmin = 4.94 tf ni = 0.10
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 110 kgf.m Msdbase = 303 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 26 kgf.m (Asl = 0.12 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 343 Msdcentro = 137 Msdbase = 201 lambda1 = 75.97	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 109 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 429 kgf.m Msdy = 27 kgf.m Mrdx = 950 kgf.m Mrdy = 60 kgf.m Mrd/Msd=2.22
H	Msdtopo = 22 Msdcentro = 95 Msdbase = 95 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 136 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	





Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.92 tf VBd base = 0.92 tf VHd topo = 0.33 tf VHd base = 0.33 tf Gama-n = 1.25	Td = 26 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.92 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 26 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12
H	Vd = 0.33 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 26 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.42 Vc = 3.28 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.22 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P14

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 272 kgf.m Msdbase = 174 kgf.m	Ndmax = 6.88 tf Ndmin = 4.51 tf ni = 0.09
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 367 kgf.m Msdbase = 303 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 27 kgf.m (Asl = 0.13 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 271 Msdcentro = 118 Msdbase = 110 lambda1 = 67.35	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 105 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 339 kgf.m Msdy = 459 kgf.m Mrdx = 745 kgf.m Mrdy = 1010 kgf.m Mrd/Msd=2.20
H	Msdtopo = 367 Msdcentro = 267 Msdbase = 117 lambda1 = 38.24	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 131 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.75 tf VBd base = 0.75 tf VHd topo = 0.71 tf VHd base = 0.71 tf Gama-n = 1.25	Td = 27 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.75 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 27 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11
H	Vd = 0.71 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 27 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.46 Vc = 3.37 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.97 Vc = 5.51 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.23 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P15

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 276 kgf.m Msdbase = 190 kgf.m	Ndmax = 6.22 tf Ndmin = 3.99 tf ni = 0.08
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 198 kgf.m Msdbase = 305 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 7 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 273 Msdcentro = 117 Msdbase = 117 lambda1 = 70.22	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 92 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 342 kgf.m Msdy = 248 kgf.m Mrdx = 806 kgf.m Mrdy = 585 kgf.m Mrd/Msd=2.36
H	Msdtopo = 198 Msdcentro = 177 Msdbase = 145 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 115 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.78 tf VBd base = 0.78 tf VHd topo = 0.47 tf VHd base = 0.47 tf Gama-n = 1.25	Td = 7 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.78 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.47 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.40 Vc = 3.24 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.06 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P16

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 135 kgf.m Msdbase = 182 kgf.m	Ndmax = 5.73 tf Ndmin = 2.87 tf ni = 0.08
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 408 kgf.m Msdbase = 255 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 30 kgf.m (Asl = 0.14 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 130 Msdcentro = 68 Msdbase = 171 lambda1 = 78.62	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 45 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 213 kgf.m Msdy) = 43 kgf.m Mrdx) = 782 kgf.m Mrdy) = 156 kgf.m Mrd/Msd=3.67
H	Msdtopo = 191 Msdcentro = 101 Msdbase = 34 lambda1 = 53.67	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 57 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.51 tf VBd base = 0.51 tf VHd topo = 0.63 tf VHd base = 0.63 tf Gama-n = 1.25	Td = 30 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.51 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 30 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 0.63 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 30 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.66 Vc = 4.64 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.26 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P17

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 125 kgf.m Msdbase = 122 kgf.m	Ndmax = 3.28 tf Ndmin = 1.59 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 309 kgf.m Msdbase = 313 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 15 kgf.m (Asl = 0.07 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 124 Msdcentro = 53 Msdbase = 54 lambda1 = 70.77	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 41 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 155 kgf.m Msdy = 386 kgf.m Mrdx = 543 kgf.m Mrdy = 1352 kgf.m Mrd/Msd=3.50
H	Msdtopo = 309 Msdcentro = 311 Msdbase = 313 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 52 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.41 tf VBd base = 0.41 tf VHd topo = 0.21 tf VHd base = 0.21 tf Gama-n = 1.25	Td = 15 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.41 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 15 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.21 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 15 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.42 Vc = 3.28 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.49 Vc = 4.17 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.13 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P18

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 138 kgf.m Msdbase = 118 kgf.m	Ndmax = 6.76 tf Ndmin = 4.13 tf ni = 0.09
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 190 kgf.m Msdbase = 505 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 33 kgf.m (Asl = 0.16 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 79 Msdcentro = 63 Msdbase = 38 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 72 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 47 kgf.m Msdy) = 618 kgf.m Mrdx) = 164 kgf.m Mrdy) = 2133 kgf.m Mrd/Msd=3.45
H	Msdtopo = 190 Msdcentro = 372 Msdbase = 494 lambda1 = 40.47	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 90 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.20 tf VBd base = 0.20 tf VHd topo = 0.53 tf VHd base = 0.53 tf Gama-n = 1.25	Td = 33 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.20 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 33 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 0.53 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 33 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.91 Vc = 4.41 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.29 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P19

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 122 kgf.m Msdbase = 81 kgf.m	Ndmax = 8.04 tf Ndmin = 5.02 tf ni = 0.11
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 920 kgf.m Msdbase = 691 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 68 kgf.m (Asl = 0.33 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 60 Msdcentro = 60 Msdbase = 23 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 309 Mcd = 11	M1d,mín = 123 M2d,mín = 263	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 475 kgf.m Msdy = 822 kgf.m Mrdx = 697 kgf.m Mrdy = 1206 kgf.m Mrd/Msd=1.47
H	Msdtopo = 920 Msdcentro = 654 Msdbase = 254 lambda1 = 43.58	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 154 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.15 tf VBd base = 0.15 tf VHd topo = 1.96 tf VHd base = 1.96 tf Gama-n = 1.25	Td = 68 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.15 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 68 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15
H	Vd = 1.96 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 68 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.26

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.41 Vc = 3.95 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.59 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

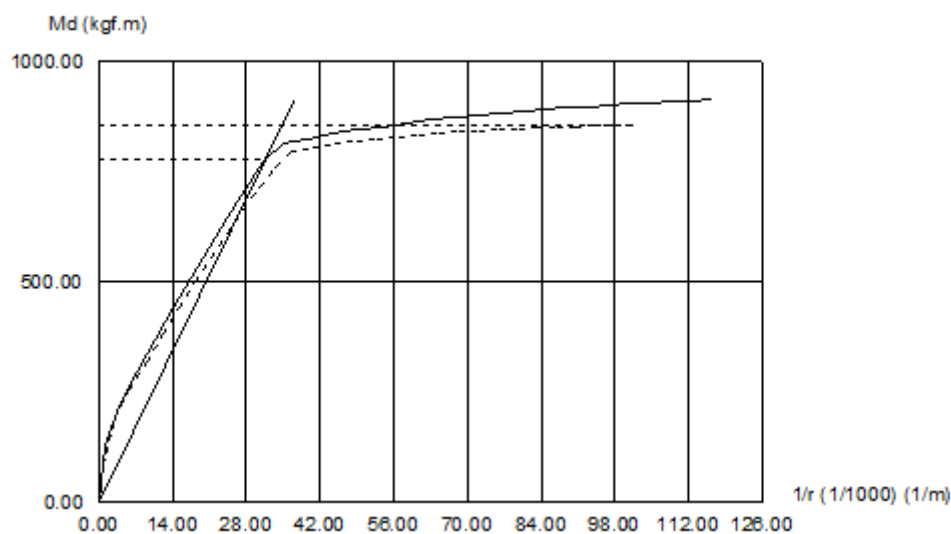


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

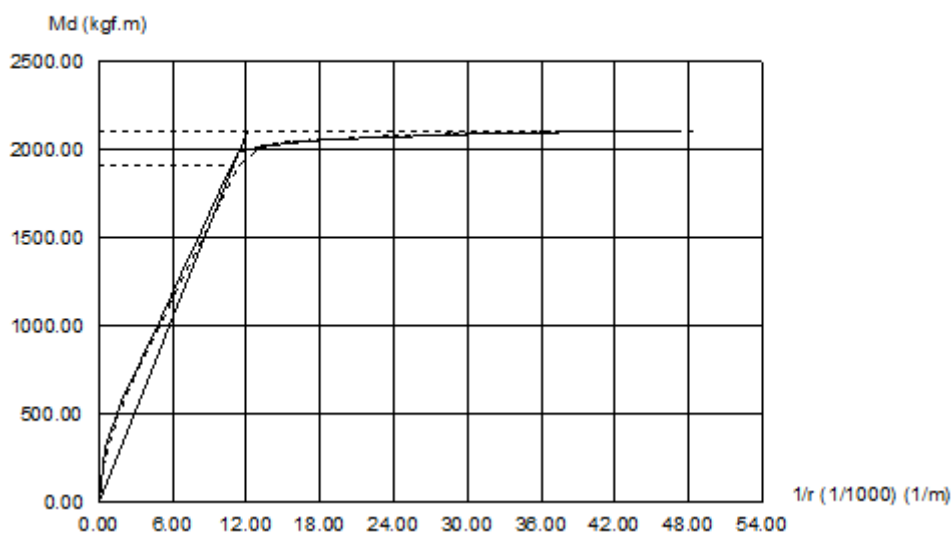




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

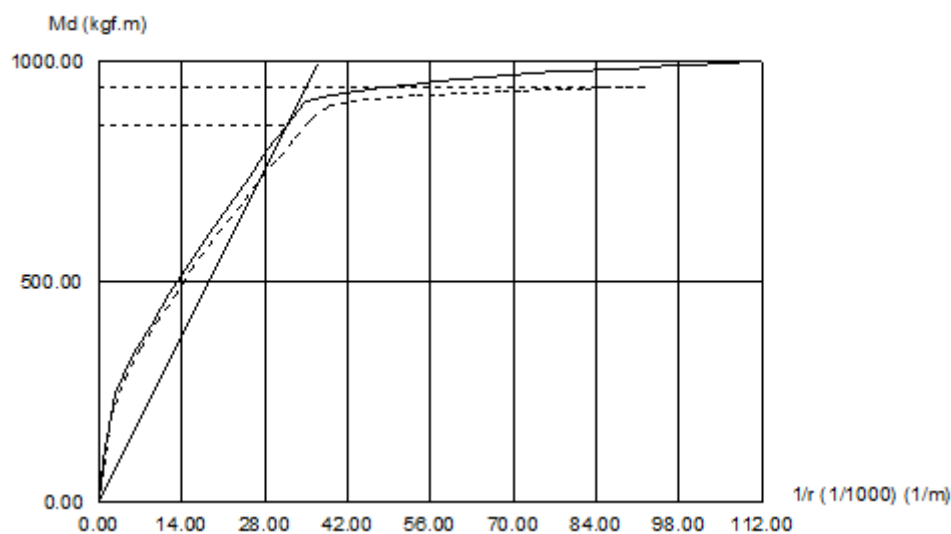
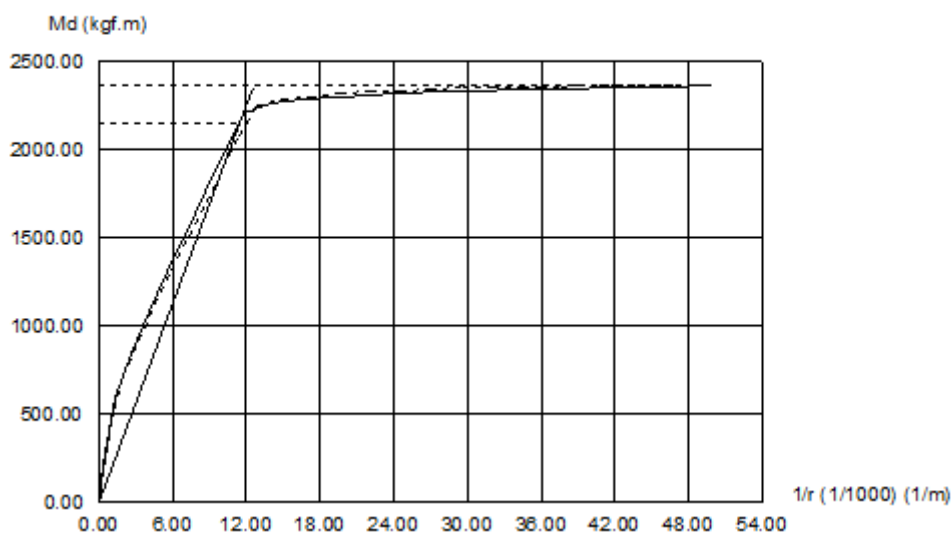


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P20

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 76 kgf.m Msdbase = 184 kgf.m	Ndmax = 5.32 tf Ndmin = 3.20 tf ni = 0.07
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 255 kgf.m Msdbase = 431 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 99 kgf.m (Asl = 0.48 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 66 Msdcentro = 137 Msdbase = 184 lambda1 = 39.58	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 181 Mcd = 5	M1d,mín = 72 M2d,mín = 154	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 404 kgf.m Msdy = 99 kgf.m Mrdx = 768 kgf.m Mrdy = 188 kgf.m Mrd/Msd=1.90
H	Msdtopo = 77 Msdcentro = 77 Msdbase = 10 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 90 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.20 tf VBd base = 0.20 tf VHd topo = 0.54 tf VHd base = 0.54 tf Gama-n = 1.25	Td = 99 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.20 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 99 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21
H	Vd = 0.54 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 99 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.23

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.75 Vc = 4.03 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.86 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.72 cm²/m ø 5.0 c/12



Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

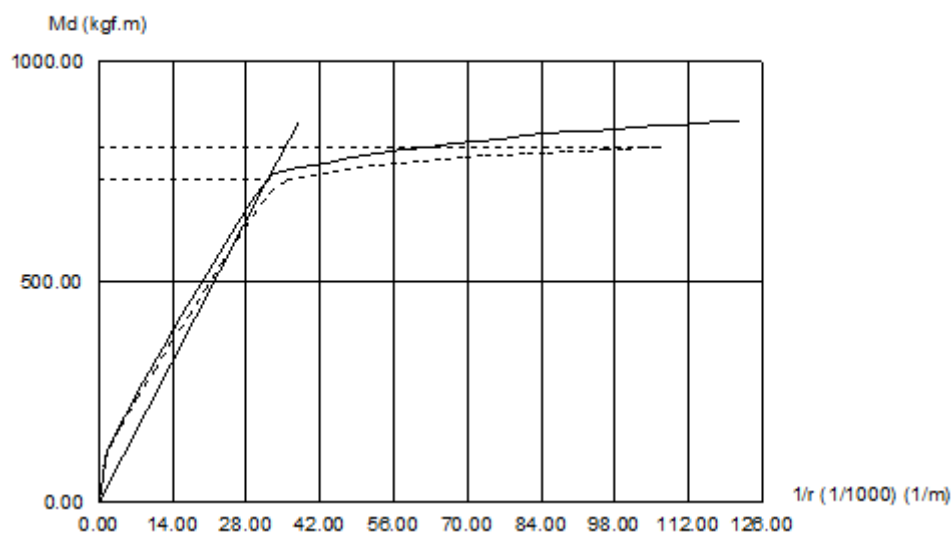


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

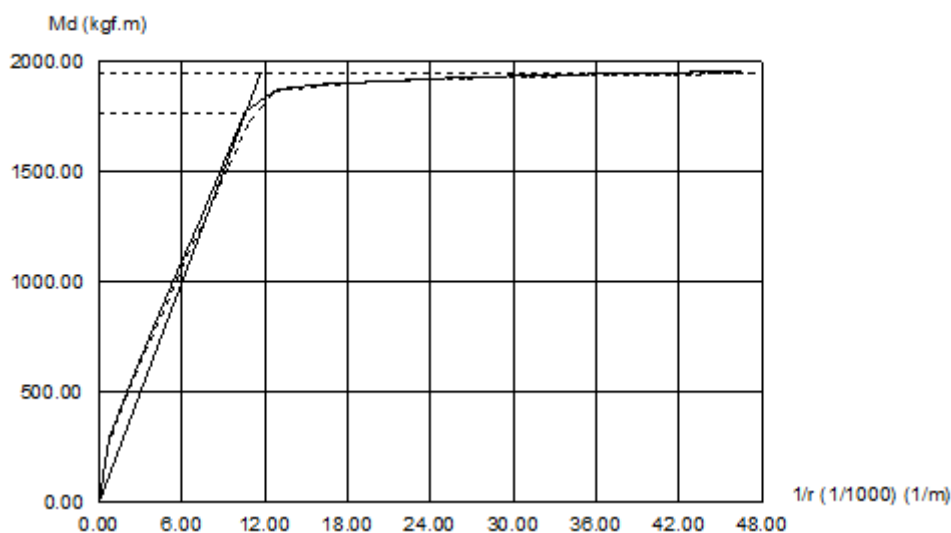




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

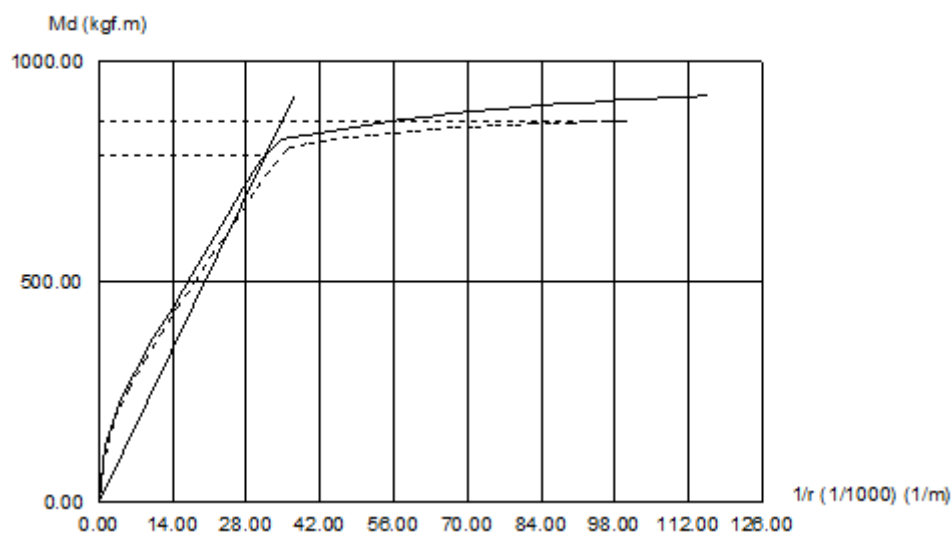
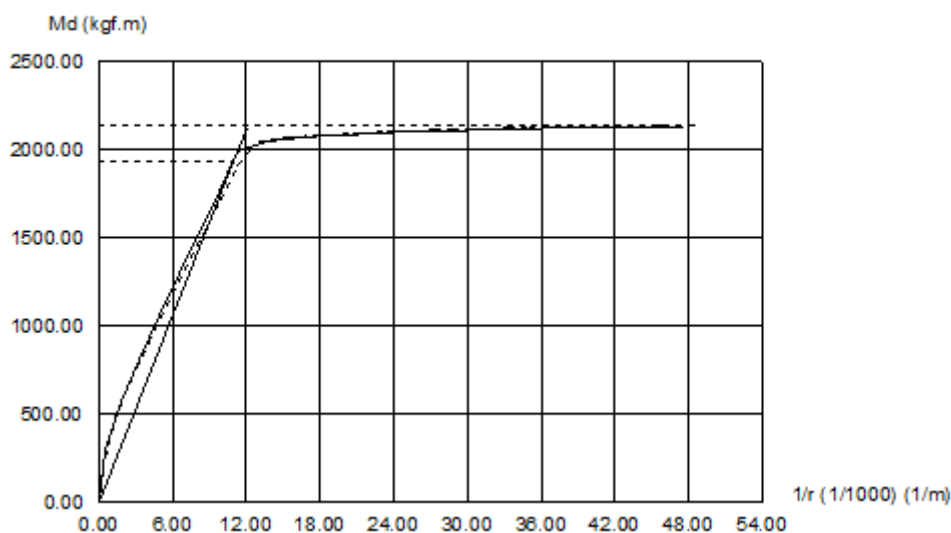


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P21

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 288 kgf.m Msdbase = 153 kgf.m	Ndmax = 5.65 tf Ndmin = 3.75 tf ni = 0.08 Gama-n = 1.25 Td = 3 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 213 kgf.m Msdbase = 347 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 284 Msdcentro = 123 Msdbase = 119 lambda1 = 70.69	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 87 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 355 kgf.m Msdy = 267 kgf.m Mrdx = 792 kgf.m Mrdy = 595 kgf.m Mrd/Msd=2.23
H	Msdtopo = 213 Msdcentro = 275 Msdbase = 317 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 109 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.74 tf VBd base = 0.74 tf VHd topo = 0.42 tf VHd base = 0.42 tf Gama-n = 1.25	Td = 3 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.74 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.42 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.36 Vc = 3.14 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.02 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P22

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 119 kgf.m Msdbase = 119 kgf.m	Ndmax = 4.85 tf Ndmin = 2.40 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 368 kgf.m Msdbase = 302 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 4 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 116 Msdcentro = 49 Msdbase = 52 lambda1 = 65.66	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 74 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 145 kgf.m Msdy = 460 kgf.m Mrdx = 540 kgf.m Mrdy = 1713 kgf.m Mrd/Msd=3.73
H	Msdtopo = 368 Msdcentro = 212 Msdbase = 23 lambda1 = 50.34	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 93 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.39 tf VBd base = 0.39 tf VHd topo = 0.93 tf VHd base = 0.93 tf Gama-n = 1.25	Td = 4 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.39 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.93 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.67 Vc = 3.84 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.54 Vc = 4.31 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.03 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P23

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 51 kgf.m Msdbase = 87 kgf.m	Ndmax = 6.17 tf Ndmin = 3.03 tf ni = 0.08 Gama-n = 1.25 Td = 9 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 104 kgf.m Msdbase = 152 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 43 Msdcentro = 35 Msdbase = 87 lambda1 = 68.54	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 58 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 109 kgf.m Msdy) = 10 kgf.m Mrdx) = 827 kgf.m Mrdy) = 73 kgf.m Mrd/Msd=7.57
H	Msdtopo = 36 Msdcentro = 36 Msdbase = 8 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 0 Mcd = 0	M1d,mín = 72 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.23 tf VBd base = 0.23 tf VHd topo = 0.26 tf VHd base = 0.26 tf Gama-n = 1.25	Td = 9 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.23 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.26 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.08 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.16 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P24

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 82 kgf.m Msdbase = 65 kgf.m	Ndmax = 5.54 tf Ndmin = 3.57 tf ni = 0.07 Gama-n = 1.25 Td = 8 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 294 kgf.m Msdbase = 268 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 77 Msdcentro = 77 Msdbase = 62 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 213 Mcd = 3	M1d,mín = 85 M2d,mín = 181	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx) = 366 kgf.m Msdy) = 69 kgf.m Mrdx) = 876 kgf.m Mrdy) = 164 kgf.m Mrd/Msd=2.39
H	Msdtopo = 52 Msdcentro = 52 Msdbase = 8 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 106 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.03 tf VBd base = 0.03 tf VHd topo = 0.09 tf VHd base = 0.09 tf Gama-n = 1.25	Td = 8 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.03 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.09 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.07 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.14 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

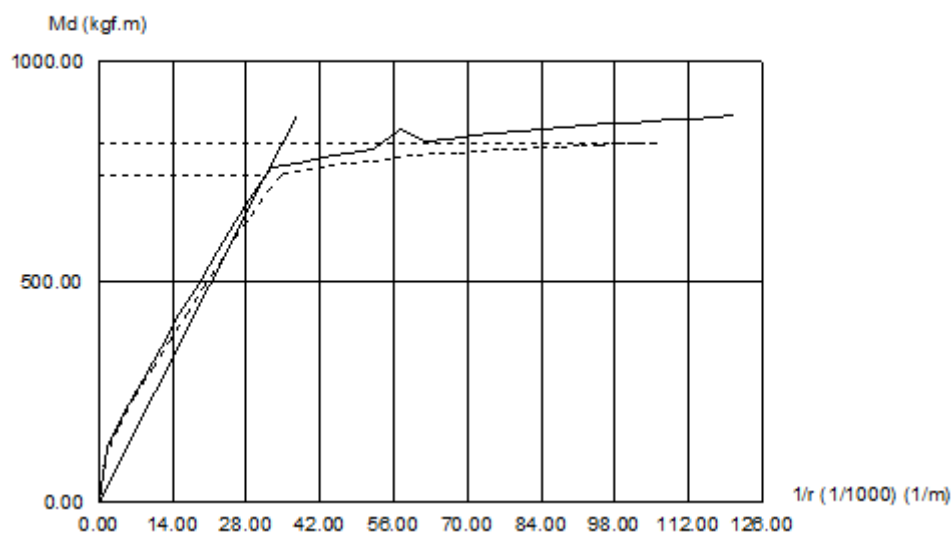


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

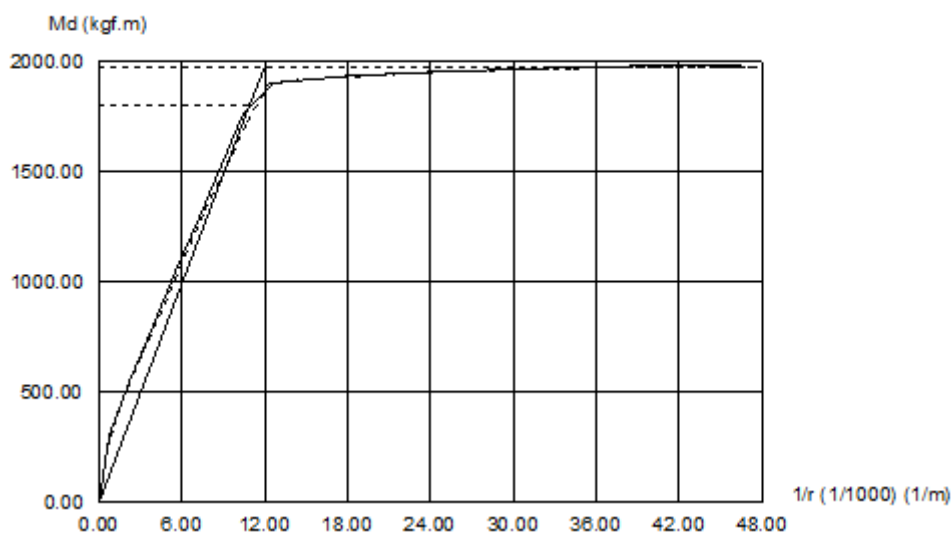




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

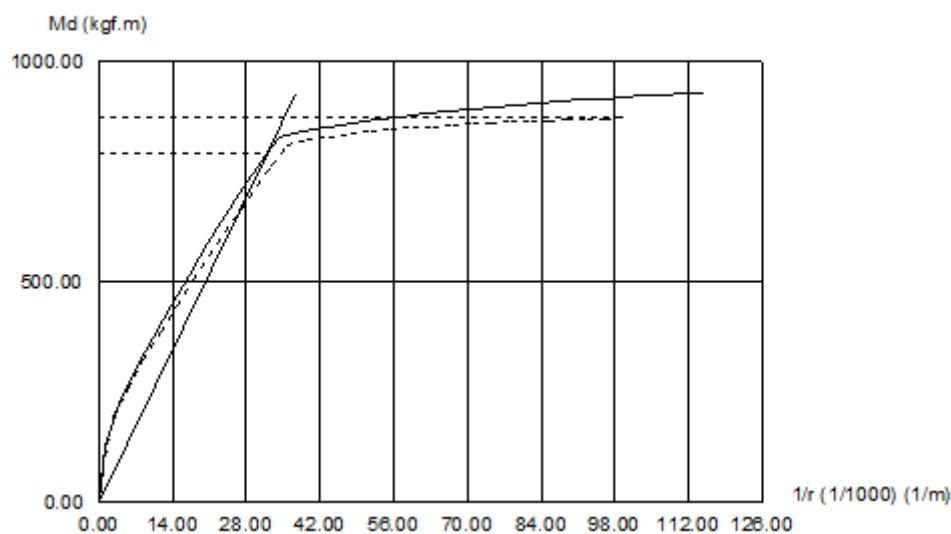
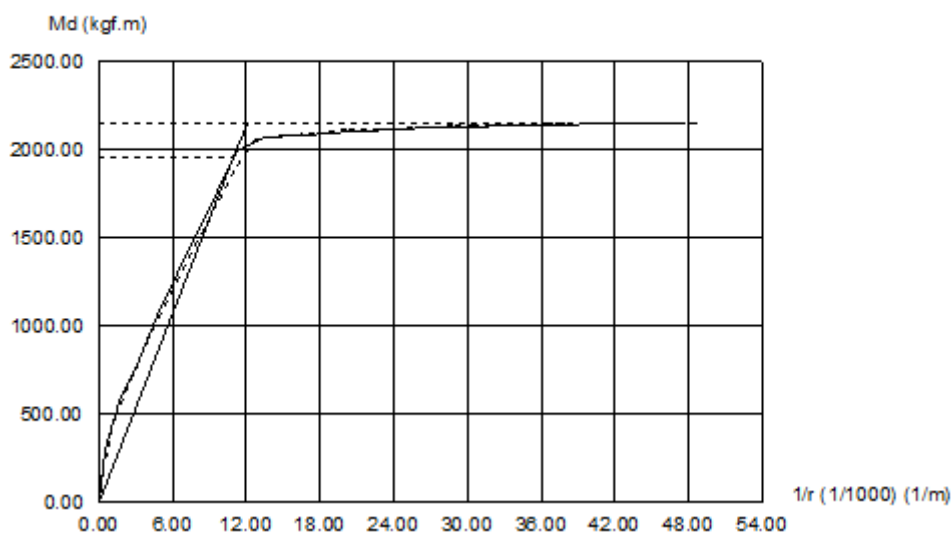


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P25

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 145 kgf.m Msdbase = 101 kgf.m	Ndmax = 5.37 tf Ndmin = 3.44 tf ni = 0.07
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 208 kgf.m Msdbase = 372 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 4 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 141 Msdcentro = 58 Msdbase = 67 lambda1 = 68.12	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 80 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 176 kgf.m Msdy = 260 kgf.m Mrdx = 691 kgf.m Mrdy = 1021 kgf.m Mrd/Msd=3.92
H	Msdtopo = 208 Msdcentro = 143 Msdbase = 46 lambda1 = 39.29	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 100 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.42 tf VBd base = 0.42 tf VHd topo = 0.64 tf VHd base = 0.64 tf Gama-n = 1.25	Td = 4 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.42 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.64 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.68 Vc = 3.88 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.93 Vc = 5.40 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P26

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 145 kgf.m Msdbase = 102 kgf.m	Ndmax = 5.38 tf Ndmin = 3.44 tf ni = 0.07
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 156 kgf.m Msdbase = 358 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 6 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 142 Msdcentro = 58 Msdbase = 68 lambda1 = 68.35	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 80 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 178 kgf.m Msdy = 195 kgf.m Mrdx = 736 kgf.m Mrdy = 805 kgf.m Mrd/Msd=4.13
H	Msdtopo = 156 Msdcentro = 115 Msdbase = 54 lambda1 = 35.90	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 101 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.42 tf VBd base = 0.42 tf VHd topo = 0.53 tf VHd base = 0.53 tf Gama-n = 1.25	Td = 6 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.42 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.53 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.68 Vc = 3.88 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.98 Vc = 5.55 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P27

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 52 kgf.m Msdbase = 69 kgf.m	Ndmax = 4.20 tf Ndmin = 2.92 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 138 kgf.m Msdbase = 246 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 6 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 51 Msdcentro = 61 Msdbase = 69 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 162 Mcd = 2	M1d,mín = 65 M2d,mín = 138	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx) = 281 kgf.m Msdy) = 20 kgf.m Mrdx) = 848 kgf.m Mrdy) = 60 kgf.m Mrd/Msd=3.02
H	Msdtopo = 14 Msdcentro = 14 Msdbase = 14 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 81 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.03 tf VBd base = 0.03 tf VHd topo = 0.19 tf VHd base = 0.19 tf Gama-n = 1.25	Td = 6 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.03 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.19 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.10 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

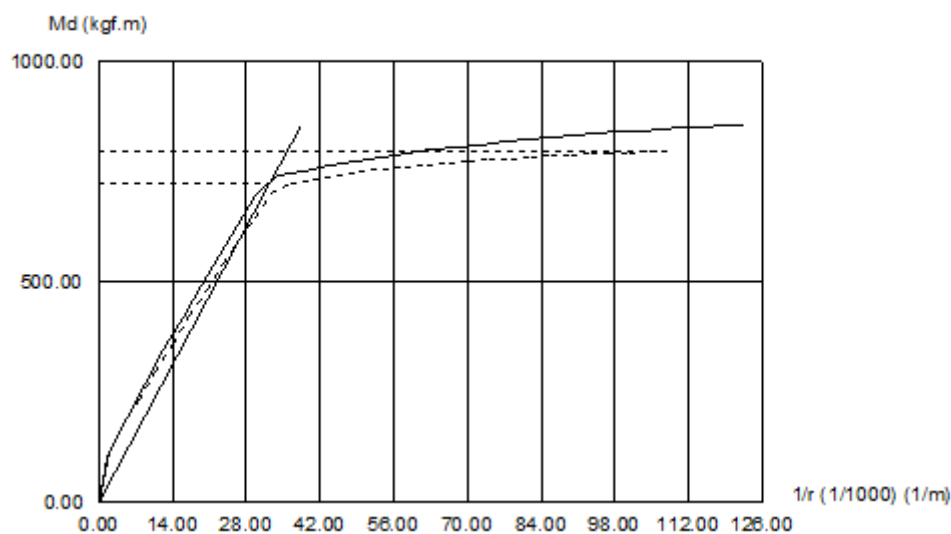


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

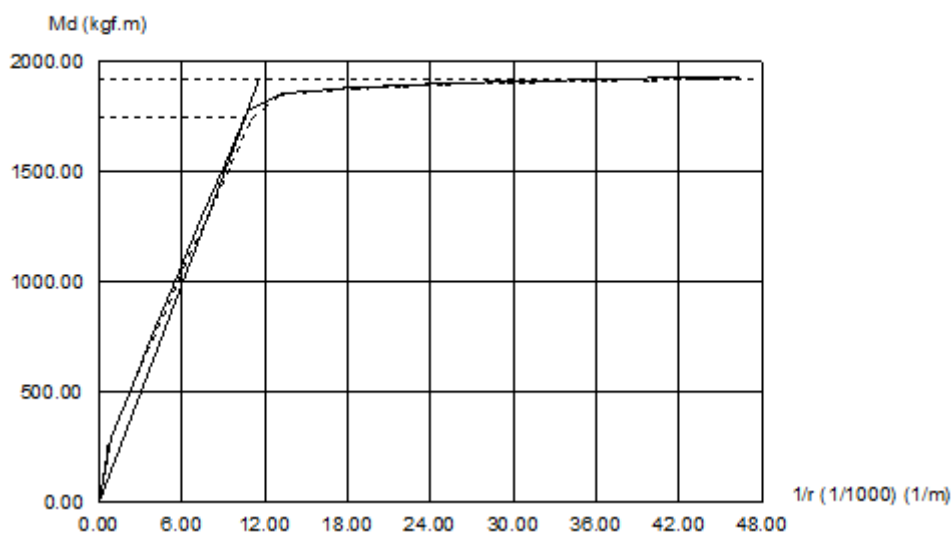




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

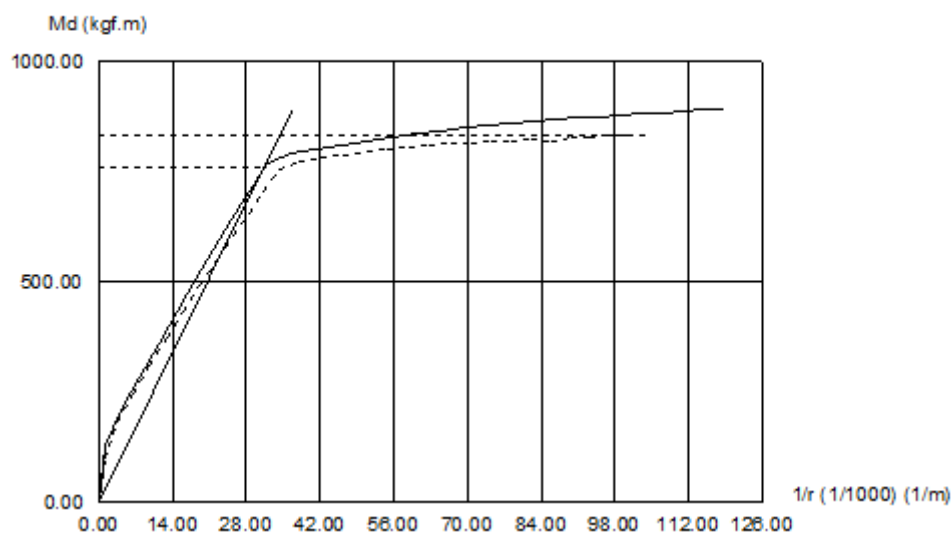
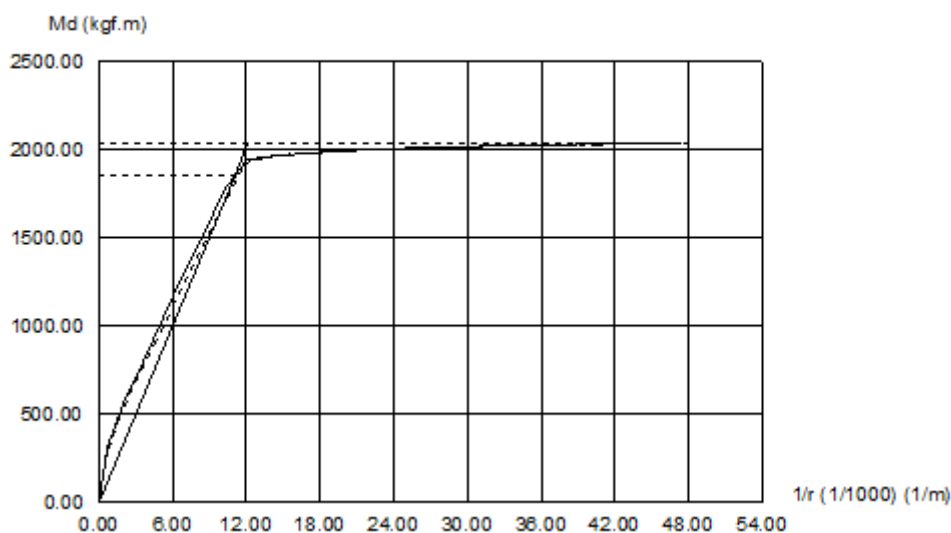


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P28

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 51 kgf.m Msdbase = 66 kgf.m	Ndmax = 4.20 tf Ndmin = 2.92 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 159 kgf.m Msdbase = 273 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 5 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 48 Msdcentro = 63 Msdbase = 63 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 161 Mcd = 1	M1d,mín = 64 M2d,mín = 137	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx) = 283 kgf.m Msdy) = 9 kgf.m Mrdx) = 854 kgf.m Mrdy) = 28 kgf.m Mrd/Msd=3.02
H	Msdtopo = 4 Msdcentro = 6 Msdbase = 6 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 81 M2d,mín = 0	3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.03 tf VBd base = 0.03 tf VHd topo = 0.19 tf VHd base = 0.19 tf Gama-n = 1.25	Td = 5 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.03 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.19 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.08 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

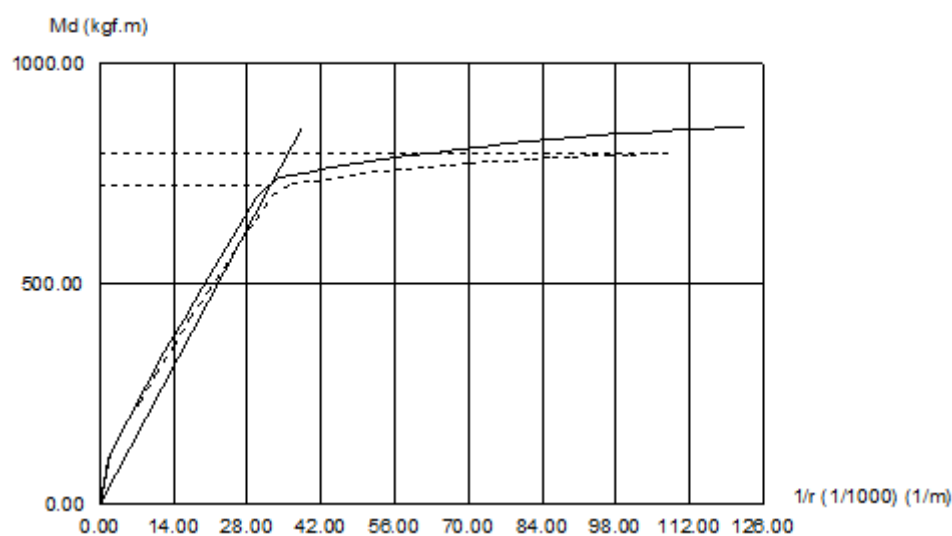


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

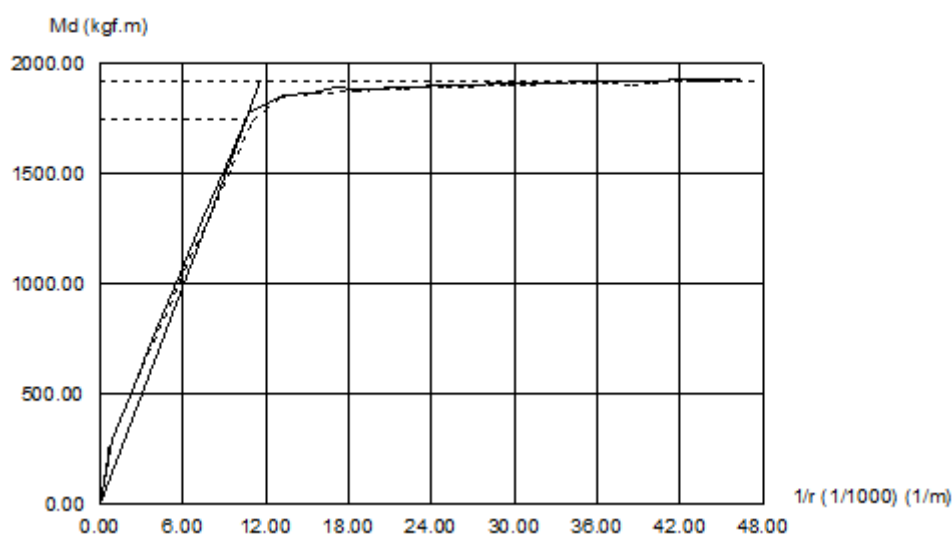




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

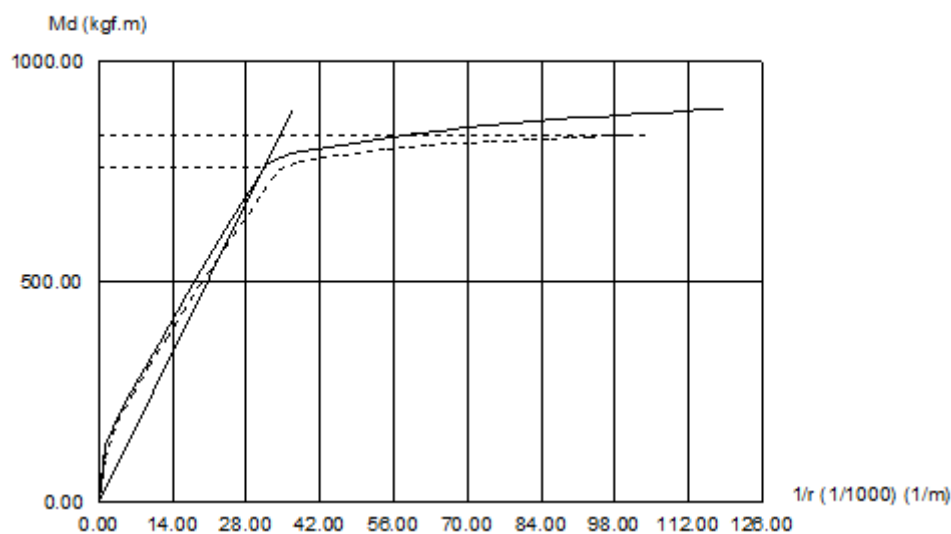
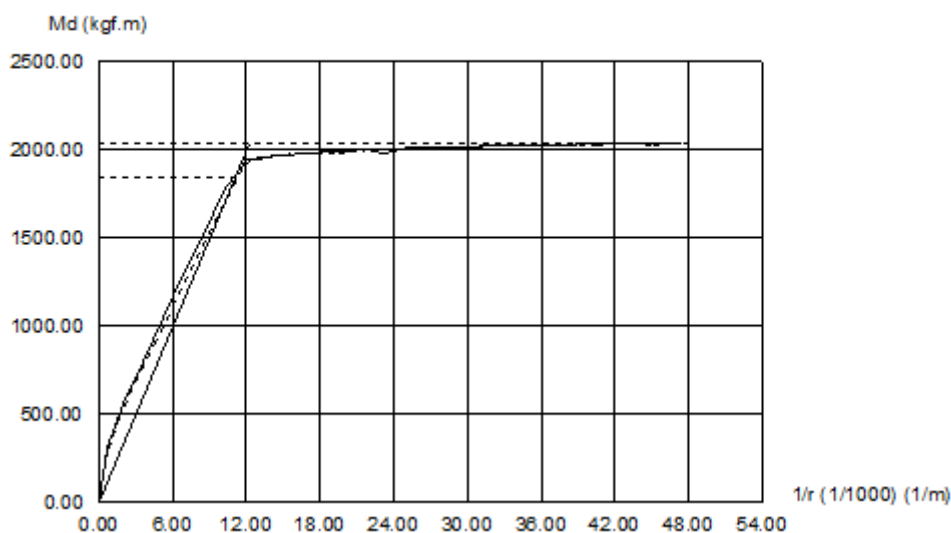


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P29

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 883 kgf.m Msdbase = 374 kgf.m	Ndmax = 9.68 tf Ndmin = 6.62 tf ni = 0.13
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 271 kgf.m Msdbase = 501 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 23 kgf.m (Asl = 0.11 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 858 Msdcentro = 640 Msdbase = 314 lambda1 = 47.09	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 9 Mcd = 2	M1d,mín = 145 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 3 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 1072 kgf.m Msdy = 339 kgf.m Mrdx = 1160 kgf.m Mrdy = 367 kgf.m Mrd/Msd=1.08
H	Msdtopo = 271 Msdcentro = 366 Msdbase = 430 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 181 M2d,mín = 0	6ø10.0 4.71 cm ² 1.1 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.98 tf VBd base = 0.98 tf VHd topo = 0.73 tf VHd base = 0.73 tf Gama-n = 1.25	Td = 23 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.98 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 23 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12
H	Vd = 0.73 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 23 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.21 Vc = 2.78 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.20 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P30

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 182 kgf.m Msdbase = 163 kgf.m	Ndmax = 6.24 tf Ndmin = 3.70 tf ni = 0.08
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 566 kgf.m Msdbase = 440 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 28 kgf.m (Asl = 0.14 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 155 Msdcentro = 62 Msdbase = 102 lambda1 = 70.47	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 84 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 194 kgf.m Msdy = 707 kgf.m Mrdx = 521 kgf.m Mrdy = 1896 kgf.m Mrd/Msd=2.68
H	Msdtopo = 566 Msdcentro = 464 Msdbase = 312 lambda1 = 37.07	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 105 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.58 tf VBd base = 0.58 tf VHd topo = 0.84 tf VHd base = 0.84 tf Gama-n = 1.25	Td = 28 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.58 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 0.84 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.64 Vc = 3.79 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.59 Vc = 4.46 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.25 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P31

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 88 kgf.m Msdbase = 114 kgf.m	Ndmax = 4.40 tf Ndmin = 2.94 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 315 kgf.m Msdbase = 165 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 11 kgf.m (Asl = 0.05 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 88 Msdcentro = 103 Msdbase = 114 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 165 Mcd = 2	M1d,mín = 66 M2d,mín = 140	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 337 kgf.m Msdy) = 148 kgf.m Mrdx) = 793 kgf.m Mrdy) = 348 kgf.m Mrd/Msd=2.35
H	Msdtopo = 190 Msdcentro = 117 Msdbase = 7 lambda1 = 44.40	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 82 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.04 tf VBd base = 0.04 tf VHd topo = 0.37 tf VHd base = 0.37 tf Gama-n = 1.25	Td = 11 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.04 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.37 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.76 Vc = 4.93 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.09 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.19 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

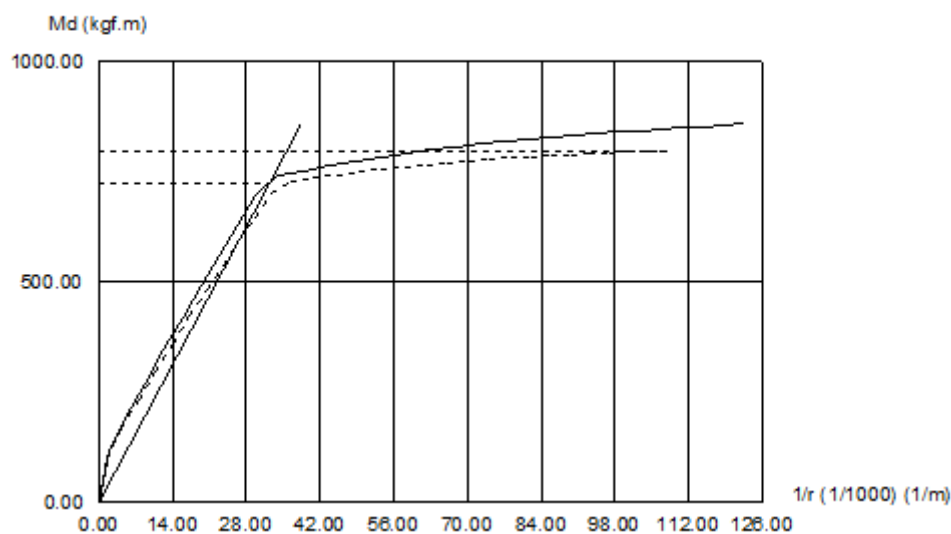


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

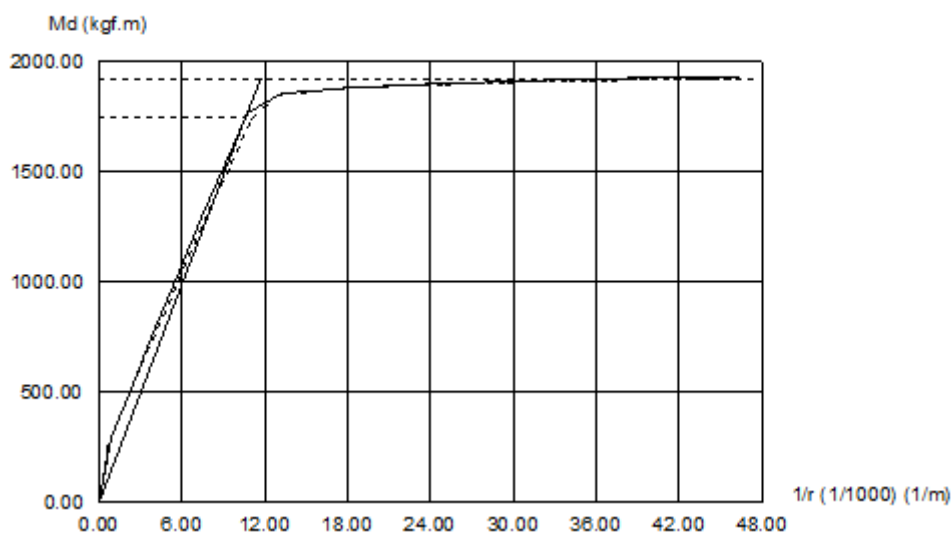




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

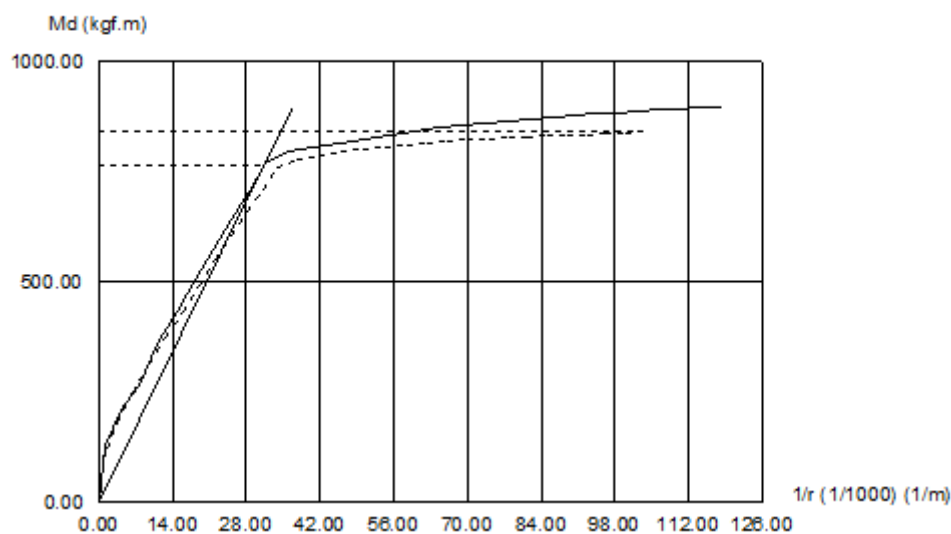
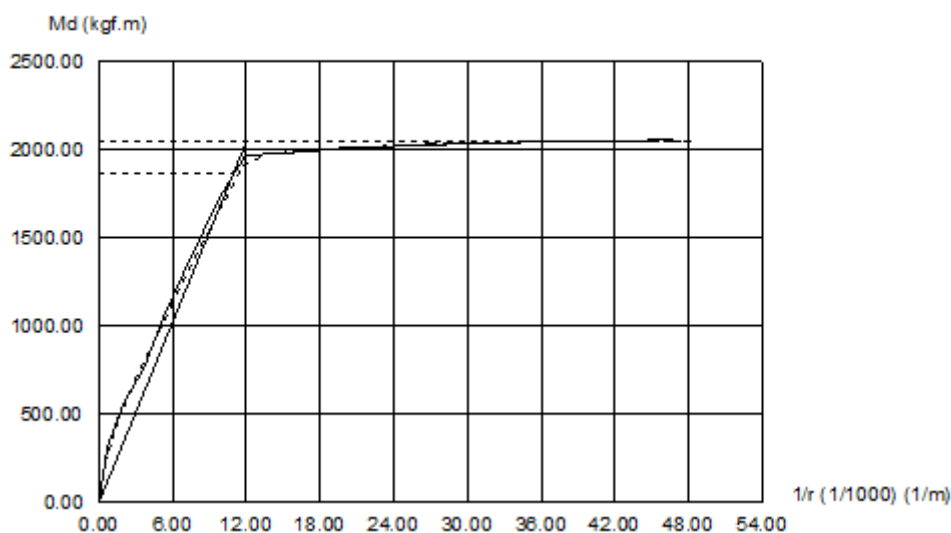


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P32

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 82 kgf.m Msdbase = 69 kgf.m	Ndmax = 4.65 tf Ndmin = 2.76 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 483 kgf.m Msdbase = 362 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 13 kgf.m (Asl = 0.06 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 32 Msdcentro = 32 Msdbase = 0 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 63 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 40 kgf.m Msdy = 604 kgf.m Mrdx = 138 kgf.m Mrdy = 2075 kgf.m Mrd/Msd=3.44
H	Msdtopo = 483 Msdcentro = 395 Msdbase = 263 lambda1 = 38.11	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 78 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.25 tf VBd base = 0.25 tf VHd topo = 0.71 tf VHd base = 0.71 tf Gama-n = 1.25	Td = 13 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.25 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.71 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.52 Vc = 4.24 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.11 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P33

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 247 kgf.m Msdbase = 183 kgf.m	Ndmax = 5.31 tf Ndmin = 3.35 tf ni = 0.07 Gama-n = 1.25 Td = 6 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 411 kgf.m Msdbase = 390 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 234 Msdcentro = 93 Msdbase = 121 lambda1 = 76.17	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 82 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 292 kgf.m Msdy = 514 kgf.m Mrdx = 665 kgf.m Mrdy = 1170 kgf.m Mrd/Msd=2.28
H	Msdtopo = 411 Msdcentro = 222 Msdbase = 61 lambda1 = 53.68	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 102 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.68 tf VBd base = 0.68 tf VHd topo = 1.02 tf VHd base = 1.02 tf Gama-n = 1.25	Td = 6 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.68 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 1.02 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.39 Vc = 3.22 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.60 Vc = 4.49 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P34

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 270 kgf.m Msdbase = 146 kgf.m	Ndmax = 6.27 tf Ndmin = 4.09 tf ni = 0.08
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 214 kgf.m Msdbase = 343 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 5 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 269 Msdcentro = 121 Msdbase = 102 lambda1 = 66.60	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 94 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 337 kgf.m Msdy = 267 kgf.m Mrdx = 800 kgf.m Mrdy = 634 kgf.m Mrd/Msd=2.38
H	Msdtopo = 214 Msdcentro = 291 Msdbase = 343 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 117 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	





Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.70 tf VBd base = 0.70 tf VHd topo = 0.22 tf VHd base = 0.22 tf Gama-n = 1.25	Td = 5 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.70 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.22 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.42 Vc = 3.27 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P35

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 146 kgf.m Msdbase = 128 kgf.m	Ndmax = 6.50 tf Ndmin = 4.25 tf ni = 0.09
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 570 kgf.m Msdbase = 198 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 25 kgf.m (Asl = 0.12 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 146 Msdcentro = 58 Msdbase = 128 lambda1 = 69.14	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 94 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 183 kgf.m Msdy = 614 kgf.m Mrdx = 551 kgf.m Mrdy = 1853 kgf.m Mrd/Msd=3.02
H	Msdtopo = 491 Msdcentro = 271 Msdbase = 59 lambda1 = 52.85	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 118 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.46 tf VBd base = 0.46 tf VHd topo = 1.00 tf VHd base = 1.00 tf Gama-n = 1.25	Td = 25 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.46 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 25 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
H	Vd = 1.00 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 25 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.50 Vc = 4.19 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.22 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P36

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 253 kgf.m Msdbase = 141 kgf.m	Ndmax = 6.07 tf Ndmin = 3.98 tf ni = 0.08 Gama-n = 1.25 Td = 5 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 540 kgf.m Msdbase = 404 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 251 Msdcentro = 118 Msdbase = 81 lambda1 = 62.98	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 93 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 314 kgf.m Msdy = 675 kgf.m Mrdx = 645 kgf.m Mrdy = 1387 kgf.m Mrd/Msd=2.06
H	Msdtopo = 540 Msdcentro = 275 Msdbase = 123 lambda1 = 58.21	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 117 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.67 tf VBd base = 0.67 tf VHd topo = 1.40 tf VHd base = 1.40 tf Gama-n = 1.25	Td = 5 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.67 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 1.40 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.43 Vc = 3.31 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.48 Vc = 4.14 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P37

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 239 kgf.m Msdbase = 131 kgf.m	Ndmax = 6.08 tf Ndmin = 3.96 tf ni = 0.08 Gama-n = 1.25 Td = 2 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 496 kgf.m Msdbase = 295 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 236 Msdcentro = 112 Msdbase = 72 lambda1 = 61.42	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 93 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 295 kgf.m Msdy = 620 kgf.m Mrdx = 649 kgf.m Mrdy = 1367 kgf.m Mrd/Msd=2.20
H	Msdtopo = 496 Msdcentro = 292 Msdbase = 16 lambda1 = 49.80	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 117 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.63 tf VBd base = 0.63 tf VHd topo = 1.15 tf VHd base = 1.15 tf Gama-n = 1.25	Td = 2 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.63 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 1.15 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.46 Vc = 3.37 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.52 Vc = 4.26 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.02 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P38

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 276 kgf.m Msdbase = 178 kgf.m	Ndmax = 6.77 tf Ndmin = 4.45 tf ni = 0.09 Gama-n = 1.25 Td = 6 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 373 kgf.m Msdbase = 245 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 273 Msdcentro = 118 Msdbase = 115 lambda1 = 68.59	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 102 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 342 kgf.m Msdy = 466 kgf.m Mrdx = 741 kgf.m Mrdy = 1011 kgf.m Mrd/Msd=2.17
H	Msdtopo = 373 Msdcentro = 228 Msdbase = 10 lambda1 = 45.71	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 128 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.76 tf VBd base = 0.76 tf VHd topo = 0.79 tf VHd base = 0.79 tf Gama-n = 1.25	Td = 6 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.76 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.79 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.45 Vc = 3.34 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.83 Vc = 5.12 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P39

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 277 kgf.m Msdbase = 190 kgf.m	Ndmax = 6.27 tf Ndmin = 4.00 tf ni = 0.08 Gama-n = 1.25 Td = 9 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 196 kgf.m Msdbase = 189 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 274 Msdcentro = 118 Msdbase = 115 lambda1 = 69.45	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 94 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 342 kgf.m Msdy = 246 kgf.m Mrdx = 810 kgf.m Mrdy = 582 kgf.m Mrd/Msd=2.37
H	Msdtopo = 196 Msdcentro = 138 Msdbase = 50 lambda1 = 38.05	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 117 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.78 tf VBd base = 0.78 tf VHd topo = 0.39 tf VHd base = 0.39 tf Gama-n = 1.25	Td = 9 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.78 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 0.39 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.41 Vc = 3.24 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.07 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P40

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 152 kgf.m Msdbase = 91 kgf.m	Ndmax = 8.35 tf Ndmin = 5.17 tf ni = 0.11
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 852 kgf.m Msdbase = 730 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 50 kgf.m (Asl = 0.24 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 113 Msdcentro = 113 Msdbase = 33 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 128 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 141 kgf.m Msdy = 1065 kgf.m Mrdx = 319 kgf.m Mrdy = 2418 kgf.m Mrd/Msd=2.27
H	Msdtopo = 852 Msdcentro = 624 Msdbase = 281 lambda1 = 41.41	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 160 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.41 tf VBd base = 0.41 tf VHd topo = 1.76 tf VHd base = 1.76 tf Gama-n = 1.25	Td = 50 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.41 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 50 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13
H	Vd = 1.76 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 50 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.49 Vc = 4.16 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.43 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P41

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 113 kgf.m Msdbase = 153 kgf.m	Ndmax = 2.63 tf Ndmin = 1.53 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 78 kgf.m Msdbase = 157 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 22 kgf.m (Asl = 0.11 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 112 Msdcentro = 137 Msdbase = 153 lambda1 = 35.82	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 95 Mcd = 1	M1d,mín = 38 M2d,mín = 80	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 290 kgf.m Msdy = 27 kgf.m Mrdx = 778 kgf.m Mrdy = 72 kgf.m Mrd/Msd=2.68
H	Msdtopo = 45 Msdcentro = 20 Msdbase = 51 lambda1 = 65.20	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 47 M2d,mín = 0	3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.07 tf VBd base = 0.07 tf VHd topo = 0.26 tf VHd base = 0.26 tf Gama-n = 1.25	Td = 22 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.07 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 22 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 0.26 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 22 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.91 Vc = 4.40 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.19 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.38 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

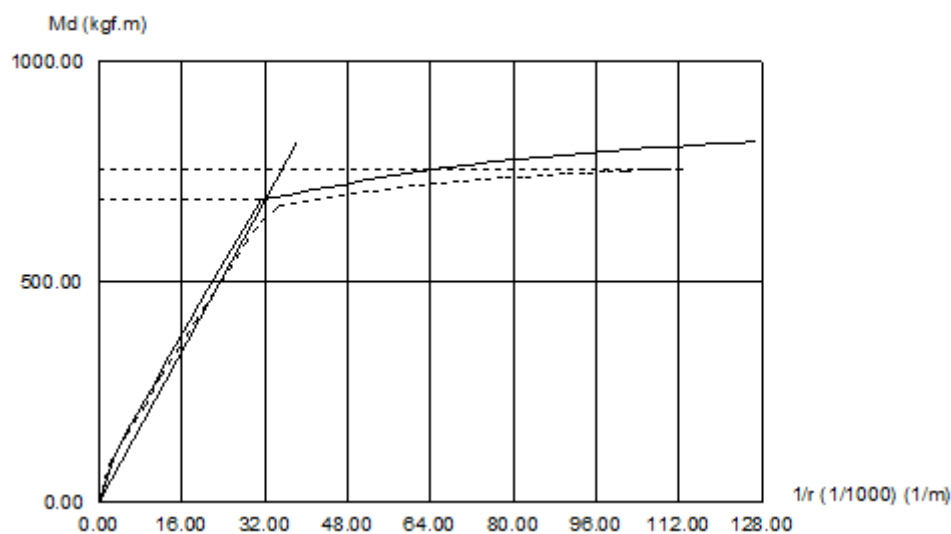


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

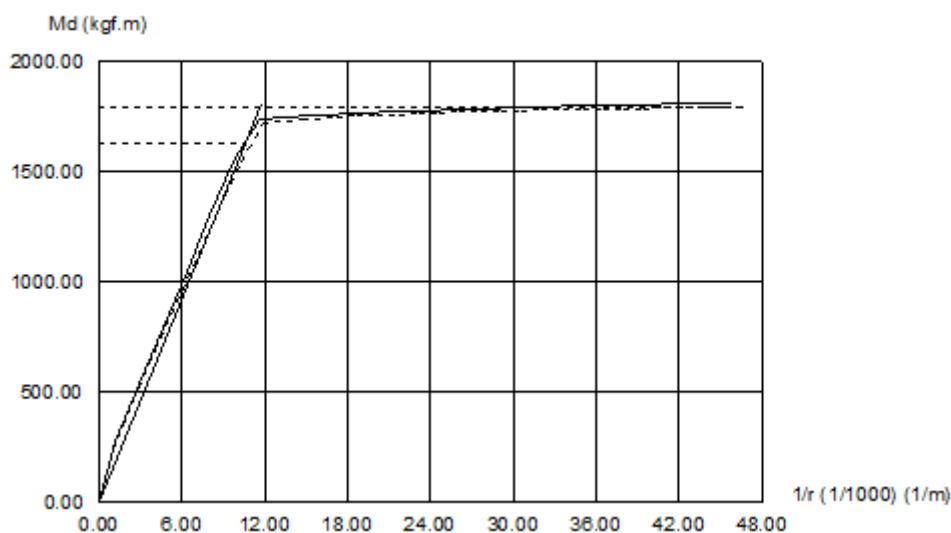




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

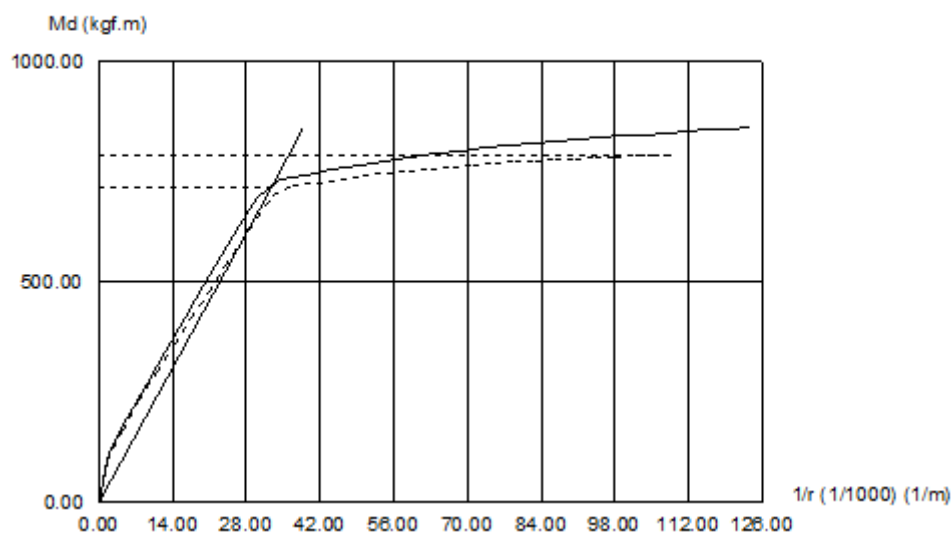
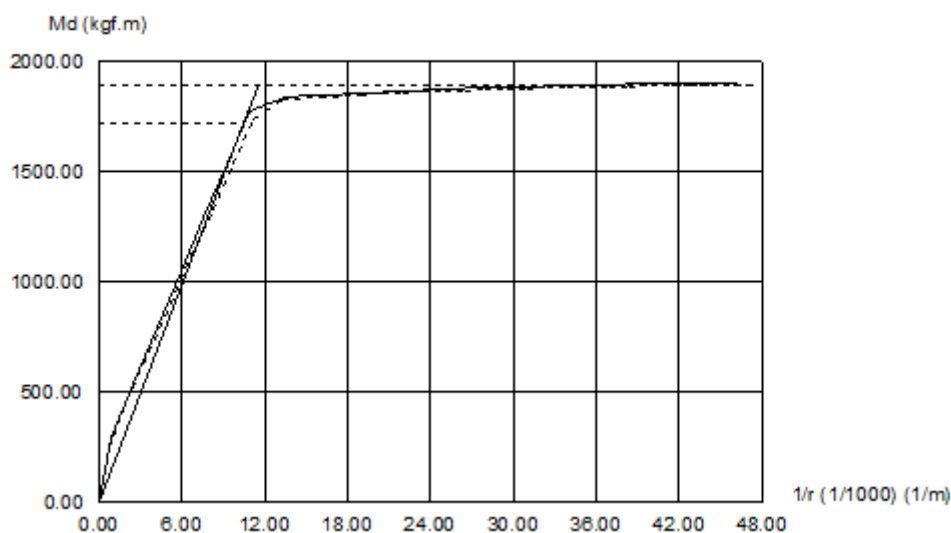


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P42

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 112 kgf.m Msdbase = 141 kgf.m	Ndmax = 2.99 tf Ndmin = 1.85 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 80 kgf.m Msdbase = 151 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 20 kgf.m (Asl = 0.10 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 112 Msdcentro = 129 Msdbase = 141 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 112 Mcd = 1	M1d,mín = 45 M2d,mín = 95	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 302 kgf.m Msdy = 64 kgf.m Mrdx = 778 kgf.m Mrdy = 165 kgf.m Mrd/Msd=2.57
H	Msdtopo = 50 Msdcentro = 50 Msdbase = 24 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 56 M2d,mín = 0		



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.05 tf VBd base = 0.05 tf VHd topo = 0.26 tf VHd base = 0.26 tf Gama-n = 1.25	Td = 20 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.05 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 20 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.26 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 20 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.18 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.36 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

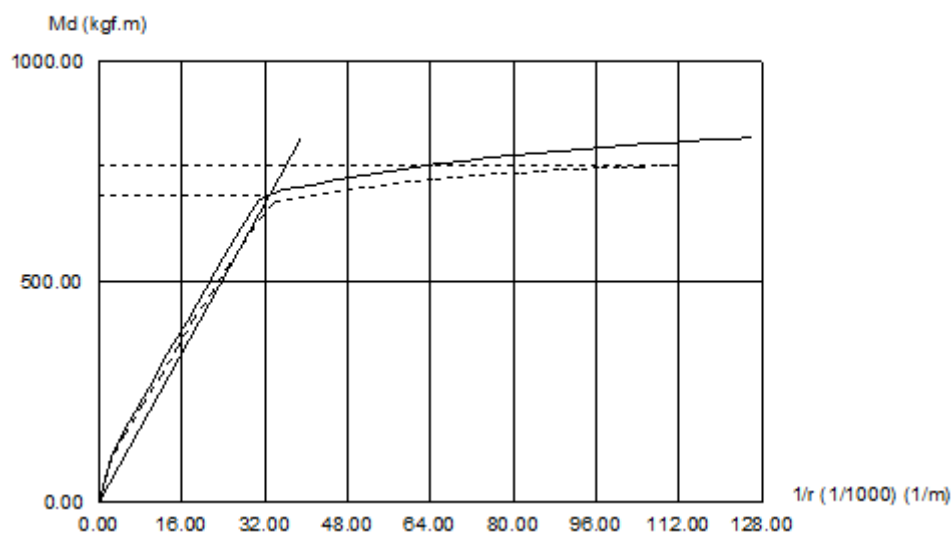


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

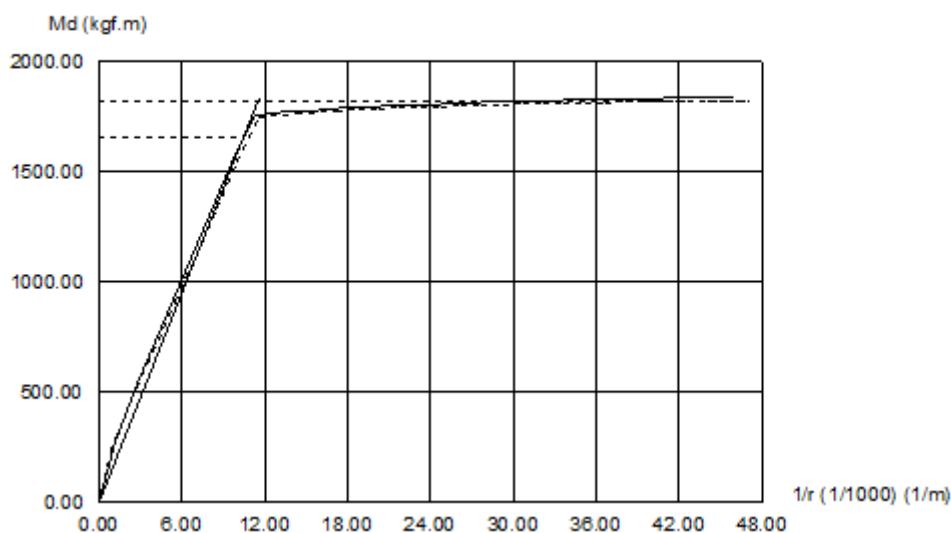




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

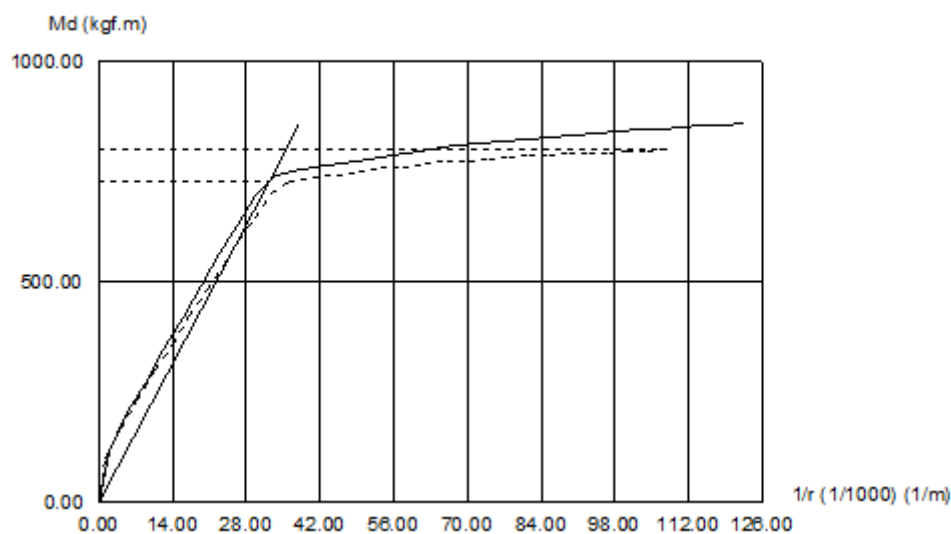
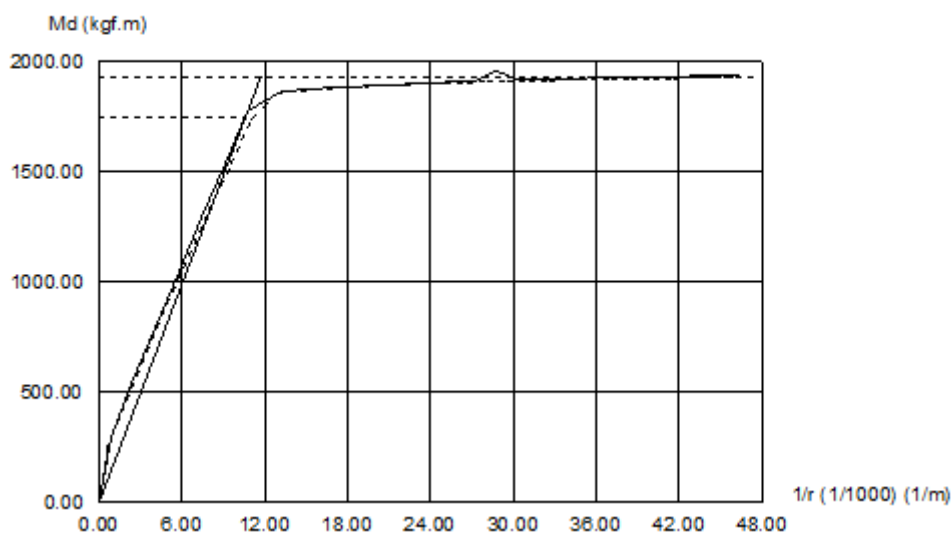


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P43

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 82 kgf.m Msdbase = 70 kgf.m	Ndmax = 4.68 tf Ndmin = 3.00 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 233 kgf.m Msdbase = 465 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 12 kgf.m (Asl = 0.06 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 56 Msdcentro = 24 Msdbase = 24 lambda1 = 62.93	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 48 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 30 kgf.m Msdy) = 579 kgf.m Mrdx) = 102 kgf.m Mrdy) = 1980 kgf.m Mrd/Msd=3.42
H	Msdtopo = 220 Msdcentro = 366 Msdbase = 463 lambda1 = 41.35	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 60 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.26 tf VBd base = 0.26 tf VHd topo = 0.51 tf VHd base = 0.51 tf Gama-n = 1.25	Td = 12 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.26 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.51 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.10 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P44

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 13.96	Msdtopo = 60 kgf.m Msdbase = 102 kgf.m	Ndmax = 5.05 tf Ndmin = 2.74 tf ni = 0.05
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 623 kgf.m Msdbase = 175 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 28 kgf.m (Asl = 0.11 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 41 Msdcentro = 41 Msdbase = 3 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 75 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 49 kgf.m Msdy = 747 kgf.m Mrdx = 171 kgf.m Mrdy = 2587 kgf.m Mrd/Msd=3.46
H	Msdtopo = 623 Msdcentro = 443 Msdbase = 175 lambda1 = 43.26	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 97 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.20 tf VBd base = 0.20 tf VHd topo = 0.94 tf VHd base = 0.94 tf Gama-n = 1.20	Td = 28 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.20 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 0.94 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 2.00 Vc = 5.93 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 1.40 Vc = 4.99 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.17 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P45

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 265 kgf.m Msdbase = 325 kgf.m	Ndmax = 6.07 tf Ndmin = 4.21 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 150 kgf.m Msdbase = 315 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 55 kgf.m (Asl = 0.23 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 265 Msdcentro = 301 Msdbase = 325 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 221 Mcd = 2	M1d,mín = 98 M2d,mín = 186	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 629 kgf.m Msdy = 99 kgf.m Mrdx = 1032 kgf.m Mrdy = 162 kgf.m Mrd/Msd=1.64
H	Msdtopo = 59 Msdcentro = 82 Msdbase = 176 lambda1 = 56.47	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 129 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 0.49 tf VHd base = 0.49 tf Gama-n = 1.20	Td = 55 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 55 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 0.49 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 55 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 2.00 Vc = 5.93 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.34 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P46

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 337 kgf.m Msdbase = 414 kgf.m	Ndmax = 5.97 tf Ndmin = 4.17 tf ni = 0.06 Gama-n = 1.20 Td = 2 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 94 kgf.m Msdbase = 238 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 337 Msdcentro = 383 Msdbase = 414 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 226 Mcd = 2	M1d,mín = 97 M2d,mín = 183	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 733 kgf.m Msdy = 103 kgf.m Mrdx = 1032 kgf.m Mrdy = 146 kgf.m Mrd/Msd=1.41
H	Msdtopo = 16 Msdcentro = 86 Msdbase = 86 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 127 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.12 tf VBd base = 0.12 tf VHd topo = 0.30 tf VHd base = 0.30 tf Gama-n = 1.20	Td = 2 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.12 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.30 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 2.00 Vc = 5.93 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P47

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 277 kgf.m Msdbase = 341 kgf.m	Ndmax = 5.93 tf Ndmin = 4.13 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 79 kgf.m Msdbase = 225 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 47 kgf.m (Asl = 0.19 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 277 Msdcentro = 315 Msdbase = 341 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 218 Mcd = 2	M1d,mín = 96 M2d,mín = 182	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 643 kgf.m Msdy = 38 kgf.m Mrdx = 1045 kgf.m Mrdy = 62 kgf.m Mrd/Msd=1.62
H	Msdtopo = 10 Msdcentro = 31 Msdbase = 31 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 0 Mcd = 0	M1d,mín = 126 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 0.26 tf VHd base = 0.26 tf Gama-n = 1.20	Td = 47 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 47 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.26 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 47 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 2.00 Vc = 5.93 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.29 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P48

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 13.96	Msdtopo = 216 kgf.m Msdbase = 0 kgf.m	Ndmax = 9.66 tf Ndmin = 6.46 tf ni = 0.10
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 437 kgf.m Msdbase = 0 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 0 kgf.m (Asl = 0.00 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 216 Msdcentro = 130 Msdbase = 0 lambda1 = 45.55	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 150 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 259 kgf.m Msdy = 452 kgf.m Mrdx = 898 kgf.m Mrdy = 1564 kgf.m Mrd/Msd=3.46
H	Msdtopo = 376 Msdcentro = 226 Msdbase = 0 lambda1 = 44.57	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 197 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.36 tf VBd base = 0.36 tf VHd topo = 0.72 tf VHd base = 0.72 tf Gama-n = 1.20	Td = 0 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.36 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.72 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 2.00 Vc = 5.93 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.01 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P49

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 13.96	Msdtopo = 79 kgf.m Msdbase = 188 kgf.m	Ndmax = 8.00 tf Ndmin = 4.23 tf ni = 0.09
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 537 kgf.m Msdbase = 259 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 18 kgf.m (Asl = 0.07 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 73 Msdcentro = 73 Msdbase = 20 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 117 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 88 kgf.m Msdy = 644 kgf.m Mrdx = 385 kgf.m Mrdy = 2835 kgf.m Mrd/Msd=4.40
H	Msdtopo = 537 Msdcentro = 354 Msdbase = 78 lambda1 = 42.81	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 154 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.44 tf VBd base = 0.44 tf VHd topo = 1.05 tf VHd base = 1.05 tf Gama-n = 1.20	Td = 18 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.44 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 18 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 1.05 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 18 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 2.00 Vc = 5.93 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 1.73 Vc = 6.18 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.11 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.22 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P50

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 176 kgf.m Msdbase = 221 kgf.m	Ndmax = 5.34 tf Ndmin = 3.69 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 171 kgf.m Msdbase = 276 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 10 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 176 Msdcentro = 202 Msdbase = 220 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 186 Mcd = 2	M1d,mín = 86 M2d,mín = 163	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 468 kgf.m Msdy = 67 kgf.m Mrdx = 1004 kgf.m Mrdy = 144 kgf.m Mrd/Msd=2.14
H	Msdtopo = 85 Msdcentro = 56 Msdbase = 139 lambda1 = 65.31	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 0 Mcd = 0	M1d,mín = 113 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.08 tf VBd base = 0.08 tf VHd topo = 0.47 tf VHd base = 0.47 tf Gama-n = 1.20	Td = 10 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.08 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.47 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 2.00 Vc = 5.93 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.06 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.12 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P51

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 266 kgf.m Msdbase = 231 kgf.m	Ndmax = 6.57 tf Ndmin = 3.65 tf ni = 0.09
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 317 kgf.m Msdbase = 180 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 37 kgf.m (Asl = 0.18 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 266 Msdcentro = 106 Msdbase = 231 lambda1 = 73.78	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 101 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 332 kgf.m Msdy = 396 kgf.m Mrdx = 759 kgf.m Mrdy = 905 kgf.m Mrd/Msd=2.29
H	Msdtopo = 317 Msdcentro = 154 Msdbase = 89 lambda1 = 56.40	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 126 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.84 tf VBd base = 0.84 tf VHd topo = 0.83 tf VHd base = 0.83 tf Gama-n = 1.25	Td = 37 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.84 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 37 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.14
H	Vd = 0.83 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 37 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.48 Vc = 3.43 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.76 Vc = 4.93 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.32 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P52

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 248 kgf.m Msdbase = 184 kgf.m	Ndmax = 5.19 tf Ndmin = 3.20 tf ni = 0.07
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 316 kgf.m Msdbase = 292 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 11 kgf.m (Asl = 0.06 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 248 Msdcentro = 135 Msdbase = 35 lambda1 = 56.88	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 72 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 311 kgf.m Msdy) = 384 kgf.m Mrdx) = 703 kgf.m Mrdy) = 870 kgf.m Mrd/Msd=2.26
H	Msdtopo = 307 Msdcentro = 123 Msdbase = 196 lambda1 = 71.03	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 90 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.69 tf VBd base = 0.69 tf VHd topo = 1.00 tf VHd base = 1.00 tf Gama-n = 1.25	Td = 11 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.69 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 1.00 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.38 Vc = 3.19 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.63 Vc = 4.57 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.10 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P53

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 155 kgf.m Msdbase = 128 kgf.m	Ndmax = 5.24 tf Ndmin = 3.00 tf ni = 0.07
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 302 kgf.m Msdbase = 108 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 29 kgf.m (Asl = 0.14 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 155 Msdcentro = 72 Msdbase = 52 lambda1 = 61.45	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 73 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 194 kgf.m Msdy = 378 kgf.m Mrdx = 632 kgf.m Mrdy = 1234 kgf.m Mrd/Msd=3.26
H	Msdtopo = 302 Msdcentro = 198 Msdbase = 42 lambda1 = 43.19	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 91 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.48 tf VBd base = 0.48 tf VHd topo = 0.56 tf VHd base = 0.56 tf Gama-n = 1.25	Td = 29 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.48 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 29 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
H	Vd = 0.56 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 29 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.58 Vc = 3.64 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.71 Vc = 4.78 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.26 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P54

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.63

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 473.00 cm Esbeltez = 109.11	Msdtopo = 89 kgf.m Msdbase = 99 kgf.m	Ndmax = 5.79 tf Ndmin = 3.82 tf ni = 0.07 Gama-n = 1.20 Td = 7 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 360 kgf.m Msdbase = 653 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 6 Msdcentro = 6 Msdbase = 4 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 360 Mcd = 6	M1d,mín = 94 M2d,mín = 336	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 447 kgf.m Msdy = 569 kgf.m Mrdx = 803 kgf.m Mrdy = 1022 kgf.m Mrd/Msd=1.80
H	Msdtopo = 198 Msdcentro = 471 Msdbase = 653 lambda1 = 42.47	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 116 M2d,mín = 0		



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.02 tf VBd base = 0.02 tf VHd topo = 0.77 tf VHd base = 0.77 tf Gama-n = 1.20	Td = 7 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.02 tf VRd2 = 14.32 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 619 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.77 tf VRd2 = 16.92 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 619 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.54 tf k = 2.00 Vc = 5.08 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 3.00 tf k = 1.88 Vc = 5.65 tf	Vmin = 1.57 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.00 cm Ae = 154.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

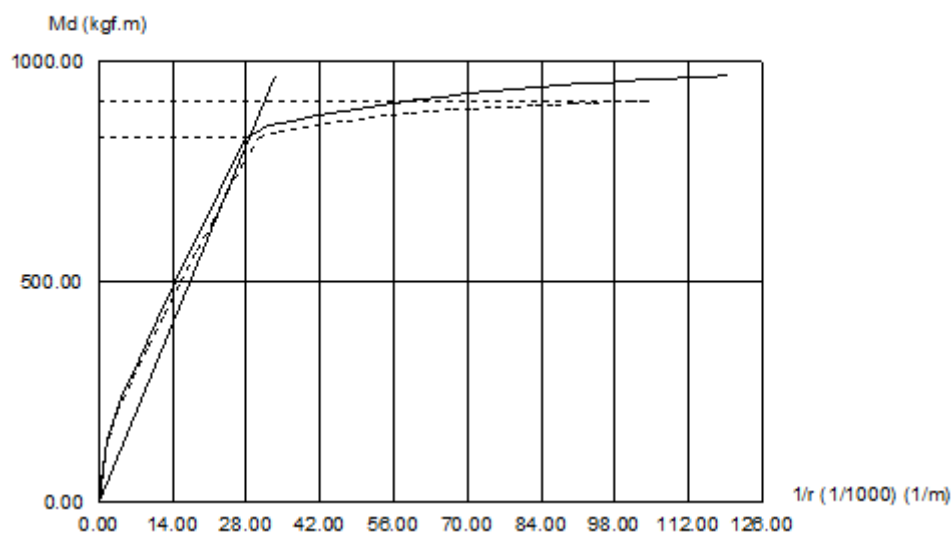


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

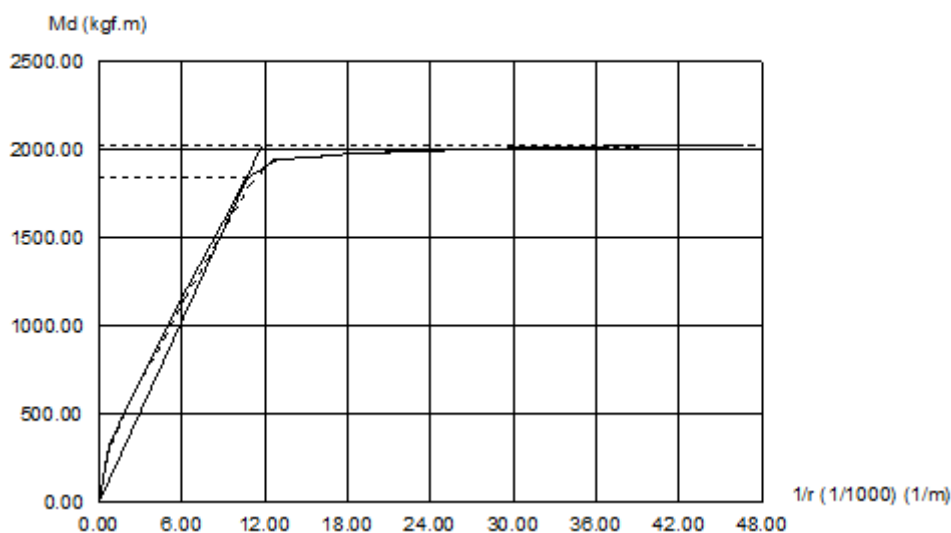




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

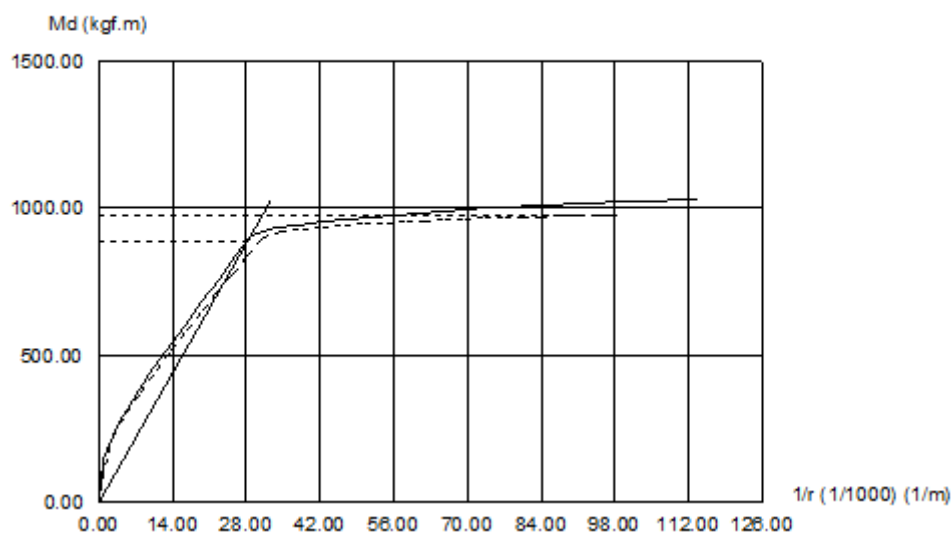
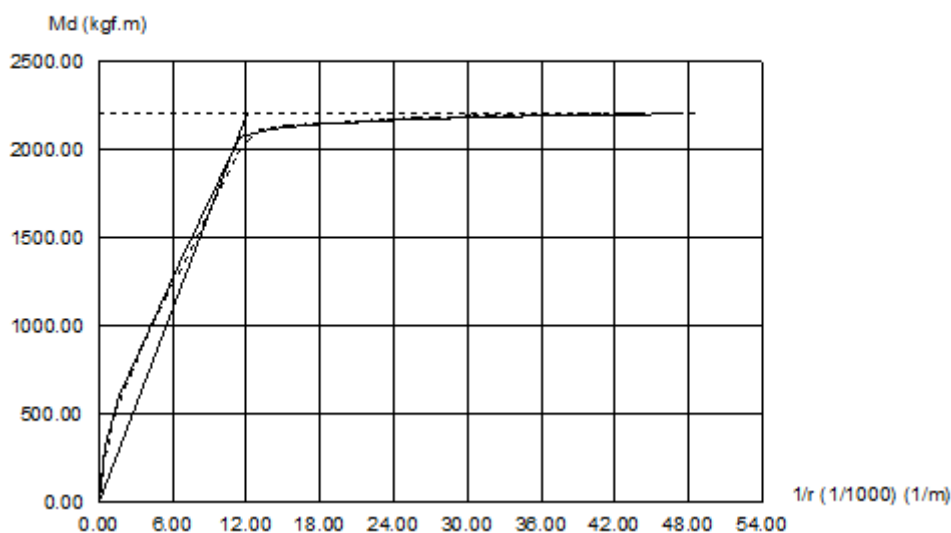


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P55

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.63

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 473.00 cm Esbeltez = 109.11	Msdtopo = 90 kgf.m Msdbase = 96 kgf.m	Ndmax = 5.71 tf Ndmin = 3.82 tf ni = 0.07 Gama-n = 1.20 Td = 9 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 263 kgf.m Msdbase = 480 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 76 Msdcentro = 87 Msdbase = 94 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 355 Mcd = 5	M1d,mín = 93 M2d,mín = 331	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 537 kgf.m Msdy = 32 kgf.m Mrdx = 998 kgf.m Mrdy = 60 kgf.m Mrd/Msd=1.86
H	Msdtopo = 18 Msdcentro = 24 Msdbase = 24 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 114 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.03 tf VBd base = 0.03 tf VHd topo = 0.37 tf VHd base = 0.37 tf Gama-n = 1.20	Td = 9 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.03 tf VRd2 = 14.32 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 619 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.37 tf VRd2 = 16.92 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 619 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.54 tf k = 2.00 Vc = 5.08 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 3.00 tf k = 2.00 Vc = 6.00 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.00 cm Ae = 154.00 cm²	A90 = 0.07 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.13 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

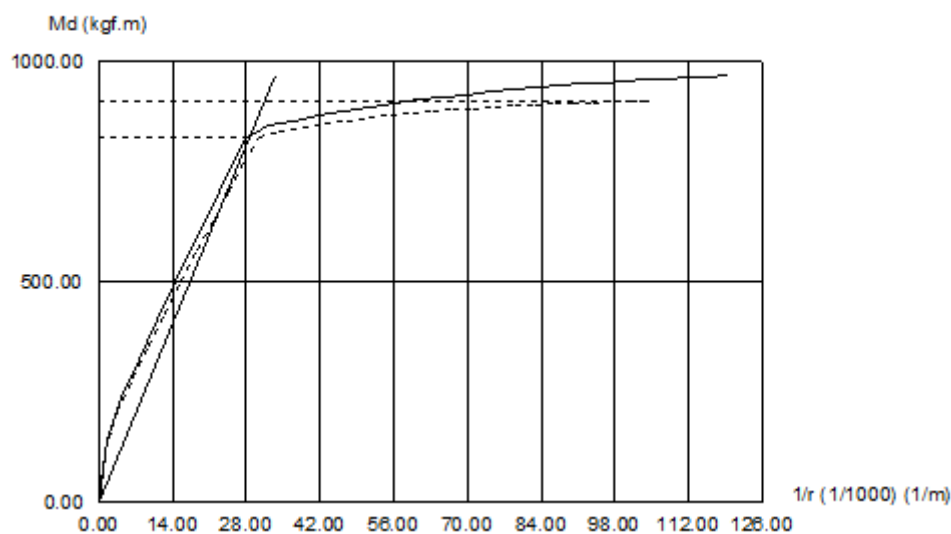


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

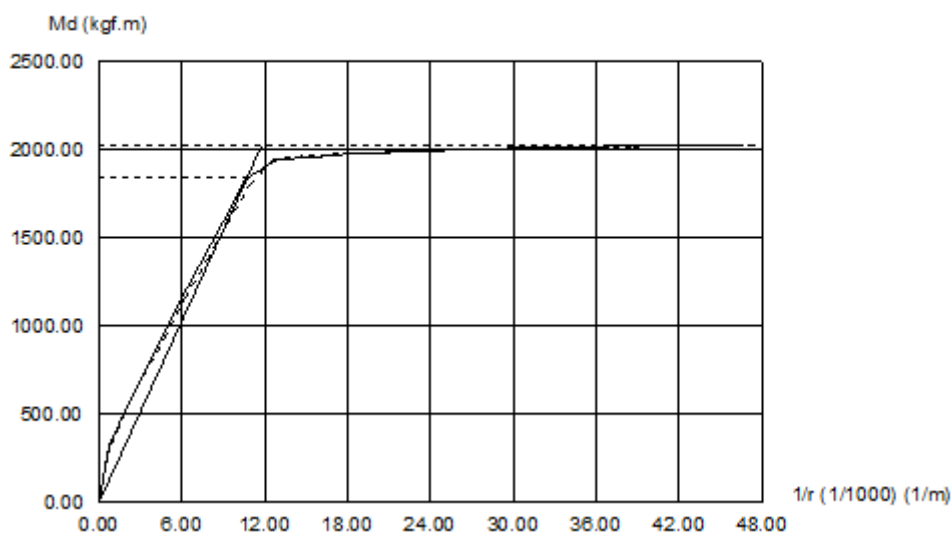




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

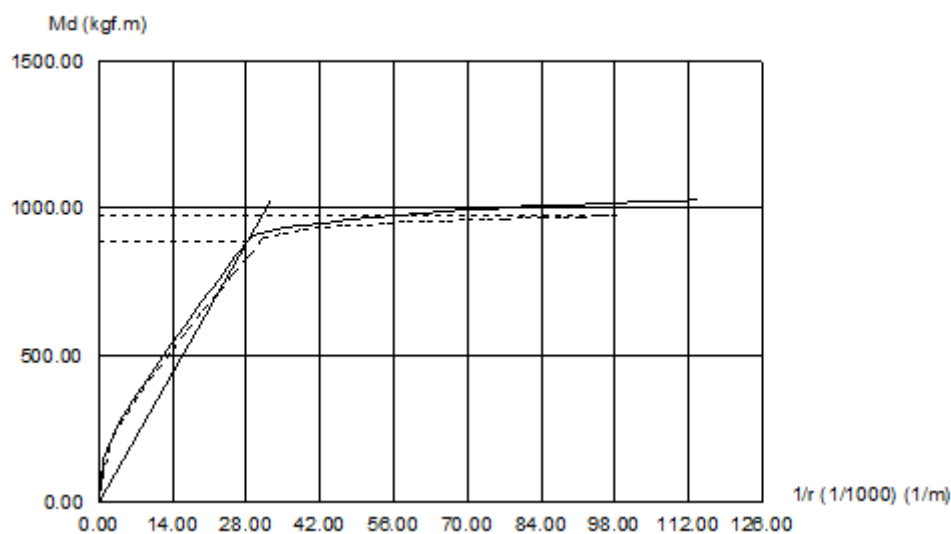
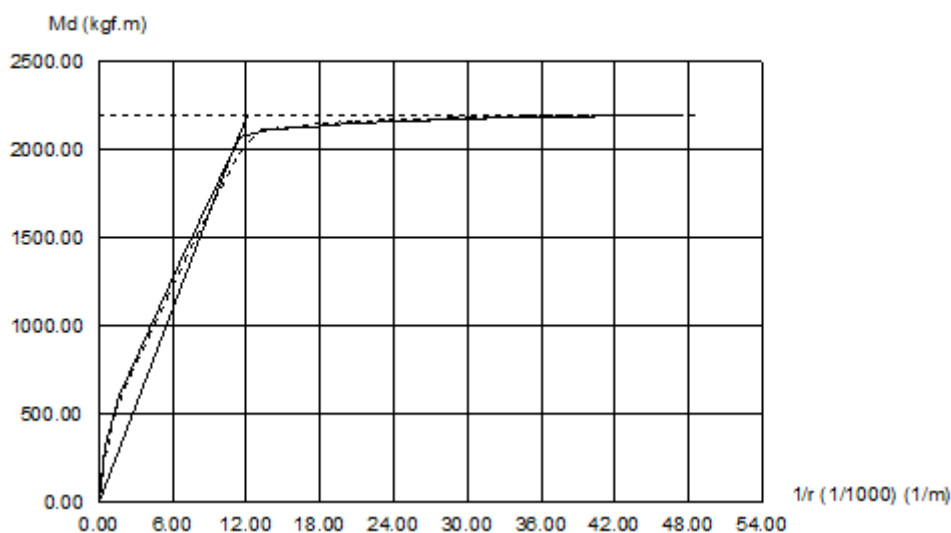


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P56

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 13.96	Msdtopo = 102 kgf.m Msdbase = 163 kgf.m	Ndmax = 5.37 tf Ndmin = 2.49 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 620 kgf.m Msdbase = 175 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 32 kgf.m (Asl = 0.13 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 68 Msdcentro = 68 Msdbase = 16 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 75 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 82 kgf.m Msdy = 744 kgf.m Mrdx = 283 kgf.m Mrdy = 2583 kgf.m Mrd/Msd=3.47
H	Msdtopo = 620 Msdcentro = 442 Msdbase = 175 lambda1 = 43.12	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 98 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.32 tf VBd base = 0.32 tf VHd topo = 0.91 tf VHd base = 0.91 tf Gama-n = 1.20	Td = 32 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.32 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 32 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.91 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 32 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 2.00 Vc = 5.93 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 1.39 Vc = 4.97 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.20 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P57

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 281 kgf.m Msdbase = 345 kgf.m	Ndmax = 6.07 tf Ndmin = 4.21 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 137 kgf.m Msdbase = 315 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 49 kgf.m (Asl = 0.20 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 281 Msdcentro = 320 Msdbase = 345 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 223 Mcd = 3	M1d,mín = 98 M2d,mín = 186	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 654 kgf.m Msdy = 119 kgf.m Mrdx = 1028 kgf.m Mrdy = 187 kgf.m Mrd/Msd=1.57
H	Msdtopo = 50 Msdcentro = 98 Msdbase = 198 lambda1 = 53.02	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 129 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 0.48 tf VHd base = 0.48 tf Gama-n = 1.20	Td = 49 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 49 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.48 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 49 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 2.00 Vc = 5.93 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.30 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P58

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 338 kgf.m Msdbase = 415 kgf.m	Ndmax = 5.97 tf Ndmin = 4.17 tf ni = 0.06 Gama-n = 1.20 Td = 3 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 87 kgf.m Msdbase = 237 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 338 Msdcentro = 384 Msdbase = 415 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 226 Mcd = 2	M1d,mín = 97 M2d,mín = 183	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 734 kgf.m Msdy = 138 kgf.m Mrdx = 1023 kgf.m Mrdy = 192 kgf.m Mrd/Msd=1.39
H	Msdtopo = 10 Msdcentro = 114 Msdbase = 114 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 127 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.12 tf VBd base = 0.12 tf VHd topo = 0.30 tf VHd base = 0.30 tf Gama-n = 1.20	Td = 3 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.12 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.30 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 2.00 Vc = 5.93 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.02 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P59

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 273 kgf.m Msdbase = 334 kgf.m	Ndmax = 5.93 tf Ndmin = 4.13 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 85 kgf.m Msdbase = 222 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 53 kgf.m (Asl = 0.22 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 273 Msdcentro = 310 Msdbase = 334 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 218 Mcd = 2	M1d,mín = 96 M2d,mín = 182	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 636 kgf.m Msdy = 94 kgf.m Mrdx = 1029 kgf.m Mrdy = 152 kgf.m Mrd/Msd=1.62
H	Msdtopo = 14 Msdcentro = 78 Msdbase = 78 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 126 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 0.25 tf VHd base = 0.25 tf Gama-n = 1.20	Td = 53 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 53 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.25 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 53 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 2.00 Vc = 5.93 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.32 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P60

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 13.96	Msdtopo = 238 kgf.m Msdbase = 254 kgf.m	Ndmax = 9.21 tf Ndmin = 5.30 tf ni = 0.10
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 450 kgf.m Msdbase = 215 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 74 kgf.m (Asl = 0.30 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 232 Msdcentro = 93 Msdbase = 184 lambda1 = 68.97	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 145 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+0.84V4+1.4D4 Msdx = 278 kgf.m Msdy = 470 kgf.m Mrdx = 895 kgf.m Mrdy = 1514 kgf.m Mrd/Msd=3.22
H	Msdtopo = 392 Msdcentro = 204 Msdbase = 77 lambda1 = 51.51	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 190 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	





Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.80 tf VBd base = 0.80 tf VHd topo = 0.88 tf VHd base = 0.88 tf Gama-n = 1.20	Td = 74 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.80 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 74 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.14
H	Vd = 0.88 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 74 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.14

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.77 Vc = 5.24 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.45 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.89 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P61

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 268 kgf.m Msdbase = 330 kgf.m	Ndmax = 6.44 tf Ndmin = 4.44 tf ni = 0.07
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 508 kgf.m Msdbase = 264 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 27 kgf.m (Asl = 0.11 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 268 Msdcentro = 305 Msdbase = 330 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 232 Mcd = 3	M1d,mín = 104 M2d,mín = 197	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 648 kgf.m Msdy = 257 kgf.m Mrdx = 1005 kgf.m Mrdy = 398 kgf.m Mrd/Msd=1.55
H	Msdtopo = 436 Msdcentro = 213 Msdbase = 122 lambda1 = 57.23	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 136 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 1.02 tf VHd base = 1.02 tf Gama-n = 1.20	Td = 27 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 27 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.02 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 27 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 2.00 Vc = 5.93 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 1.69 Vc = 6.04 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.16 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P62

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 240 kgf.m Msdbase = 297 kgf.m	Ndmax = 5.18 tf Ndmin = 3.60 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 142 kgf.m Msdbase = 205 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 47 kgf.m (Asl = 0.19 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 240 Msdcentro = 274 Msdbase = 296 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 190 Mcd = 2	M1d,mín = 84 M2d,mín = 159	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 559 kgf.m Msdy = 98 kgf.m Mrdx = 993 kgf.m Mrdy = 175 kgf.m Mrd/Msd=1.78
H	Msdtopo = 65 Msdcentro = 81 Msdbase = 81 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 110 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 0.33 tf VHd base = 0.33 tf Gama-n = 1.20	Td = 47 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 47 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.33 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 47 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 2.00 Vc = 5.93 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.28 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P63

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 13.96	Msdtopo = 251 kgf.m Msdbase = 242 kgf.m	Ndmax = 8.81 tf Ndmin = 5.15 tf ni = 0.09
H	Vínculo = RR le = 60.50 cm Esbeltez = 5.98	Msdtopo = 547 kgf.m Msdbase = 416 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 79 kgf.m (Asl = 0.33 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 251 Msdcentro = 107 Msdbase = 109 lambda1 = 65.79	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 135 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 301 kgf.m Msdy = 657 kgf.m Mrdx = 819 kgf.m Mrdy = 1788 kgf.m Mrd/Msd=2.72
H	Msdtopo = 547 Msdcentro = 260 Msdbase = 172 lambda1 = 58.67	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 176 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.80 tf VBd base = 0.80 tf VHd topo = 1.34 tf VHd base = 1.34 tf Gama-n = 1.20	Td = 79 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.80 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 79 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15
H	Vd = 1.34 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 79 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.17

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.68 Vc = 4.98 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 1.81 Vc = 6.48 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.48 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P64

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 621 kgf.m Msdbase = 255 kgf.m	Ndmax = 5.71 tf Ndmin = 2.37 tf ni = 0.08
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 266 kgf.m Msdbase = 380 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 73 kgf.m (Asl = 0.36 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 615 Msdcentro = 277 Msdbase = 230 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 58 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 3 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 768 kgf.m Msdy = 324 kgf.m Mrdx = 937 kgf.m Mrdy = 396 kgf.m Mrd/Msd=1.22
H	Msdtopo = 259 Msdcentro = 332 Msdbase = 380 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 73 M2d,mín = 0	6ø10.0 4.71 cm ² 1.1 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.49 tf VBd base = 1.49 tf VHd topo = 0.20 tf VHd base = 0.20 tf Gama-n = 1.25	Td = 73 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.49 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 73 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.26
H	Vd = 0.20 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 73 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.16

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.14 Vc = 2.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.64 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P65

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 133 kgf.m Msdbase = 197 kgf.m	Ndmax = 5.89 tf Ndmin = 4.00 tf ni = 0.08
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 647 kgf.m Msdbase = 198 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 19 kgf.m (Asl = 0.09 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 5 Msdcentro = 12 Msdbase = 12 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 88 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 7 kgf.m Msdy = 809 kgf.m Mrdx = 19 kgf.m Mrdy = 2278 kgf.m Mrd/Msd=2.82
H	Msdtopo = 647 Msdcentro = 425 Msdbase = 92 lambda1 = 47.02	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 110 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.56 tf VBd base = 0.56 tf VHd topo = 1.10 tf VHd base = 1.10 tf Gama-n = 1.25	Td = 19 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.56 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 19 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 1.10 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 19 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.40 Vc = 3.92 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.17 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P66

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 535 kgf.m Msdbase = 284 kgf.m	Ndmax = 7.07 tf Ndmin = 4.77 tf ni = 0.09
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 572 kgf.m Msdbase = 460 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 4 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 535 Msdcentro = 256 Msdbase = 163 lambda1 = 70.61	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 5 Mcd = 0	M1d,mín = 105 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 669 kgf.m Msdy = 624 kgf.m Mrdx = 800 kgf.m Mrdy = 746 kgf.m Mrd/Msd=1.19
H	Msdtopo = 499 Msdcentro = 200 Msdbase = 300 lambda1 = 72.02	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 131 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.33 tf VBd base = 1.33 tf VHd topo = 1.50 tf VHd base = 1.50 tf Gama-n = 1.25	Td = 4 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.33 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11
H	Vd = 1.50 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.25 Vc = 2.88 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.54 Vc = 4.31 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P67

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 535 kgf.m Msdbase = 281 kgf.m	Ndmax = 7.02 tf Ndmin = 4.72 tf ni = 0.09
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 468 kgf.m Msdbase = 243 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 1 kgf.m (Asl = 0.00 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 535 Msdcentro = 255 Msdbase = 167 lambda1 = 71.12	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 5 Mcd = 0	M1d,mín = 104 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 669 kgf.m Msdy = 494 kgf.m Mrdx = 826 kgf.m Mrdy = 610 kgf.m Mrd/Msd=1.23
H	Msdtopo = 395 Msdcentro = 202 Msdbase = 89 lambda1 = 54.97	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 130 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.33 tf VBd base = 1.33 tf VHd topo = 0.96 tf VHd base = 0.96 tf Gama-n = 1.25	Td = 1 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.33 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 0.96 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.24 Vc = 2.87 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.66 Vc = 4.66 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P68

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 277 kgf.m Msdbase = 183 kgf.m	Ndmax = 8.40 tf Ndmin = 5.59 tf ni = 0.11 Gama-n = 1.25 Td = 7 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 343 kgf.m Msdbase = 205 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 275 Msdcentro = 118 Msdbase = 117 lambda1 = 66.79	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 126 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 344 kgf.m Msdy = 428 kgf.m Mrdx = 792 kgf.m Mrdy = 987 kgf.m Mrd/Msd=2.31
H	Msdtopo = 343 Msdcentro = 239 Msdbase = 85 lambda1 = 38.87	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 158 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.77 tf VBd base = 0.77 tf VHd topo = 0.61 tf VHd base = 0.61 tf Gama-n = 1.25	Td = 7 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.77 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.61 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.55 Vc = 3.58 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.06 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P69

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 283 kgf.m Msdbase = 184 kgf.m	Ndmax = 6.98 tf Ndmin = 4.36 tf ni = 0.09
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 851 kgf.m Msdbase = 443 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 31 kgf.m (Asl = 0.15 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 279 Msdcentro = 125 Msdbase = 106 lambda1 = 65.72	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 107 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 348 kgf.m Msdy = 1064 kgf.m Mrdx = 588 kgf.m Mrdy = 1796 kgf.m Mrd/Msd=1.69
H	Msdtopo = 851 Msdcentro = 455 Msdbase = 139 lambda1 = 58.62	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 134 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.78 tf VBd base = 0.78 tf VHd topo = 1.99 tf VHd base = 1.99 tf Gama-n = 1.25	Td = 31 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.78 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 31 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12
H	Vd = 1.99 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 31 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.44 Vc = 3.32 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.33 Vc = 3.73 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.27 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P70

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 291 kgf.m Msdbase = 268 kgf.m	Ndmax = 4.84 tf Ndmin = 3.02 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 395 kgf.m Msdbase = 353 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 25 kgf.m (Asl = 0.12 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 291 Msdcentro = 282 Msdbase = 268 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 68 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 364 kgf.m Msdy = 429 kgf.m Mrdx = 703 kgf.m Mrdy = 829 kgf.m Mrd/Msd=1.93
H	Msdtopo = 343 Msdcentro = 137 Msdbase = 197 lambda1 = 72.61	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 85 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.21 tf VBd base = 0.21 tf VHd topo = 1.11 tf VHd base = 1.11 tf Gama-n = 1.25	Td = 25 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.21 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 25 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 1.11 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 25 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.33 Vc = 3.07 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.52 Vc = 4.25 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.21 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P71

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 290 kgf.m Msdbase = 267 kgf.m	Ndmax = 4.86 tf Ndmin = 3.04 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 387 kgf.m Msdbase = 328 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 25 kgf.m (Asl = 0.12 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 290 Msdcentro = 281 Msdbase = 267 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 68 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 362 kgf.m Msdy = 421 kgf.m Mrdx = 705 kgf.m Mrdy = 819 kgf.m Mrd/Msd=1.95
H	Msdtopo = 337 Msdcentro = 135 Msdbase = 167 lambda1 = 71.98	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 85 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.21 tf VBd base = 0.21 tf VHd topo = 1.06 tf VHd base = 1.06 tf Gama-n = 1.25	Td = 25 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.21 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 25 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 1.06 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 25 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.33 Vc = 3.07 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.53 Vc = 4.29 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.22 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P72

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 283 kgf.m Msdbase = 183 kgf.m	Ndmax = 6.94 tf Ndmin = 4.33 tf ni = 0.09
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 860 kgf.m Msdbase = 475 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 31 kgf.m (Asl = 0.15 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 279 Msdcentro = 125 Msdbase = 106 lambda1 = 65.80	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 107 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 348 kgf.m Msdy = 1075 kgf.m Mrdx = 585 kgf.m Mrdy = 1804 kgf.m Mrd/Msd=1.68
H	Msdtopo = 860 Msdcentro = 449 Msdbase = 167 lambda1 = 60.24	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 133 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.78 tf VBd base = 0.78 tf VHd topo = 2.06 tf VHd base = 2.06 tf Gama-n = 1.25	Td = 31 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.78 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 31 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12
H	Vd = 2.06 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 31 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.44 Vc = 3.32 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.33 Vc = 3.72 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.27 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P73

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 276 kgf.m Msdbase = 185 kgf.m	Ndmax = 8.81 tf Ndmin = 5.87 tf ni = 0.12
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 121 kgf.m Msdbase = 258 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 4 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 273 Msdcentro = 118 Msdbase = 115 lambda1 = 66.21	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 132 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 341 kgf.m Msdy = 151 kgf.m Mrdx = 926 kgf.m Mrdy = 409 kgf.m Mrd/Msd=2.71
H	Msdtopo = 121 Msdcentro = 203 Msdbase = 258 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 166 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.77 tf VBd base = 0.77 tf VHd topo = 0.23 tf VHd base = 0.23 tf Gama-n = 1.25	Td = 4 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.77 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.23 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.58 Vc = 3.65 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.03 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P74

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 133 kgf.m Msdbase = 164 kgf.m	Ndmax = 6.38 tf Ndmin = 3.92 tf ni = 0.09
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 837 kgf.m Msdbase = 154 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 23 kgf.m (Asl = 0.11 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 16 Msdcentro = 16 Msdbase = 6 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 92 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 20 kgf.m Msdy = 1046 kgf.m Mrdx = 44 kgf.m Mrdy = 2303 kgf.m Mrd/Msd=2.20
H	Msdtopo = 837 Msdcentro = 558 Msdbase = 139 lambda1 = 48.39	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 116 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.49 tf VBd base = 0.49 tf VHd topo = 1.34 tf VHd base = 1.34 tf Gama-n = 1.25	Td = 23 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.49 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 23 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 1.34 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 23 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.32 Vc = 3.69 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.20 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P75

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 956 kgf.m Msdbase = 486 kgf.m	Ndmax = 7.56 tf Ndmin = 4.91 tf ni = 0.10 Gama-n = 1.25 Td = 3 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 79 kgf.m Msdbase = 131 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 948 Msdcentro = 407 Msdbase = 406 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 6 Mcd = 1	M1d,mín = 112 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 4 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 1185 kgf.m Msdy = 98 kgf.m Mrdx = 1363 kgf.m Mrdy = 113 kgf.m Mrd/Msd=1.15
H	Msdtopo = 79 Msdcentro = 131 Msdbase = 131 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 141 M2d,mín = 0	8ø10.0 6.28 cm ² 1.5 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.42 tf VBd base = 2.42 tf VHd topo = 0.09 tf VHd base = 0.09 tf Gama-n = 1.25	Td = 3 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.42 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19
H	Vd = 0.09 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.14 Vc = 2.64 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.02 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P76

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 62 kgf.m Msdbase = 51 kgf.m	Ndmax = 5.72 tf Ndmin = 3.56 tf ni = 0.08
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 795 kgf.m Msdbase = 597 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 33 kgf.m (Asl = 0.16 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 1 Msdcentro = 1 Msdbase = 1 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 220 Mcd = 3	M1d,mín = 88 M2d,mín = 187	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 281 kgf.m Msdy = 729 kgf.m Mrdx = 599 kgf.m Mrdy = 1557 kgf.m Mrd/Msd=2.13
H	Msdtopo = 795 Msdcentro = 581 Msdbase = 259 lambda1 = 44.12	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 110 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.03 tf VBd base = 0.03 tf VHd topo = 1.21 tf VHd base = 1.21 tf Gama-n = 1.25	Td = 33 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.03 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 33 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 1.21 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 33 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.14

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.40 Vc = 3.91 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.29 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

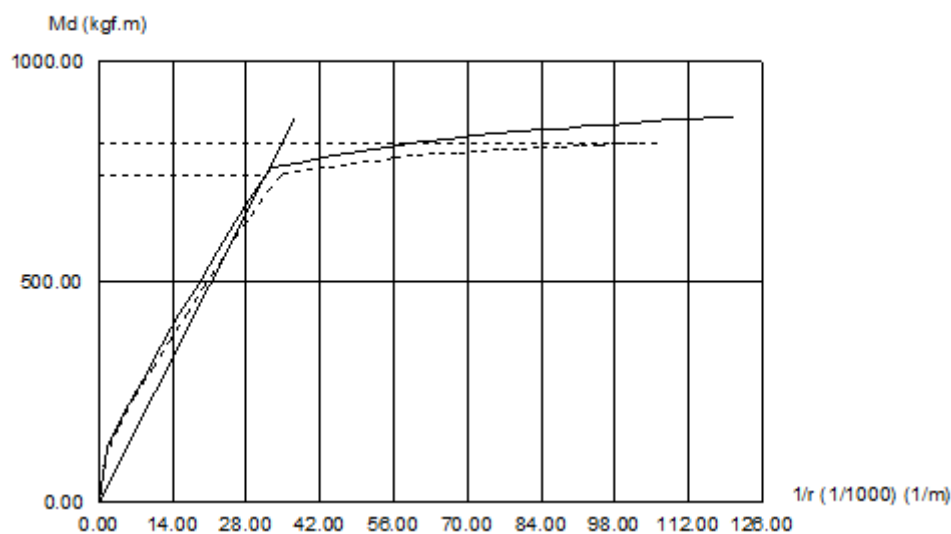


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

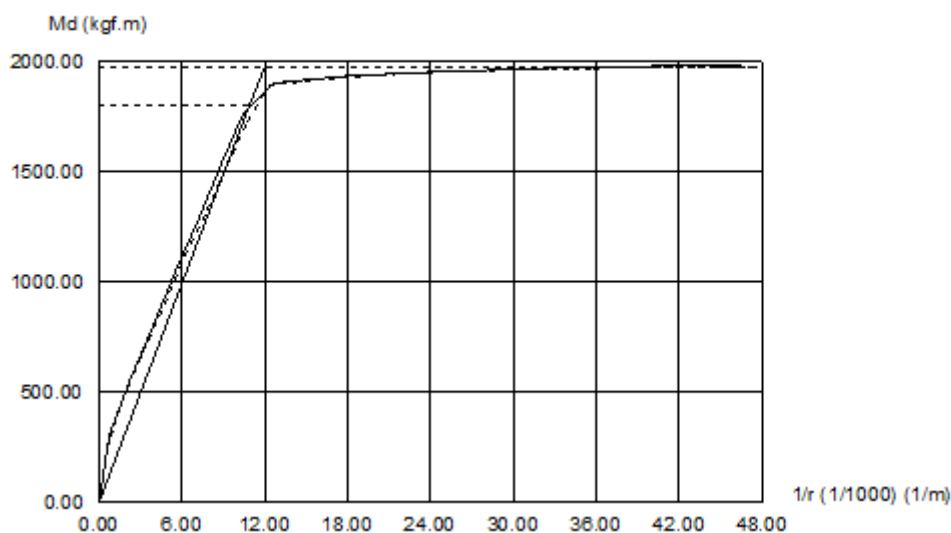




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

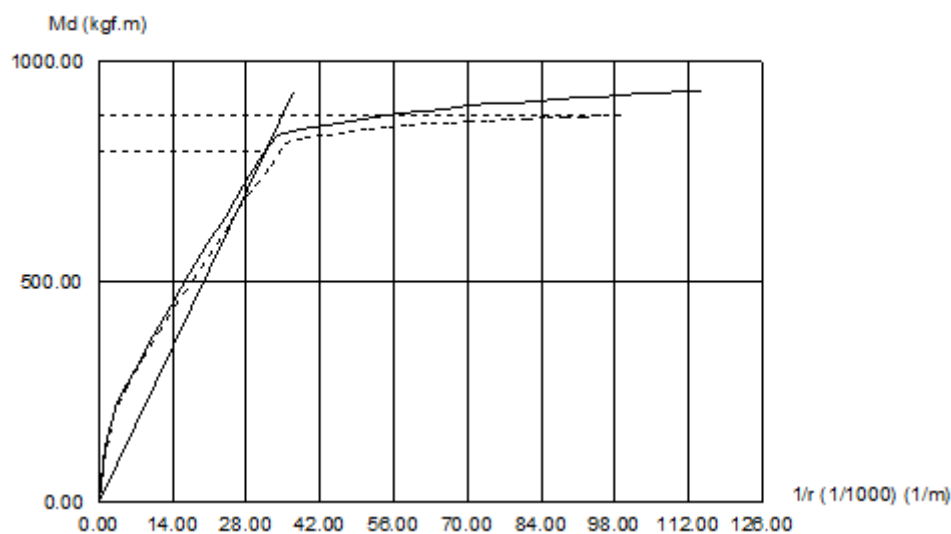
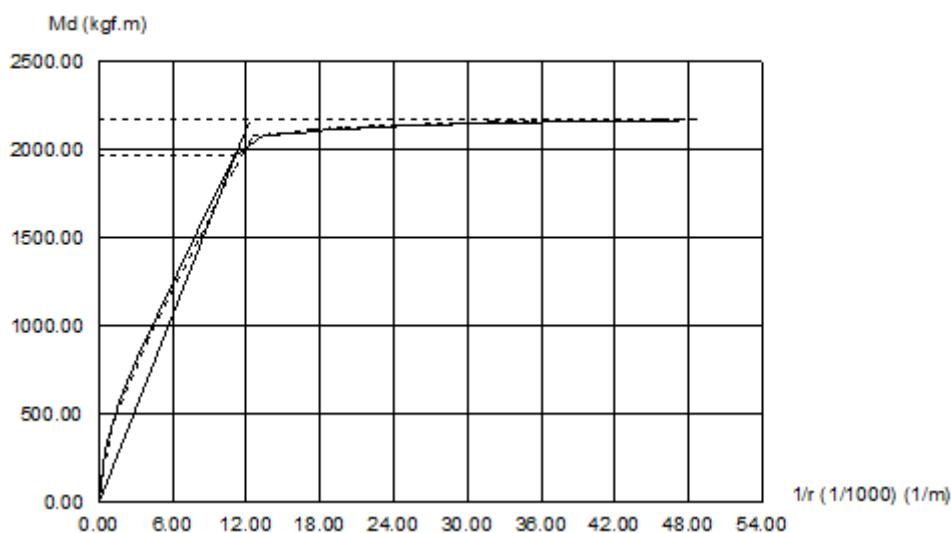


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P77

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 66 kgf.m Msdbase = 49 kgf.m	Ndmax = 5.84 tf Ndmin = 3.57 tf ni = 0.08
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 721 kgf.m Msdbase = 572 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 34 kgf.m (Asl = 0.17 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 6 Msdcentro = 6 Msdbase = 3 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 225 Mcd = 3	M1d,mín = 90 M2d,mín = 191	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 292 kgf.m Msdy = 627 kgf.m Mrdx = 640 kgf.m Mrdy = 1373 kgf.m Mrd/Msd=2.19
H	Msdtopo = 721 Msdcentro = 499 Msdbase = 165 lambda1 = 45.43	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 112 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.03 tf VBd base = 0.03 tf VHd topo = 1.36 tf VHd base = 1.36 tf Gama-n = 1.25	Td = 34 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.03 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 34 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 1.36 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 34 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.41 Vc = 3.95 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.30 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

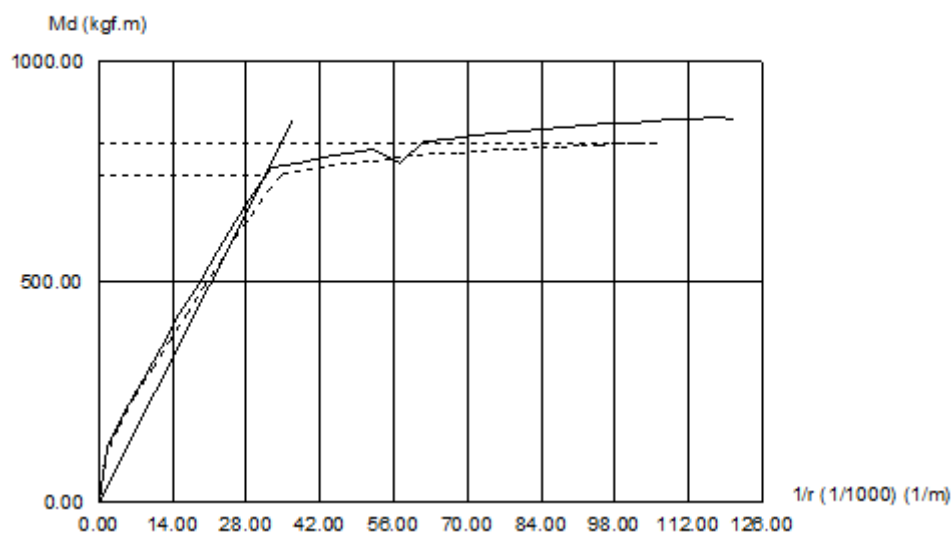


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

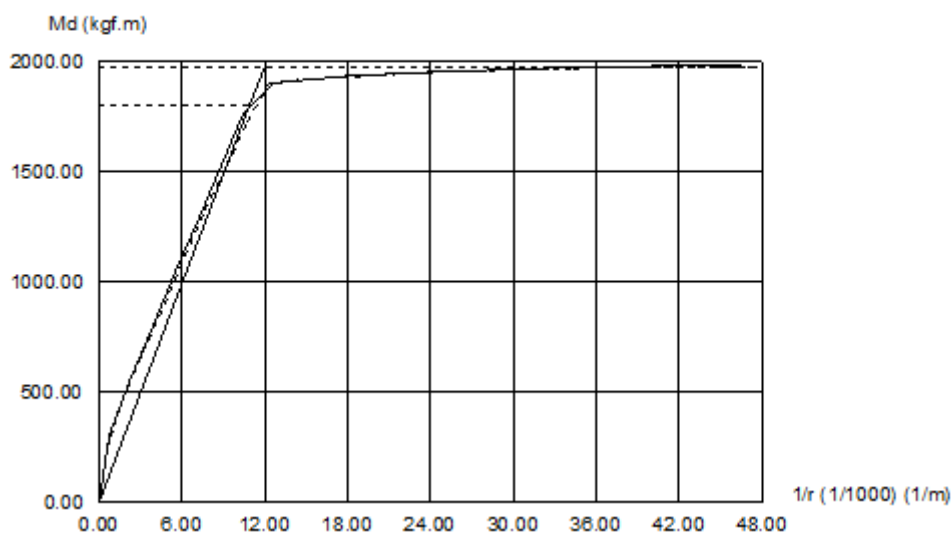




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

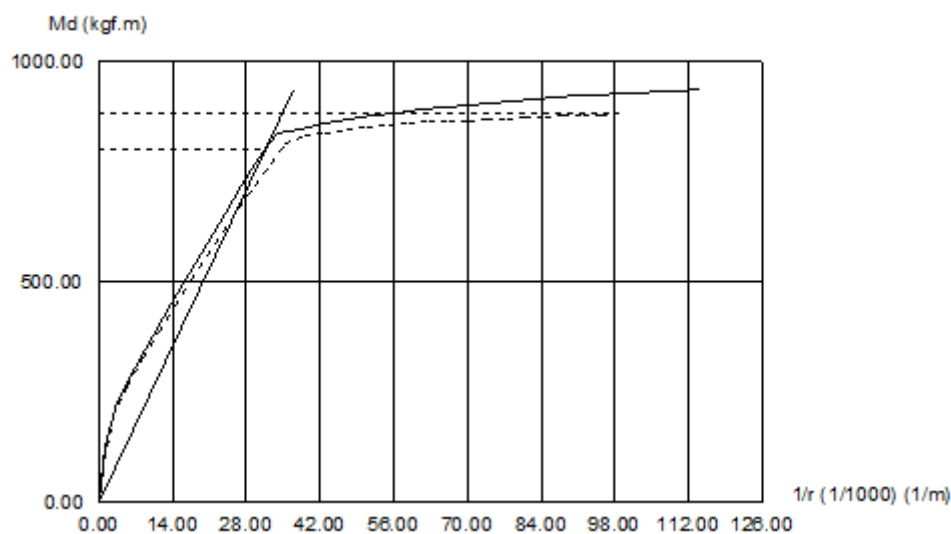
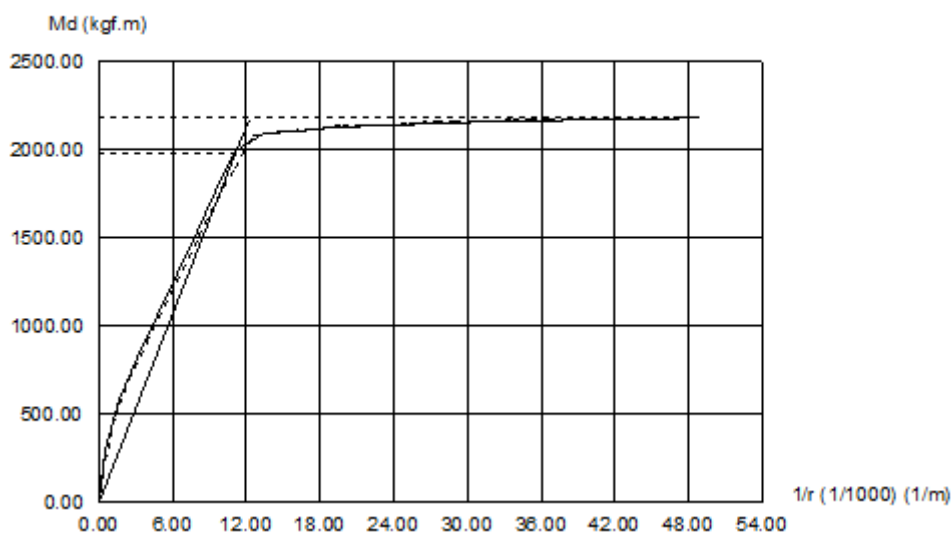


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P78

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 48 kgf.m Msdbase = 63 kgf.m	Ndmax = 4.21 tf Ndmin = 2.93 tf ni = 0.06 Gama-n = 1.25 Td = 1 kgf.m (Asl = 0.00 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 142 kgf.m Msdbase = 245 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 48 Msdcentro = 63 Msdbase = 63 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 162 Mcd = 2	M1d,mín = 65 M2d,mín = 138	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 283 kgf.m Msdy = 4 kgf.m Mrdx = 856 kgf.m Mrdy = 12 kgf.m Mrd/Msd=3.02
H	Msdtopo = 1 Msdcentro = 1 Msdbase = 0 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 81 M2d,mín = 0		



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.02 tf VBd base = 0.02 tf VHd topo = 0.18 tf VHd base = 0.18 tf Gama-n = 1.25	Td = 1 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.02 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.18 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.01 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

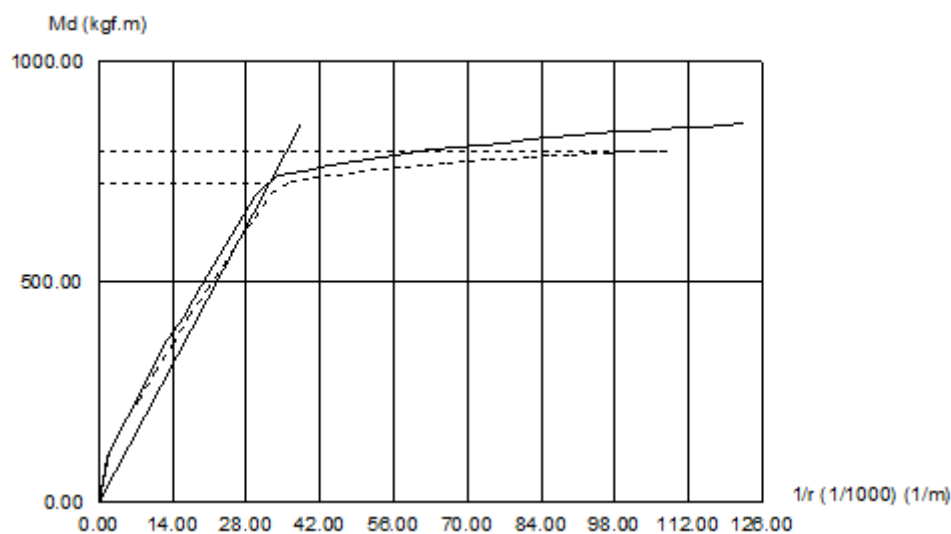


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

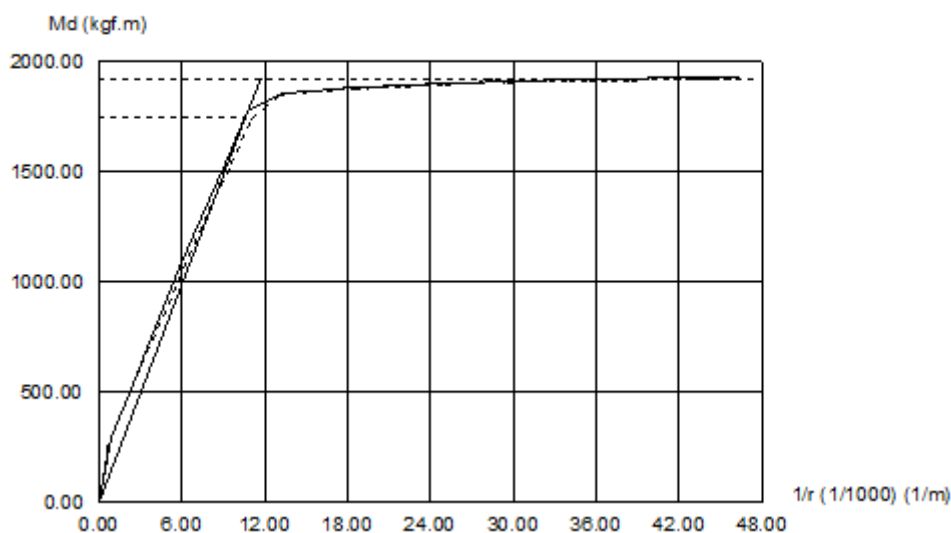




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

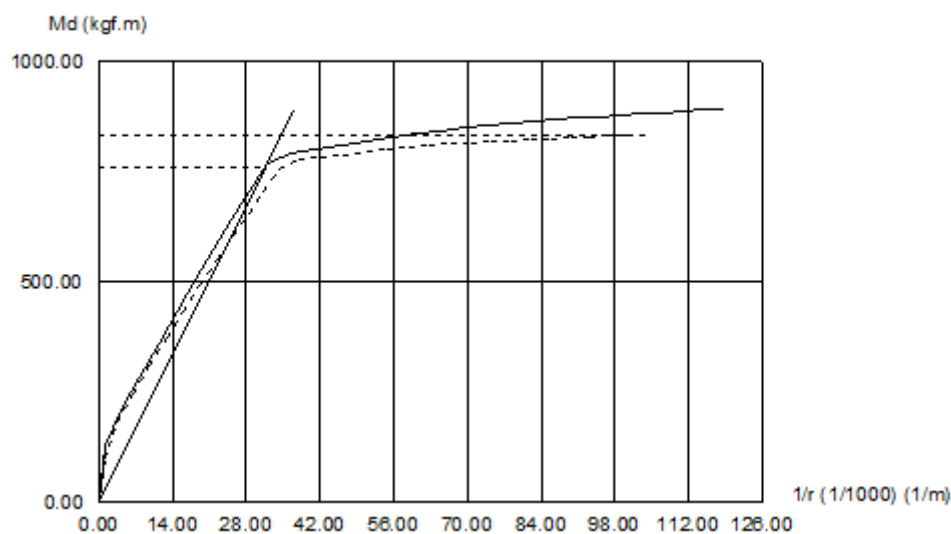
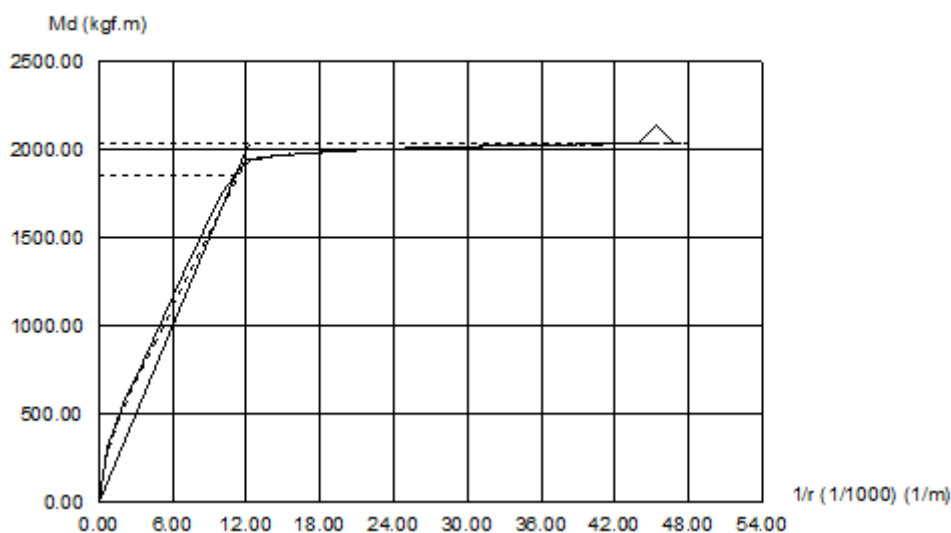


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P79

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 53 kgf.m Msdbase = 70 kgf.m	Ndmax = 4.21 tf Ndmin = 2.93 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 184 kgf.m Msdbase = 324 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 8 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 53 Msdcentro = 63 Msdbase = 70 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 162 Mcd = 2	M1d,mín = 65 M2d,mín = 138	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 284 kgf.m Msdy = 59 kgf.m Mrdx = 826 kgf.m Mrdy = 171 kgf.m Mrd/Msd=2.91
H	Msdtopo = 21 Msdcentro = 45 Msdbase = 45 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 81 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.03 tf VBd base = 0.03 tf VHd topo = 0.24 tf VHd base = 0.24 tf Gama-n = 1.25	Td = 8 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.03 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.24 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.07 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.14 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

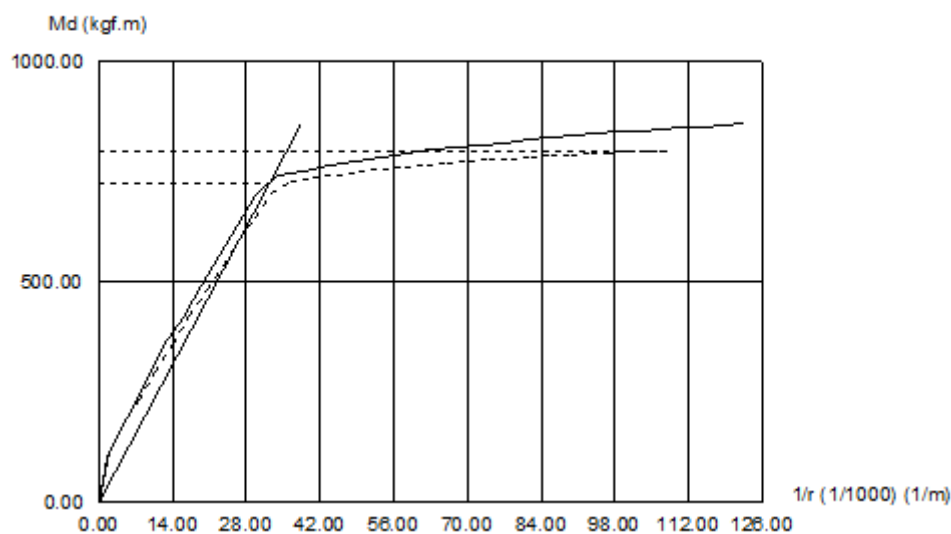


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

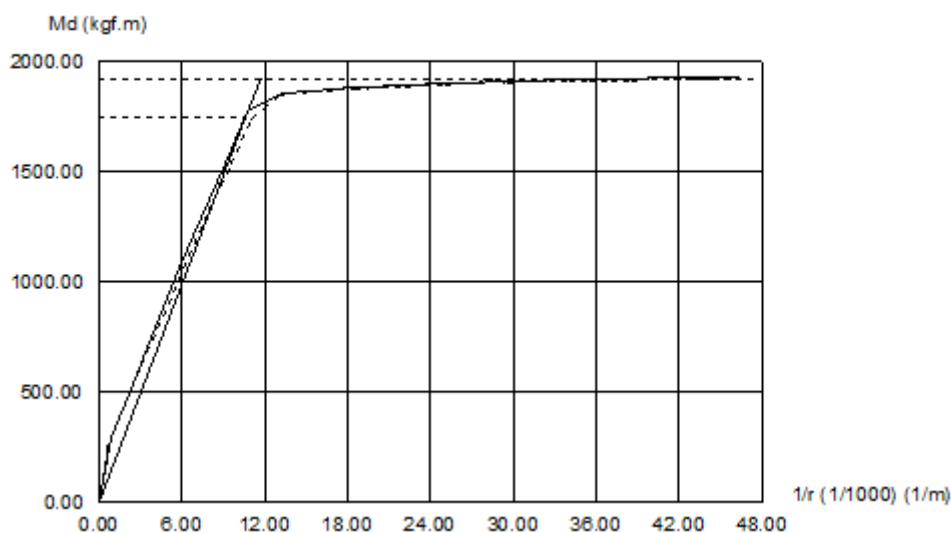




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

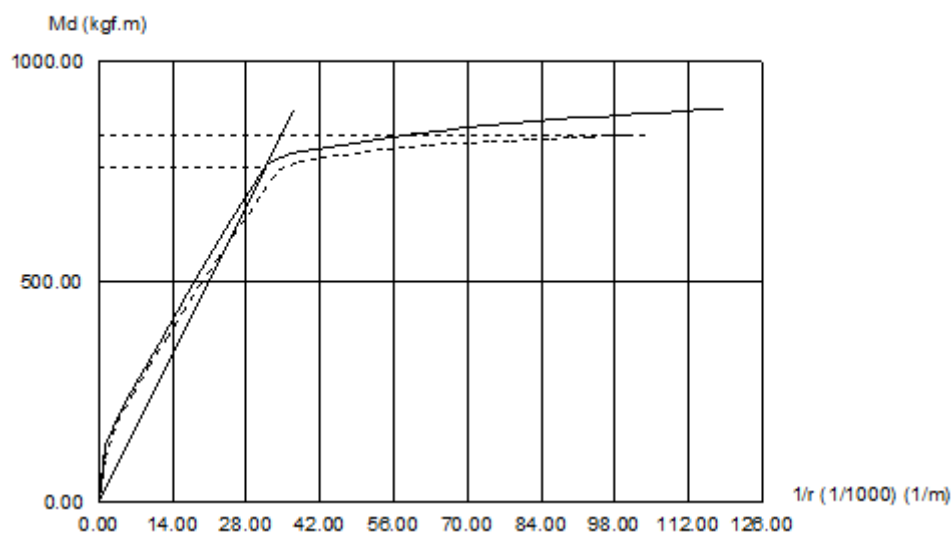
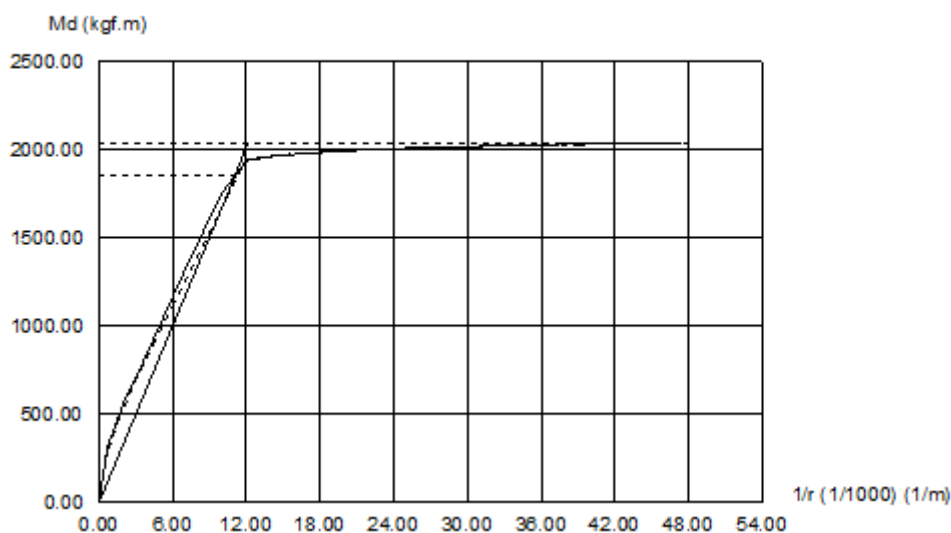


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P80

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 53 kgf.m Msdbase = 69 kgf.m	Ndmax = 4.21 tf Ndmin = 2.93 tf ni = 0.06 Gama-n = 1.25 Td = 8 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 183 kgf.m Msdbase = 322 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 53 Msdcentro = 62 Msdbase = 69 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 162 Mcd = 2	M1d,mín = 65 M2d,mín = 138	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 283 kgf.m Msdy = 58 kgf.m Mrdx = 826 kgf.m Mrdy = 170 kgf.m Mrd/Msd=2.92
H	Msdtopo = 21 Msdcentro = 45 Msdbase = 45 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 81 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.03 tf VBd base = 0.03 tf VHd topo = 0.24 tf VHd base = 0.24 tf Gama-n = 1.25	Td = 8 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.03 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.24 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.07 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.14 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

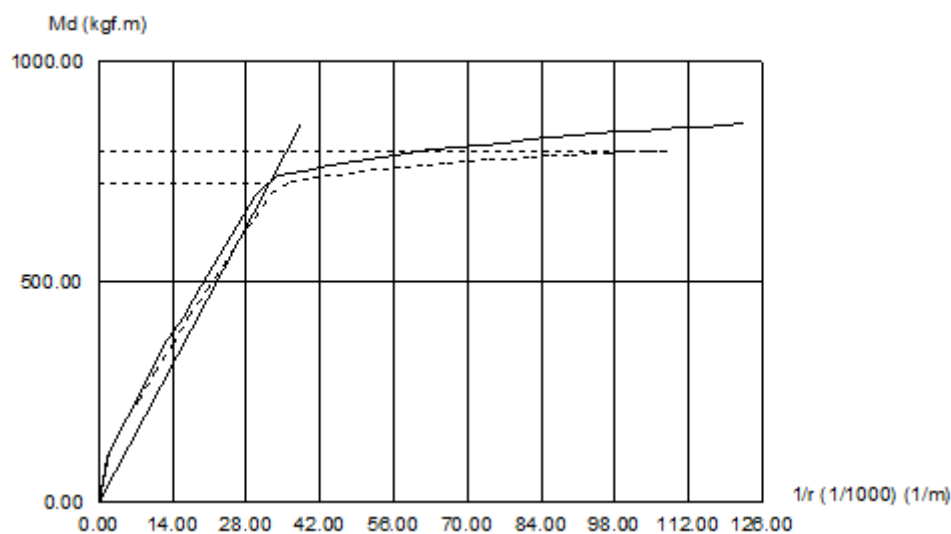


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

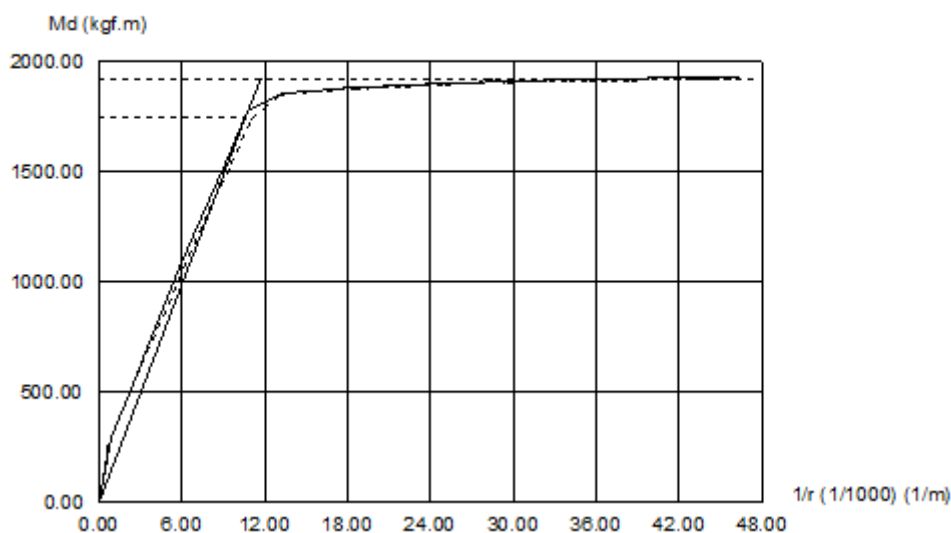




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

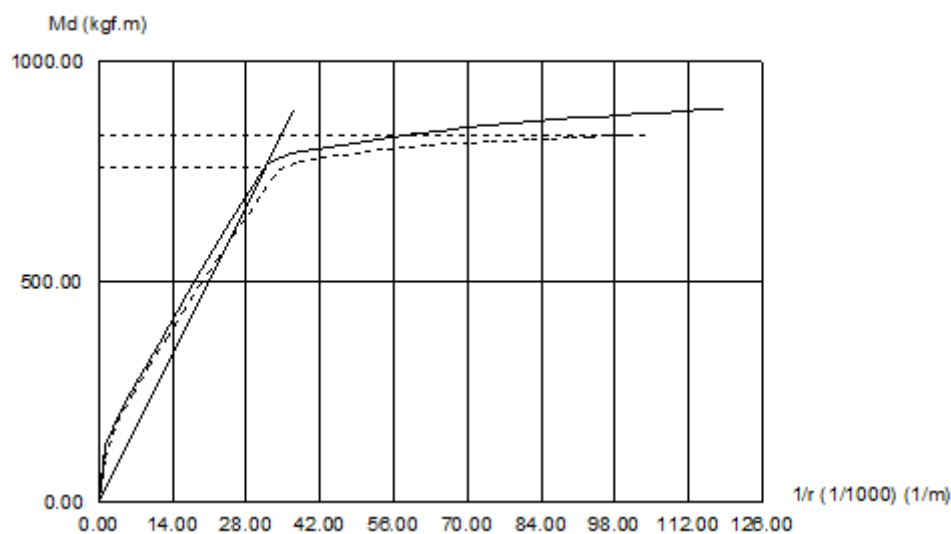
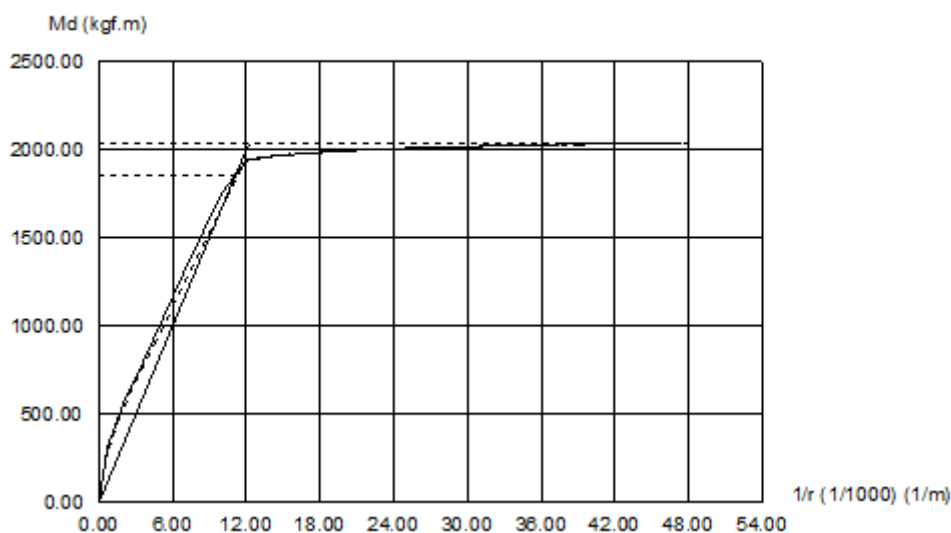


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P81

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 45 kgf.m Msdbase = 60 kgf.m	Ndmax = 4.21 tf Ndmin = 2.93 tf ni = 0.06 Gama-n = 1.25 Td = 2 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 145 kgf.m Msdbase = 254 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 45 Msdcentro = 60 Msdbase = 60 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 162 Mcd = 2	M1d,mín = 65 M2d,mín = 138	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 279 kgf.m Msdy = 5 kgf.m Mrdx = 855 kgf.m Mrdy = 15 kgf.m Mrd/Msd=3.07
H	Msdtopo = 2 Msdcentro = 2 Msdbase = 1 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 81 M2d,mín = 0	3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.02 tf VBd base = 0.02 tf VHd topo = 0.18 tf VHd base = 0.18 tf Gama-n = 1.25	Td = 2 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.02 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.18 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.03 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

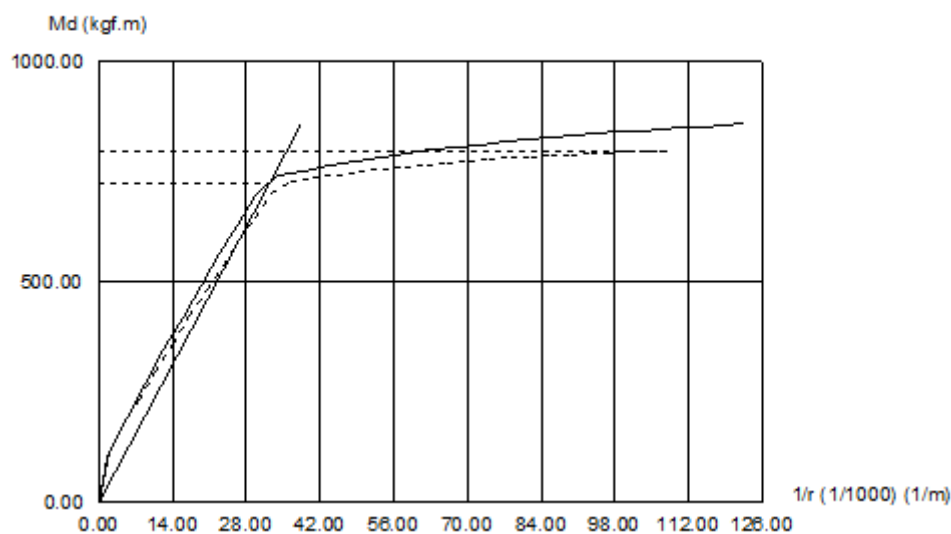


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

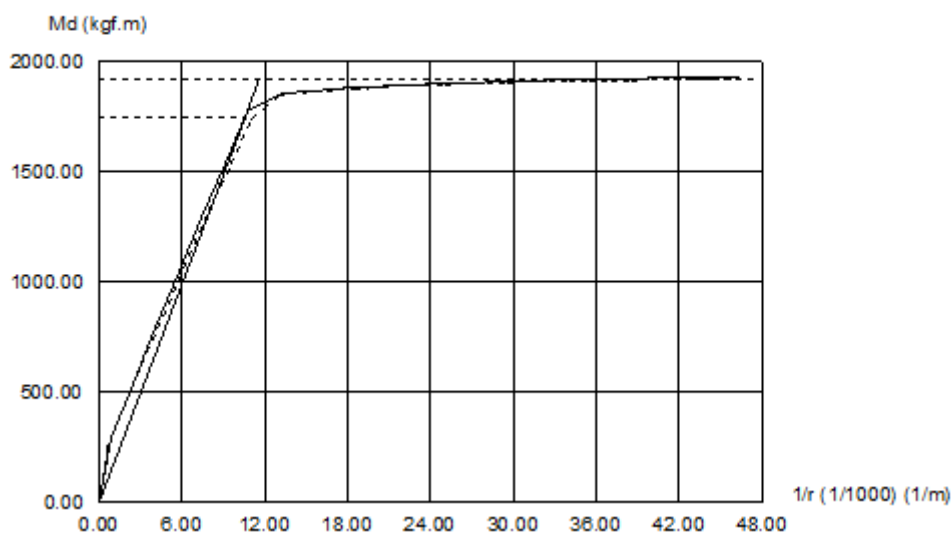




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

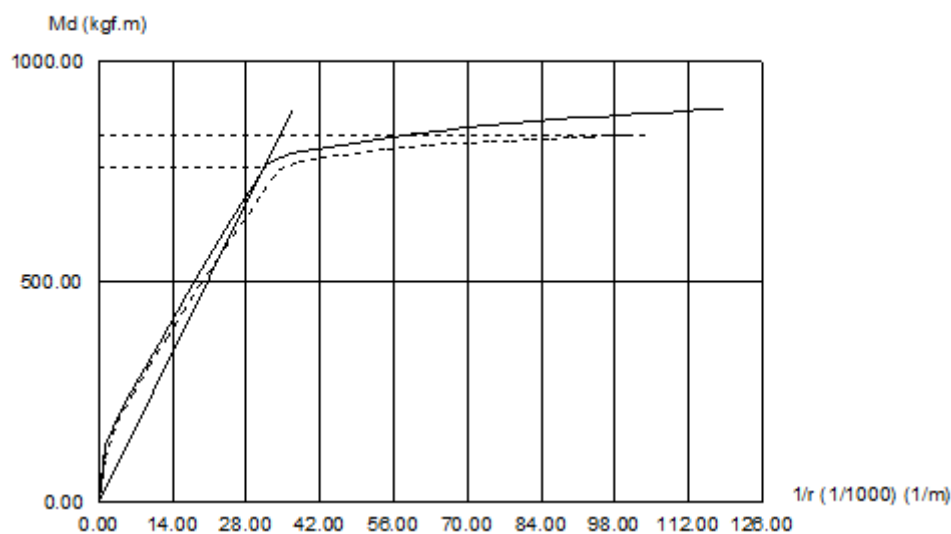
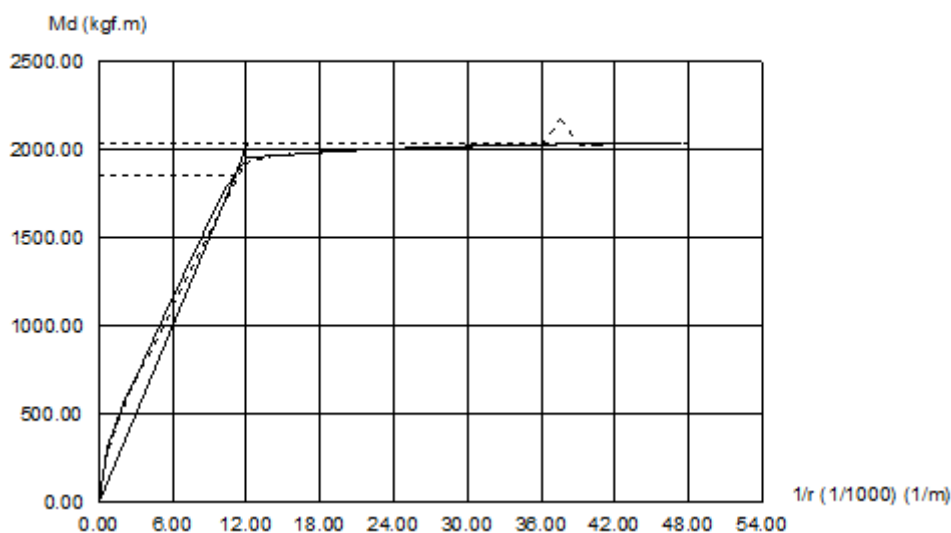


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P82

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 236 kgf.m Msdbase = 141 kgf.m	Ndmax = 5.93 tf Ndmin = 3.73 tf ni = 0.08
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 612 kgf.m Msdbase = 407 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 12 kgf.m (Asl = 0.06 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 231 Msdcentro = 97 Msdbase = 105 lambda1 = 70.09	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 91 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 289 kgf.m Msdy = 765 kgf.m Mrdx = 599 kgf.m Mrdy = 1588 kgf.m Mrd/Msd=2.08
H	Msdtopo = 612 Msdcentro = 401 Msdbase = 84 lambda1 = 46.36	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 114 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.62 tf VBd base = 0.62 tf VHd topo = 1.25 tf VHd base = 1.25 tf Gama-n = 1.25	Td = 12 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.62 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 1.25 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.45 Vc = 3.35 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.45 Vc = 4.06 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.10 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P83

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 236 kgf.m Msdbase = 143 kgf.m	Ndmax = 5.92 tf Ndmin = 3.74 tf ni = 0.08
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 605 kgf.m Msdbase = 396 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 10 kgf.m (Asl = 0.05 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 231 Msdcentro = 95 Msdbase = 108 lambda1 = 71.16	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 91 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 289 kgf.m Msdy = 756 kgf.m Mrdx = 602 kgf.m Mrdy = 1573 kgf.m Mrd/Msd=2.08
H	Msdtopo = 605 Msdcentro = 390 Msdbase = 68 lambda1 = 46.99	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 114 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.63 tf VBd base = 0.63 tf VHd topo = 1.25 tf VHd base = 1.25 tf Gama-n = 1.25	Td = 10 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.63 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 1.25 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.45 Vc = 3.35 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.45 Vc = 4.06 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.09 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P84

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 509 kgf.m Msdbase = 304 kgf.m	Ndmax = 6.52 tf Ndmin = 3.83 tf ni = 0.09 Gama-n = 1.25 Td = 103 kgf.m (Asl = 0.50 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 630 kgf.m Msdbase = 178 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 509 Msdcentro = 273 Msdbase = 80 lambda1 = 65.23	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 5 Mcd = 0	M1d,mín = 87 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 636 kgf.m Msdy = 694 kgf.m Mrdx = 687 kgf.m Mrdy = 750 kgf.m Mrd/Msd=1.08
H	Msdtopo = 555 Msdcentro = 313 Msdbase = 52 lambda1 = 53.52	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 108 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.27 tf VBd base = 1.27 tf VHd topo = 1.12 tf VHd base = 1.12 tf Gama-n = 1.25	Td = 103 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.27 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 103 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.30
H	Vd = 1.12 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 103 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.27

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.23 Vc = 2.83 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.42 Vc = 3.98 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.90 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.79 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P85

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 102 kgf.m Msdbase = 98 kgf.m	Ndmax = 6.15 tf Ndmin = 3.68 tf ni = 0.08 Gama-n = 1.25 Td = 9 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 575 kgf.m Msdbase = 447 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 85 Msdcentro = 85 Msdbase = 21 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 90 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 106 kgf.m Msdy = 718 kgf.m Mrdx = 321 kgf.m Mrdy = 2176 kgf.m Mrd/Msd=3.03
H	Msdtopo = 575 Msdcentro = 277 Msdbase = 170 lambda1 = 62.46	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 113 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.34 tf VBd base = 0.34 tf VHd topo = 1.48 tf VHd base = 1.48 tf Gama-n = 1.25	Td = 9 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.34 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.48 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.44 Vc = 4.04 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.08 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P86

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 102 kgf.m Msdbase = 94 kgf.m	Ndmax = 6.09 tf Ndmin = 3.67 tf ni = 0.08
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 457 kgf.m Msdbase = 225 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 4 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 85 Msdcentro = 85 Msdbase = 23 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 90 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 106 kgf.m Msdy = 571 kgf.m Mrdx = 391 kgf.m Mrdy = 2107 kgf.m Mrd/Msd=3.69
H	Msdtopo = 457 Msdcentro = 300 Msdbase = 63 lambda1 = 44.35	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 112 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.33 tf VBd base = 0.33 tf VHd topo = 0.93 tf VHd base = 0.93 tf Gama-n = 1.25	Td = 4 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.33 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.93 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.56 Vc = 4.37 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P87

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 276 kgf.m Msdbase = 182 kgf.m	Ndmax = 8.38 tf Ndmin = 5.58 tf ni = 0.11
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 325 kgf.m Msdbase = 188 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 6 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 273 Msdcentro = 118 Msdbase = 116 lambda1 = 66.66	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 126 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 342 kgf.m Msdy = 406 kgf.m Mrdx = 800 kgf.m Mrdy = 951 kgf.m Mrd/Msd=2.34
H	Msdtopo = 325 Msdcentro = 231 Msdbase = 90 lambda1 = 38.04	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 158 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.77 tf VBd base = 0.77 tf VHd topo = 0.58 tf VHd base = 0.58 tf Gama-n = 1.25	Td = 6 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.77 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.58 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.55 Vc = 3.59 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P88

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 280 kgf.m Msdbase = 205 kgf.m	Ndmax = 7.82 tf Ndmin = 5.12 tf ni = 0.10
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 594 kgf.m Msdbase = 316 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 8 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 277 Msdcentro = 115 Msdbase = 129 lambda1 = 70.25	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 118 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 347 kgf.m Msdy = 742 kgf.m Mrdx = 678 kgf.m Mrdy = 1452 kgf.m Mrd/Msd=1.96
H	Msdtopo = 594 Msdcentro = 344 Msdbase = 30 lambda1 = 50.06	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 147 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.81 tf VBd base = 0.81 tf VHd topo = 1.28 tf VHd base = 1.28 tf Gama-n = 1.25	Td = 8 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.81 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 1.28 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.50 Vc = 3.47 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.57 Vc = 4.38 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.07 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P89

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 960 kgf.m Msdbase = 546 kgf.m	Ndmax = 8.15 tf Ndmin = 5.47 tf ni = 0.11 Gama-n = 1.25 Td = 3 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 71 kgf.m Msdbase = 164 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 951 Msdcentro = 384 Msdbase = 466 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 7 Mcd = 1	M1d,mín = 123 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 3 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 1189 kgf.m Msdy = 89 kgf.m Mrdx = 1186 kgf.m Mrdy = 89 kgf.m Mrd/Msd=1.00
H	Msdtopo = 71 Msdcentro = 132 Msdbase = 132 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 153 M2d,mín = 0	6ø10.0 4.71 cm ² 1.1 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.52 tf VBd base = 2.52 tf VHd topo = 0.17 tf VHd base = 0.17 tf Gama-n = 1.25	Td = 3 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.52 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.20
H	Vd = 0.17 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.16 Vc = 2.67 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.02 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P90

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 280 kgf.m Msdbase = 205 kgf.m	Ndmax = 7.80 tf Ndmin = 5.10 tf ni = 0.10
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 601 kgf.m Msdbase = 355 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 9 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 277 Msdcentro = 115 Msdbase = 129 lambda1 = 70.25	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 117 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 347 kgf.m Msdy = 751 kgf.m Mrdx = 676 kgf.m Mrdy = 1465 kgf.m Mrd/Msd=1.95
H	Msdtopo = 601 Msdcentro = 334 Msdbase = 67 lambda1 = 52.40	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 147 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.81 tf VBd base = 0.81 tf VHd topo = 1.36 tf VHd base = 1.36 tf Gama-n = 1.25	Td = 9 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.81 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 1.36 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.50 Vc = 3.47 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.56 Vc = 4.36 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.08 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P91

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 277 kgf.m Msdbase = 183 kgf.m	Ndmax = 8.78 tf Ndmin = 5.85 tf ni = 0.12 Gama-n = 1.25 Td = 6 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 105 kgf.m Msdbase = 263 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 274 Msdcentro = 118 Msdbase = 117 lambda1 = 66.41	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 132 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 343 kgf.m Msdy = 132 kgf.m Mrdx = 937 kgf.m Mrdy = 361 kgf.m Mrd/Msd=2.73
H	Msdtopo = 105 Msdcentro = 200 Msdbase = 263 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 165 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.77 tf VBd base = 0.77 tf VHd topo = 0.27 tf VHd base = 0.27 tf Gama-n = 1.25	Td = 6 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.77 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.27 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.58 Vc = 3.64 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P92

Pavimento Fundação - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 14.58	Msdtopo = 496 kgf.m Msdbase = 282 kgf.m	Ndmax = 6.73 tf Ndmin = 4.17 tf ni = 0.09
H	Vínculo = RR le = 59.00 cm Esbeltez = 6.80	Msdtopo = 812 kgf.m Msdbase = 133 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 105 kgf.m (Asl = 0.51 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 496 Msdcentro = 261 Msdbase = 91 lambda1 = 64.77	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 5 Mcd = 0	M1d,mín = 93 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 620 kgf.m Msdy) = 922 kgf.m Mrdx) = 655 kgf.m Mrdy) = 974 kgf.m Mrd/Msd=1.06
H	Msdtopo = 737 Msdcentro = 442 Msdbase = 1 lambda1 = 52.27	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 117 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.25 tf VBd base = 1.25 tf VHd topo = 1.35 tf VHd base = 1.35 tf Gama-n = 1.25	Td = 105 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.25 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 105 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.30
H	Vd = 1.35 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 105 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.29

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.24 Vc = 2.87 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.34 Vc = 3.75 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.91 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.82 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo dos Pilares

Fundação	$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E = 241500$ kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 3.00 cm	

Pilar	Seção (cm)	vínc esb B vínc esb H	Nd máx Nd mín (tf)	Msd(x) Msd(y) (kgf.m)	Mrd(x) Mrd(y) (kgf.m)	Mrd/Msd	As b As h (cm ²)
P1	24.00 X 30.00	EL 105.82 RR 6.80	2.93 -0.34	2 461	7 1664	3.61	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P2	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	3.94 2.12	268 17	839 52	3.13	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P3	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	7.20 2.57	1193 266	1367 305	1.15	1.57 (2 ø 10.0) 3.93 (5 ø 10.0)
P4	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	8.34 3.77	1209 738	1285 784	1.06	1.57 (2 ø 10.0) 3.93 (5 ø 10.0)
P5	24.00 X 30.00	EL 105.82 RR 6.80	3.47 -1.54	47 448	156 1501	3.35	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P6	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	5.57 3.55	413 130	850 267	2.05	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P7	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	4.09 2.80	328 67	821 167	2.50	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P8	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	5.24 3.26	334 234	785 551	2.35	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P9	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	3.53 2.26	269 61	795 181	2.96	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P10	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	8.56 1.58	365 202	743 411	2.03	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P11	14.00 X	RR 14.58	8.03 3.40	347 664	649 1241	1.87	1.57 (2 ø 10.0)



	30.00	RR 6.80					1.57 (2 ø 10.0)
P12	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	7.46 4.97	482 8	958 15	1.99	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P13	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	7.48 4.94	429 27	950 60	2.22	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P14	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.88 4.51	339 459	745 1010	2.20	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P15	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.22 3.99	342 248	806 585	2.36	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P16	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	5.73 2.87	213 43	782 156	3.67	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P17	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	3.28 1.59	155 386	543 1352	3.50	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P18	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.76 4.13	47 618	164 2133	3.45	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P19	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	8.04 5.02	475 822	697 1206	1.47	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P20	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	5.32 3.20	404 99	768 188	1.90	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P21	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	5.65 3.75	355 267	792 595	2.23	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P22	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	4.85 2.40	145 460	540 1713	3.73	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P23	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.17 3.03	109 10	827 73	7.57	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P24	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	5.54 3.57	366 69	876 164	2.39	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P25	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR	5.37 3.44	176 260	691 1021	3.92	1.57 (2 ø 10.0) 1.57



		6.80					(2 ø 10.0)
P26	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	5.38 3.44	178 195	736 805	4.13	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P27	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	4.20 2.92	281 20	848 60	3.02	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P28	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	4.20 2.92	283 9	854 28	3.02	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P29	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	9.68 6.62	1072 339	1160 367	1.08	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P30	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.24 3.70	194 707	521 1896	2.68	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P31	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	4.40 2.94	337 148	793 348	2.35	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P32	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	4.65 2.76	40 604	138 2075	3.44	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P33	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	5.31 3.35	292 514	665 1170	2.28	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P34	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.27 4.09	337 267	800 634	2.38	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P35	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.50 4.25	183 614	551 1853	3.02	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P36	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.07 3.98	314 675	645 1387	2.06	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P37	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.08 3.96	295 620	649 1367	2.20	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P38	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.77 4.45	342 466	741 1011	2.17	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P39	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.27 4.00	342 246	810 582	2.37	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)



P40	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	8.35 5.17	141 1065	319 2418	2.27	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P41	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	2.63 1.53	290 27	778 72	2.68	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P42	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	2.99 1.85	302 64	778 165	2.57	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P43	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	4.68 3.00	30 579	102 1980	3.42	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P44	15.00 X 35.00	RR 13.96 RR 5.98	5.05 2.74	49 747	171 2587	3.46	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P45	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 5.98	6.07 4.21	629 99	1032 162	1.64	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P46	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 5.98	5.97 4.17	733 103	1032 146	1.41	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P47	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 5.98	5.93 4.13	643 38	1045 62	1.62	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P48	15.00 X 35.00	RR 13.96 RR 5.98	9.66 6.46	259 452	898 1564	3.46	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P49	15.00 X 35.00	RR 13.96 RR 5.98	8.00 4.23	88 644	385 2835	4.40	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P50	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 5.98	5.34 3.69	468 67	1004 144	2.14	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P51	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.57 3.65	332 396	759 905	2.29	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P52	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	5.19 3.20	311 384	703 870	2.26	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P53	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	5.24 3.00	194 378	632 1234	3.26	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P54	15.00	RR	5.79	447	803	1.80	1.57



	X 30.00	109.11 RR 6.80	3.82	569	1022		(2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P55	15.00 X 30.00	RR 109.11 RR 6.80	5.71 3.82	537 32	998 60	1.86	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P56	15.00 X 35.00	RR 13.96 RR 5.98	5.37 2.49	82 744	283 2583	3.47	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P57	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 5.98	6.07 4.21	654 119	1028 187	1.57	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P58	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 5.98	5.97 4.17	734 138	1023 192	1.39	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P59	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 5.98	5.93 4.13	636 94	1029 152	1.62	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P60	15.00 X 35.00	RR 13.96 RR 5.98	9.21 5.30	278 470	895 1514	3.22	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P61	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 5.98	6.44 4.44	648 257	1005 398	1.55	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P62	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 5.98	5.18 3.60	559 98	993 175	1.78	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P63	15.00 X 35.00	RR 13.96 RR 5.98	8.81 5.15	301 657	819 1788	2.72	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P64	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	5.71 2.37	768 324	937 396	1.22	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P65	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	5.89 4.00	7 809	19 2278	2.82	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P66	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	7.07 4.77	669 624	800 746	1.19	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P67	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	7.02 4.72	669 494	826 610	1.23	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P68	14.00 X	RR 14.58	8.40 5.59	344 428	792 987	2.31	1.57 (2 ø 10.0)



	30.00	RR 6.80					1.57 (2 ø 10.0)
P69	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.98 4.36	348 1064	588 1796	1.69	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P70	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	4.84 3.02	364 429	703 829	1.93	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P71	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	4.86 3.04	362 421	705 819	1.95	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P72	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.94 4.33	348 1075	585 1804	1.68	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P73	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	8.81 5.87	341 151	926 409	2.71	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P74	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.38 3.92	20 1046	44 2303	2.20	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P75	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	7.56 4.91	1185 98	1363 113	1.15	1.57 (2 ø 10.0) 3.14 (4 ø 10.0)
P76	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	5.72 3.56	281 729	599 1557	2.13	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P77	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	5.84 3.57	292 627	640 1373	2.19	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P78	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	4.21 2.93	283 4	856 12	3.02	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P79	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	4.21 2.93	284 59	826 171	2.91	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P80	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	4.21 2.93	283 58	826 170	2.92	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P81	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 6.80	4.21 2.93	279 5	855 15	3.07	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P82	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR	5.93 3.73	289 765	599 1588	2.08	1.57 (2 ø 10.0) 1.57



		6.80					(2 ø 10.0)
P83	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	5.92 3.74	289 756	602 1573	2.08	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P84	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.52 3.83	636 694	687 750	1.08	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P85	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.15 3.68	106 718	321 2176	3.03	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P86	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.09 3.67	106 571	391 2107	3.69	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P87	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	8.38 5.58	342 406	800 951	2.34	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P88	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	7.82 5.12	347 742	678 1452	1.96	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P89	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	8.15 5.47	1189 89	1186 89	1.00	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P90	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	7.80 5.10	347 751	676 1465	1.95	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P91	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	8.78 5.85	343 132	937 361	2.73	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P92	14.00 X 30.00	RR 14.58 RR 6.80	6.73 4.17	620 922	655 974	1.06	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)





Quadro de Cargas e Taxa de Compressão Permanente nos Pilares

Fundação						
Pilares	Seção (cm)	Nmáx (tf)	Nmin (tf)	Nperm (tf)	Taxa de compressão (bruta)	Taxa de compressão (homogeneizada)
P1	24x30	2.09	0.00	1.57	0.01	0.01
P2	14x30	2.25	0.00	2.87	0.04	0.03
P3	14x30	4.11	0.00	4.59	0.06	0.05
P4	14x30	4.77	0.00	5.69	0.08	0.06
P5	24x30	2.48	-0.89	1.19	0.01	0.01
P6	14x30	3.18	0.00	4.29	0.06	0.05
P7	14x30	2.34	0.00	3.25	0.04	0.04
P8	14x30	2.99	0.00	4.00	0.05	0.05
P9	14x30	2.02	0.00	2.74	0.04	0.03
P10	14x30	4.89	0.00	4.77	0.06	0.05
P11	14x30	4.59	0.00	5.37	0.07	0.06
P12	14x30	4.26	0.00	5.84	0.08	0.07
P13	14x30	4.27	0.00	5.83	0.08	0.07
P14	14x30	3.93	0.00	5.35	0.07	0.06
P15	14x30	3.55	0.00	4.80	0.06	0.05
P16	14x30	3.28	0.00	4.05	0.05	0.05
P17	14x30	1.88	0.00	2.31	0.03	0.03
P18	14x30	3.86	0.00	5.12	0.07	0.06
P19	14x30	4.59	0.00	6.13	0.08	0.07
P20	14x30	3.04	0.00	4.01	0.05	0.05
P21	14x30	3.23	0.00	4.43	0.06	0.05
P22	14x30	2.77	0.00	3.42	0.05	0.04
P23	14x30	3.53	0.00	4.33	0.06	0.05
P24	14x30	3.17	0.00	4.29	0.06	0.05
P25	14x30	3.07	0.00	4.15	0.06	0.05
P26	14x30	3.07	0.00	4.15	0.06	0.05
P27	14x30	2.40	0.00	3.36	0.04	0.04
P28	14x30	2.40	0.00	3.36	0.04	0.04
P29	14x30	5.53	0.00	7.64	0.10	0.08
P30	14x30	3.57	0.00	4.67	0.06	0.05
P31	14x30	2.52	0.00	3.46	0.05	0.04
P32	14x30	2.66	0.00	3.49	0.05	0.04
P33	14x30	3.04	0.00	4.08	0.05	0.05
P34	14x30	3.58	0.00	4.87	0.06	0.06
P35	14x30	3.72	0.00	5.06	0.07	0.06
P36	14x30	3.47	0.00	4.73	0.06	0.05
P37	14x30	3.48	0.00	4.72	0.06	0.05
P38	14x30	3.87	0.00	5.27	0.07	0.06
P39	14x30	3.58	0.00	4.83	0.06	0.05
P40	14x30	4.77	0.00	6.35	0.08	0.07
P41	14x30	1.50	0.00	1.98	0.03	0.02
P42	14x30	1.71	0.00	2.30	0.03	0.03



P43	14x30	2.68	0.00	3.62	0.05	0.04
P44	15x35	3.01	0.00	3.83	0.04	0.04
P45	15x35	3.61	0.00	5.04	0.05	0.05
P46	15x35	3.56	0.00	4.98	0.05	0.05
P47	15x35	3.53	0.00	4.94	0.05	0.05
P48	15x35	5.75	0.00	7.89	0.08	0.07
P49	15x35	4.76	0.00	5.99	0.06	0.06
P50	15x35	3.18	0.00	4.43	0.05	0.04
P51	14x30	3.75	0.00	4.81	0.06	0.05
P52	14x30	2.96	0.00	3.95	0.05	0.04
P53	14x30	2.99	0.00	3.88	0.05	0.04
P54	15x30	3.45	0.00	4.71	0.06	0.05
P55	15x30	3.40	0.00	4.67	0.06	0.05
P56	15x35	3.20	0.00	3.87	0.04	0.04
P57	15x35	3.61	0.00	5.04	0.05	0.05
P58	15x35	3.56	0.00	4.98	0.05	0.05
P59	15x35	3.53	0.00	4.94	0.05	0.05
P60	15x35	5.48	0.00	7.10	0.08	0.07
P61	15x35	3.84	0.00	5.34	0.06	0.05
P62	15x35	3.08	0.00	4.31	0.05	0.04
P63	15x35	5.25	0.00	6.83	0.07	0.06
P64	14x30	3.26	0.00	3.81	0.05	0.04
P65	14x30	3.36	0.00	4.65	0.06	0.05
P66	14x30	4.04	0.00	5.56	0.07	0.06
P67	14x30	4.01	0.00	5.52	0.07	0.06
P68	14x30	4.80	0.00	6.57	0.09	0.07
P69	14x30	3.99	0.00	5.33	0.07	0.06
P70	14x30	2.77	0.00	3.70	0.05	0.04
P71	14x30	2.78	0.00	3.72	0.05	0.04
P72	14x30	3.96	0.00	5.29	0.07	0.06
P73	14x30	5.03	0.00	6.89	0.09	0.08
P74	14x30	3.65	0.00	4.84	0.06	0.05
P75	14x30	4.32	0.00	5.86	0.08	0.06
P76	14x30	3.27	0.00	4.37	0.06	0.05
P77	14x30	3.34	0.00	4.43	0.06	0.05
P78	14x30	2.40	0.00	3.37	0.04	0.04
P79	14x30	2.41	0.00	3.37	0.04	0.04
P80	14x30	2.41	0.00	3.37	0.04	0.04
P81	14x30	2.41	0.00	3.37	0.04	0.04
P82	14x30	3.39	0.00	4.55	0.06	0.05
P83	14x30	3.38	0.00	4.55	0.06	0.05
P84	14x30	3.73	0.00	4.87	0.06	0.06
P85	14x30	3.52	0.00	4.63	0.06	0.05
P86	14x30	3.48	0.00	4.59	0.06	0.05
P87	14x30	4.79	0.00	6.55	0.09	0.07
P88	14x30	4.47	0.00	6.08	0.08	0.07
P89	14x30	4.66	0.00	6.39	0.09	0.07
P90	14x30	4.46	0.00	6.06	0.08	0.07
P91	14x30	5.02	0.00	6.87	0.09	0.08
P92	14x30	3.85	0.00	5.12	0.07	0.06





Vigas do pavimento Fundação

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
VB1	8.42 8.12	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-600.44	2 ø 8.0		
VB2	872.59	2 ø 8.0		-1351.39 -1371.71	3 ø 8.0 3 ø 8.0		101
VB3	121.89 191.85 209.43 102.48 185.86	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	-49.36 -488.98 -512.80 -471.31 -450.90 -414.16	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB4	502.76 16.53 492.19 235.36 288.28	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	-955.02 -875.24 -843.55 -1004.37 -663.04 -603.91	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB5	65.23	2 ø 8.0		-416.93	2 ø 8.0		
VB6	176.96	2 ø 8.0		-329.22 -6.63	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VB7	302.10 82.26	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-427.08 -608.45 -209.38	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VB8	208.65	2 ø 8.0		-277.73 -279.82	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VB9	161.54	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-215.08 -10.43	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB10	1304.56	3 ø 8.0		-213.93 -1721.55	2 ø 8.0 4 ø 8.0		101
VB11	88.64 318.16 146.50 79.02 300.08	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	-64.25 -615.61 -638.65 -273.66 -637.49 -430.55	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB12	462.66 83.18 473.54 216.30 318.76 75.50 76.81 104.19	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	-880.61 -923.67 -929.45 -952.49 -656.98 -564.89 -229.92 -262.54 -161.45	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB13	487.73 472.34 471.84 464.08 743.48	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		-901.14 -1046.26 -1007.65 -1004.13 -1482.82	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 3 ø 8.0		



	333.55 359.31 41.96 271.72	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	-1468.65 -783.65 -670.13 -542.56 -485.48	3 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB14	487.79 472.19 471.06 463.29 741.47 334.17 338.18 710.87	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	-888.83 -1046.38 -1008.00 -1004.11 -1470.32 -1473.42 -728.70 -1405.92 -902.16	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 3 ø 8.0 3 ø 8.0 2 ø 8.0 3 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB15	519.11 142.22 518.06 738.31 65.02 298.69 60.16 735.99 680.14	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	-983.81 -1046.33 -1018.43 -1487.66 -1432.21 -613.39 -608.40 -1432.15 -1493.98 -1273.76	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 3 ø 8.0 2 ø 10.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 10.0 3 ø 8.0 3 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB16	39.37 39.62	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-883.27	2 ø 8.0		
VB17	251.35	2 ø 8.0		-365.95 -368.04	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VB18	518.48 141.12 517.69 733.94 296.48 296.66 731.51 680.76	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	-974.53 -1042.35 -1015.25 -1477.07 -1450.61 -653.71 -1451.62 -1482.06 -1266.28	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 3 ø 8.0 3 ø 8.0 2 ø 8.0 3 ø 8.0 3 ø 8.0 3 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB19	488.28 157.32 197.07	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	-825.57 -1059.55 -400.49 -356.66	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB20	143.39 248.57 314.95 408.92	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 3 ø 8.0	2 ø 8.0	-254.68 -477.88 -669.05 -560.31 -430.02	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 3 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VB21	161.11 498.83	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-236.81 -1001.65 -767.52	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VB22	288.95 233.62 56.33	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		-405.61 -659.33 -590.67	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VB23	277.80 245.07 54.63	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		-384.48 -647.69 -610.13	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VB24	157.65 498.78	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-230.17 -997.44	2 ø 8.0 2 ø 8.0		



				-762.20	2 ø 8.0		
VB25	293.45	2 ø 8.0		-449.91	2 ø 8.0		
	293.58	2 ø 8.0		-677.95	2 ø 8.0		
				-452.18	2 ø 8.0		
VB26	293.87	2 ø 8.0		-453.07	2 ø 8.0		
	294.03	2 ø 8.0		-680.75	2 ø 8.0		
				-453.44	2 ø 8.0		
VB27	295.58	2 ø 8.0		-468.56	2 ø 8.0		
	295.45	2 ø 8.0		-691.21	2 ø 8.0		
				-467.74	2 ø 8.0		
VB28	294.70	2 ø 8.0		-484.68	2 ø 8.0		
	300.63	2 ø 8.0		-715.22	2 ø 8.0		
				-453.46	2 ø 8.0		
VB29	346.87	2 ø 8.0		-641.40	2 ø 8.0		
	326.38	2 ø 8.0		-938.99	2 ø 8.0		
				-623.55	2 ø 8.0		
VB30	147.19	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-436.00	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
	960.38	3 ø 8.0	2 ø 8.0	-1352.66	2 ø 10.0	2 ø 8.0	
	160.29	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-1527.01	4 ø 8.0	2 ø 8.0	
	253.47	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-436.66	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
				-411.58	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
VB31	10.32	2 ø 8.0		-470.84	2 ø 8.0		
VB32	1077.61	2 ø 8.0		-1452.71	3 ø 8.0		
				-1351.99	2 ø 8.0		
VB33	10.53	2 ø 8.0		-470.24	2 ø 8.0		
VB34	213.44	2 ø 8.0		-393.42	2 ø 8.0		
	266.48	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-644.78	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
	256.39	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-806.75	3 ø 8.0	2 ø 8.0	
	323.73	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-162.79	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
				-712.81	3 ø 8.0	2 ø 8.0	
				-719.64	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
VB35	294.62	2 ø 8.0		-483.93	2 ø 8.0		
	300.51	2 ø 8.0		-714.40	2 ø 8.0		
				-453.20	2 ø 8.0		
VB36	374.58	2 ø 8.0		-701.53	2 ø 8.0		
	391.97	2 ø 8.0		-939.56	2 ø 8.0		
				-579.33	2 ø 8.0		
VB37	294.88	2 ø 8.0		-454.20	2 ø 8.0		
	293.99	2 ø 8.0		-685.13	2 ø 8.0		
				-457.36	2 ø 8.0		
VB38	333.80	2 ø 8.0		-611.41	2 ø 8.0		
	333.13	2 ø 8.0		-888.50	2 ø 8.0		
				-563.66	2 ø 8.0		
VB39	255.72	2 ø 8.0		-573.38	2 ø 8.0		
	293.92	2 ø 8.0		-686.78	2 ø 8.0		
				-486.12	2 ø 8.0		
VB40	260.17	2 ø 8.0		-449.94	2 ø 8.0		
				-448.59	2 ø 8.0		
VB41	161.65	2 ø 8.0		-293.04	2 ø 8.0		
				-298.86	2 ø 8.0		
VB42	487.08	2 ø 8.0		-792.45	2 ø 8.0		
	145.21	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-1030.78	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
	184.30	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-370.79	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
				-377.45	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
VB43	221.72	2 ø 8.0		-384.58	2 ø 8.0		
	266.20	2 ø 8.0		-599.29	2 ø 8.0		
	343.36	2 ø 8.0		-642.60	2 ø 8.0		



				-580.38	2 ø 8.0		
VB44	556.06	3 ø 8.0	2 ø 8.0	-627.42	3 ø 8.0	2 ø 8.0	
				-534.07	3 ø 8.0	2 ø 8.0	





Esforços da Viga VB1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
		14.00						
1	101.51 85.51	85.51	469.00	0.00	0.00	0.00		
P2		30.00						
2	101.49 85.49	85.49	469.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
1	0.01	0.00	0.93			8.42	-600.44
P2				1.27			-595.40
2	0.01	0.00	0.93			8.12	



Esforços da Viga VB2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P3		14.00						
1	515.01 501.01	501.01	469.00	0.00	0.00	0.00		
P4		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P3				1.21			
1	2.03	0.00	1.72		872.59		-1351.39 -1371.71
P4				1.22			



Esforços da Viga VB3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
VB34		14.00						
1	176.99 160.99	160.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P6		30.00						
2	262.50 244.50	244.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P7		30.00						
3	270.50 252.50	252.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P8		30.00						
4	186.00 168.00	168.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P9		30.00						
5	247.00 229.00	229.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P10		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
VB34				0.31			
1	0.00	-0.16	0.79		121.89		-49.36 -394.90
P6				1.15			
2	0.00	-0.06	0.95		191.85		-488.98 -474.73
P7				1.26			
3	0.10	0.00	0.97		209.43		-512.80 -471.31
P8				1.09			



4	0.00	-0.14	0.77		102.48		-349.83
P9				1.03		3.68	-325.51
5	0.22	0.00	0.91		185.86		-450.90
P10				0.59			-414.16





Esforços da Viga VB4

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P11		30.00						
1	405.99 389.99	389.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P12		14.00						
2	215.00 201.00	201.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P13		14.00						
3	405.99 389.99	389.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P14		30.00						
4	296.00 278.00	278.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P15		30.00						
5	315.01 297.01	297.01	469.00	0.00	0.00	0.00		
P16		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P11				0.97			
1	0.78	0.00	1.38		502.76		-955.02 -875.24
P12				1.45			
2	0.00	-0.16	0.78		16.53		-429.63 -446.54
P13				1.44			
3	0.63	0.00	1.40		492.19		-843.55 -1004.37
P14				1.69			



4	0.11	-0.01	1.06		235.36		-612.98
							-570.13
P15				1.44			
5	0.35	0.00	1.12		288.28		-663.04
							-603.91
P16				0.74			





Esforços da Viga VB5

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P17		30.00						
1	141.00 125.00	125.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
VB43		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P17				0.53			
1	0.02	0.00	0.78		65.23	24.24	-416.93
VB43				0.16			



Esforços da Viga VB6

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P18		14.00						
1	175.00 161.00	161.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
VB36		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P18				0.52			
1	0.05	0.00	0.78		176.96	24.03	-329.22 -6.63
VB36				0.32			





Esforços da Viga VB7

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P21		14.00						
1	304.00 288.00	288.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P22		30.00						
2	135.00 117.00	117.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P23		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P21				0.68			
1	0.64	0.00	1.09		302.10		-427.08 -608.45
P22				1.15			
2	0.00	-0.13	0.70		82.26	17.10 77.59	-297.23 -209.38
P23				0.31			



Esforços da Viga VB8

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P25		14.00						
1	215.00 201.00	201.00	486.50	0.00	0.00	0.00		
P26		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P25				0.54			
1	0.33	0.00	0.82		208.65		-277.73 -279.82
P26				0.54			



Esforços da Viga VB9

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
VB34		14.00						
1	174.99 160.99	160.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
VB36		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
VB34				0.50			
1	0.00	-0.28	0.70		161.54	10.52	-215.08 -10.43
VB36				0.33			





Esforços da Viga VB10

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
VB30		14.00						
1	515.00 501.00	501.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P29		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
VB30				1.00			
1	0.16	0.00	1.99		1304.56		-213.93 -1721.55
P29				1.41			



Esforços da Viga VB11

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
VB34		14.00						
1	174.99 160.99	160.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P30		14.00						
2	327.00 311.00	311.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P31		30.00						
3	226.00 210.00	210.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P32		14.00						
4	149.01 133.01	133.01	469.00	0.00	0.00	0.00		
P33		30.00						
5	303.99 287.99	287.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P34		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
VB34				0.30			
1	0.00	-0.24	0.76		88.64		-64.25 -380.10
P30				1.29			
2	0.16	0.00	1.12		318.16		-615.61 -638.65
P31				1.35			
3	0.00	-0.23	0.87		146.50		-439.08 -273.66
P32				0.88			



4	0.00	-0.28	0.67		79.02	41.24	-263.94
P33				1.10			-241.07
5	0.59	0.00	1.11		300.08		-637.49
P34				0.68			-430.55





Esforços da Viga VB12

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P35		30.00						
1	400.49 382.49	382.49	469.00	0.00	0.00	0.00		
P36		30.00						
2	202.00 184.00	184.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P37		30.00						
3	408.50 390.50	390.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P38		30.00						
4	288.50 270.50	270.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P39		30.00						
5	328.50 312.50	312.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P40		14.00						
6	167.00 151.00	151.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P41		30.00						
7	157.00 139.00	139.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P42		30.00						
8	167.01 151.01	151.01	469.00	0.00	0.00	0.00		
P43		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P35				0.94			
1	0.73	0.00	1.35		462.66		-880.61 -923.67



P36				1.42			
2	0.00	-0.42	0.77		83.18		-335.78
							-366.40
P37				1.45			
3	0.47	0.00	1.37		473.54		-929.45
							-952.49
P38				1.65			
4	0.00	-0.19	1.01		216.30		-551.35
							-510.22
P39				1.46			
5	0.24	0.00	1.13		318.76		-656.98
							-564.89
P40				1.23			
6	0.00	-0.20	0.74		75.50		-334.36
						5.68	-171.34
P41				0.69			
7	0.00	-0.09	0.64		76.81	0.02	-229.92
							-232.14
P42				0.81			
8	0.09	0.00	0.69		104.19		-262.54
						6.64	-161.45
P43				0.37			





Esforços da Viga VB13

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P44		35.00						
1	407.24 386.24	386.24	486.50	0.00	0.00	0.00		
P45		35.00						
2	407.25 386.25	386.25	486.50	0.00	0.00	0.00		
P46		35.00						
3	407.25 386.25	386.25	486.50	0.00	0.00	0.00		
P47		35.00						
4	407.25 386.25	386.25	486.50	0.00	0.00	0.00		
P48		35.00						
5	506.00 485.00	485.00	486.50	0.00	0.00	0.00		
P49		35.00						
6	348.50 327.50	327.50	486.50	0.00	0.00	0.00		
P50		35.00						
7	349.00 328.00	328.00	486.50	0.00	0.00	0.00		
P51		30.00						
8	153.01 132.01	132.01	486.50	0.00	0.00	0.00		
P52		30.00						
9	292.99 271.99	271.99	486.50	0.00	0.00	0.00		
P53		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P44				0.97			



1	0.64	0.00	1.45		487.73		-901.14 -1046.26
P45				2.00			
2	0.26	0.00	1.42		472.34		-973.74 -1007.65
P46				1.98			
3	0.14	0.00	1.42		471.84		-983.01 -1004.13
P47				1.97			
4	0.13	-0.10	1.43		464.08		-971.18 -1028.52
P48				2.24			
5	0.59	0.00	1.74		743.48		-1482.82 -1468.65
P49				2.10			
6	0.00	-0.30	1.25		333.55		-813.40 -712.00
P50				1.70			
7	0.25	-0.01	1.25		359.31		-783.65 -670.13
P51				1.27			
8	0.00	-0.44	0.71		41.96	1.12	-331.42 -226.69
P52				1.07			
9	0.40	0.00	1.05		271.72		-542.56 -485.48
P53				0.71			





Esforços da Viga VB14

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P56		35.00						
1	407.24 386.24	386.24	486.50	0.00	0.00	0.00		
P57		35.00						
2	407.25 386.25	386.25	486.50	0.00	0.00	0.00		
P58		35.00						
3	407.25 386.25	386.25	486.50	0.00	0.00	0.00		
P59		35.00						
4	407.25 386.25	386.25	486.50	0.00	0.00	0.00		
P60		35.00						
5	506.00 485.00	485.00	486.50	0.00	0.00	0.00		
P61		35.00						
6	348.50 327.50	327.50	486.50	0.00	0.00	0.00		
P62		35.00						
7	348.50 327.50	327.50	486.50	0.00	0.00	0.00		
P63		35.00						
8	463.00 445.50	445.50	486.50	0.00	0.00	0.00		
P64		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P56				0.97			
1	0.63	0.00	1.45		487.79		-888.83 -1046.38



P57				2.00			
2	0.22	0.00	1.42		472.19		-961.17 -1008.00
P58				1.98			
3	0.04	0.00	1.42		471.06		-967.76 -1004.11
P59				1.97			
4	0.00	-0.10	1.43		463.29		-954.33 -1032.23
P60				2.24			
5	0.54	0.00	1.74		741.47		-1470.32 -1473.42
P61				2.10			
6	0.00	-0.19	1.24		334.17		-790.79 -716.62
P62				1.67			
7	0.12	0.00	1.23		338.18		-728.70 -766.37
P63				2.06			
8	1.29	0.00	1.70		710.87		-1405.92 -902.16
P64				1.05			





Esforços da Viga VB15

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P65		30.00						
1	424.99 406.99	406.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P66		30.00						
2	248.01 230.01	230.01	469.00	0.00	0.00	0.00		
P67		30.00						
3	433.00 415.00	415.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P68		30.00						
4	513.00 495.00	495.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P69		30.00						
5	169.99 151.99	151.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P70		30.00						
6	322.01 304.01	304.01	469.00	0.00	0.00	0.00		
P71		30.00						
7	170.00 152.00	152.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P72		30.00						
8	513.00 495.00	495.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P73		30.00						
9	491.99 473.99	473.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P74		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P65				0.99			



1	0.76	0.00	1.43		519.11		-983.81 -1046.33
P66				1.59			
2	0.00	-0.46	0.90		142.22		-430.47 -473.77
P67				1.60			
3	0.22	0.00	1.47		518.06		-1018.43 -1123.03
P68				2.24			
4	0.68	0.00	1.71		738.31		-1487.66 -1432.21
P69				1.70			
5	0.00	-0.97	0.80		65.02	25.10	-420.95 -236.67
P70				1.10			
6	0.00	-0.14	1.09		298.69		-613.39 -608.40
P71				1.11			
7	0.00	-0.93	0.79		60.16	18.07	-247.71 -410.33
P72				1.69			
8	0.80	0.00	1.71		735.99		-1432.15 -1493.98
P73				2.39			
9	0.94	0.00	1.67		680.14		-1430.42 -1273.76
P74				1.13			





Esforços da Viga VB16

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
		14.00						
1	153.00 137.00	137.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P75		30.00						
2	153.00 137.00	137.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
1	0.01	0.00	1.10			39.37	-880.92
P75				1.51			-883.27
2	0.01	0.00	1.11			39.62	





Esforços da Viga VB17

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P82		14.00						
1	260.00 246.00	246.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P83		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P82				0.62			
1	0.53	0.00	0.90		251.35		-365.95 -368.04
P83				0.62			



Esforços da Viga VB18

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P84		30.00						
1	424.99 406.99	406.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P85		30.00						
2	248.00 230.00	230.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P86		30.00						
3	433.01 415.01	415.01	469.00	0.00	0.00	0.00		
P87		30.00						
4	513.00 495.00	495.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P88		30.00						
5	337.00 319.00	319.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P89		30.00						
6	336.99 318.99	318.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P90		30.00						
7	513.01 495.01	495.01	469.00	0.00	0.00	0.00		
P91		30.00						
8	491.99 473.99	473.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P92		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P84				0.99			
1	0.82	0.00	1.43		518.48		-974.53 -1042.35



P85				1.59			
2	0.00	-0.46	0.90		141.12		-423.16 -466.96
P86				1.60			
3	0.21	0.00	1.47		517.69		-1015.25 -1119.56
P87				2.24			
4	0.59	0.00	1.70		733.94		-1477.07 -1450.61
P88				2.01			
5	0.00	-0.41	1.17		296.48		-744.18 -646.24
P89				1.54			
6	0.00	-0.38	1.17		296.66		-653.71 -736.31
P90				2.01			
7	0.70	0.00	1.71		731.51		-1451.62 -1482.06
P91				2.38			
8	0.97	0.00	1.66		680.76		-1427.32 -1266.28
P92				1.13			





Esforços da Viga VB19

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P84		14.00						
1	391.75 375.75	375.75	469.00	0.00	0.00	0.00		
P76		30.00						
2	211.24 195.24	195.24	469.00	0.00	0.00	0.00		
P65		14.00						
3	180.01 165.51	165.51	469.00	0.00	0.00	0.00		
P56		15.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P84				0.90			
1	1.04	0.00	1.43		488.28		-825.57 -1059.55
P76				1.53			
2	0.40	-0.32	0.97		157.32	24.62 46.01	-584.64 -382.61
P65				0.92			
3	0.10	0.00	0.89		197.07	27.55 163.58	-400.49 -356.66
P56				0.43			



Esforços da Viga VB20

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P44		15.00						
1	180.00 165.50	165.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P35		14.00						
2	285.00 269.00	269.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P24		30.00						
3	318.00 302.00	302.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P11		14.87						
4	118.50 102.50	102.50	544.00	0.00	0.00	0.00		
P1		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P44				0.38			
1	0.03	0.00	0.85		143.39	89.49	-254.68 -402.86
P35				1.16			
2	0.37	-0.06	1.05		248.57		-477.88 -608.92
P24				1.46			
3	0.32	0.00	1.12		314.95		-669.05 -560.31
P11				1.34			
4	0.15	-0.37	1.27			18.84 408.92	-559.38 -430.02



P1				0.26			
----	--	--	--	------	--	--	--





Esforços da Viga VB21

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P85		14.00						
1	205.99 189.99	189.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P82		30.00						
2	397.01 381.01	381.01	469.00	0.00	0.00	0.00		
P66		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P85				0.42			
1	0.25	0.00	0.95		161.11	63.55	-236.81 -518.97
P82				1.57			
2	1.16	0.00	1.40		498.83		-1001.65 -767.52
P66				0.90			



Esforços da Viga VB22

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P36		14.00						
1	297.00 281.00	281.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P25		30.00						
2	292.00 274.00	274.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P12		30.00						
3	142.00 126.00	126.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
VB1		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P36				0.65			
1	0.56	0.00	1.12		288.95		-405.61 -659.33
P25				1.43			
2	0.14	0.00	1.04		233.62		-544.73 -590.67
P12				1.22			
3	0.01	0.00	0.78		56.33		-436.24 -0.09
VB1				0.16		13.96	



Esforços da Viga VB23

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P37		14.00						
1	291.00 275.00	275.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P26		30.00						
2	298.00 280.00	280.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P13		30.00						
3	142.00 126.00	126.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
VB1		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P37				0.63			
1	0.53	0.00	1.10		277.80		-384.48 -647.69
P26				1.43			
2	0.19	0.00	1.06		245.07		-553.25 -610.13
P13				1.24			
3	0.01	0.00	0.78		54.63		-437.75
VB1				0.16		14.08	



Esforços da Viga VB24

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P86		14.00						
1	206.00 190.00	190.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P83		30.00						
2	397.00 381.00	381.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P67		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P86				0.42			
1	0.24	0.00	0.94		157.65	54.78	-230.17 -509.32
P83				1.57			
2	1.16	0.00	1.40		498.78		-997.44 -762.20
P67				0.90			





Esforços da Viga VB25

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P38		14.00						
1	301.50 285.50	285.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P27		30.00						
2	301.50 285.50	285.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P14		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P38				0.67			
1	0.64	0.00	1.13		293.45		-449.91 -677.95
P27				1.52			
2	0.62	0.00	1.13		293.58		-673.67 -452.18
P14				0.67			



Esforços da Viga VB26

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P87		14.00						
1	301.51 285.51	285.51	469.00	0.00	0.00	0.00		
P78		30.00						
2	301.50 285.50	285.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P68		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P87				0.67			
1	0.64	0.00	1.13		293.87		-453.07 -680.75
P78				1.52			
2	0.64	0.00	1.13		294.03		-679.82 -453.44
P68				0.67			





Esforços da Viga VB27

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P39		14.00						
1	301.50 285.50	285.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P28		30.00						
2	301.50 285.50	285.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P15		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P39				0.67			
1	0.64	0.00	1.14		295.58		-468.56 -690.86
P28				1.52			
2	0.64	0.00	1.14		295.45		-691.21 -467.74
P15				0.67			



Esforços da Viga VB28

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P88		14.00						
1	301.50 285.50	285.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P79		30.00						
2	301.49 285.49	285.49	469.00	0.00	0.00	0.00		
P69		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P88				0.68			
1	0.66	0.00	1.13		294.70		-484.68 -682.07
P79				1.52			
2	0.67	0.00	1.16		300.63		-715.22 -453.46
P69				0.66			





Esforços da Viga VB29

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P60		15.00						
1	298.00 280.00	280.00	486.50	0.00	0.00	0.00		
P54		30.00						
2	298.00 280.00	280.00	486.50	0.00	0.00	0.00		
P48		15.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P60				0.71			
1	0.54	0.00	1.32		346.87	75.48	-641.40 -938.99
P54				1.56			
2	0.19	-0.04	1.23		326.38		-836.95 -623.55
P48				0.73			



Esforços da Viga VB30

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P48		15.00						
1	182.00 165.50	165.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P40		30.00						
2		191.21	469.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						
3		129.79	469.00	0.00	0.00	0.00		
P19		30.00						
4	236.00 220.00	220.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P16		14.00						
5	158.29 142.29	142.29	469.00	0.00	0.00	0.00		
P3		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P48				0.47			
1	0.10	-0.31	0.91		147.19	72.83 123.91	-436.00 -560.91
P40				1.69			
2	1.37	0.00	1.80			959.33	-1352.66
3	1.37	0.00	2.15			960.38	-1527.01
P19				2.08			
4	0.02	-0.52	1.03		160.29		-651.96



						6.65	-380.30
P16				0.95			
5	0.00	-0.37	0.94			98.46	-436.66
						253.47	-411.58
P3				0.40			





Esforços da Viga VB31

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
		14.00						
1	115.00 101.00	101.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P70		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
1	0.03	0.00	0.79		10.32	5.28	-470.84
P70				0.53			



Esforços da Viga VB32

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P89		14.00						
1	500.00 486.00	486.00	530.25	0.00	0.00	0.00		
P75		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P89				1.35			
1	2.19	0.00	1.94		1077.61		-1452.71 -1351.99
P75				1.32			



Esforços da Viga VB33

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
VB16		14.00						
1	114.99 100.99	100.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P71		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
VB16				0.04			
1	0.03	0.00	0.79		10.53	5.20	-470.24
P71				0.53			



Esforços da Viga VB34

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P49		15.00						
1	182.00 165.50	165.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P43		30.00						
2		52.51	469.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						
3		124.70	469.00	0.00	0.00	0.00		
P29		30.00						
4		26.05	469.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						
5		210.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
P18		30.00						
6	257.25 239.25	165.25	469.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						
7		60.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P4		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P49				0.44			
1	0.23	0.00	1.00		213.44	213.18 135.62	-393.42 -542.80
P43				1.19			
2	0.18	0.00	1.27			39.78 260.30	-644.78
3	0.14	0.00	1.08			266.48 58.57	-605.81



P29				1.69			
4	0.41	0.00	1.69			153.64	-806.75 -152.62
5	0.46	0.00	1.09		256.39	140.80	-162.79 -655.78
P18				1.37			
6	0.60	0.00	1.17			323.73	-712.81
7	0.60	0.00	1.35			316.96	-719.64
P4				0.86			





Esforços da Viga VB35

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P90		14.00						
1	301.49 285.49	285.49	469.00	0.00	0.00	0.00		
P80		30.00						
2	301.50 285.50	285.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P72		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P90				0.68			
1	0.66	0.00	1.13		294.62		-483.93 -681.68
P80				1.52			
2	0.67	0.00	1.15		300.51		-714.40 -453.20
P72				0.66			



Esforços da Viga VB36

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P30		30.00						
1		164.76	469.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						
2		90.74	469.00	0.00	0.00	0.00		
P20		30.00						
3	301.50 285.50	90.25	469.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						
4		181.25	469.00	0.00	0.00	0.00		
P6		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P30				0.78			
1	0.68	0.00	1.18			364.24	-701.53
2	0.64	0.00	1.44			374.58	-877.53
P20				1.93			
3	0.79	0.00	1.50			377.27	-939.56
4	0.78	0.00	1.13		391.97	374.32	-579.33
P6				0.75			



Esforços da Viga VB37

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P91		14.00						
1	301.51 285.51	285.51	469.00	0.00	0.00	0.00		
P81		30.00						
2	301.50 285.50	285.50	469.00	0.00	0.00	0.00		
P73		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P91				0.67			
1	0.64	0.00	1.14		294.88		-454.20 -685.13
P81				1.52			
2	0.64	0.00	1.13		293.99		-681.74 -457.36
P73				0.67			



Esforços da Viga VB38

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P63		15.00						
1	298.00 280.00	280.00	486.50	0.00	0.00	0.00		
P55		30.00						
2	298.00 280.50	280.50	486.50	0.00	0.00	0.00		
P51		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P63				0.70			
1	0.56	0.00	1.29		333.80	29.72	-611.41 -888.50
P55				1.58			
2	0.63	0.00	1.28		333.13	16.60	-877.15 -563.66
P51				0.70			



Esforços da Viga VB39

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P32		30.00						
1	290.00 272.00	272.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P21		30.00						
2	299.00 283.00	283.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P8		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P32				0.68			
1	0.54	0.00	1.09		255.72		-573.38 -650.39
P21				1.45			
2	0.66	0.00	1.13		293.92		-686.78 -486.12
P8				0.67			





Esforços da Viga VB40

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P52		14.00						
1	262.51 248.51	248.51	469.00	0.00	0.00	0.00		
P33		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P52				0.64			
1	0.54	0.00	0.97		260.17		-449.94 -448.59
P33				0.64			



Esforços da Viga VB41

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P22		14.00						
1	190.00 176.00	176.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P17		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P22				0.47			
1	0.28	0.00	0.78		161.65	39.16 33.11	-293.04 -298.86
P17				0.48			



Esforços da Viga VB42

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P92		14.00						
1	392.05 376.05	376.05	469.00	0.00	0.00	0.00		
P77		30.00						
2	210.94 194.94	194.94	469.00	0.00	0.00	0.00		
P74		14.00						
3	166.00 150.00	150.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P64		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P92				0.89			
1	1.02	0.00	1.41		487.08		-792.45 -1030.78
P77				1.52			
2	0.12	-0.23	0.92		145.21	1.98	-524.18 -337.90
P74				0.89			
3	0.12	-0.25	0.85		184.30	43.88 175.04	-370.79 -377.45
P64				0.41			



Esforços da Viga VB43

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P53		14.00						
1	256.51 240.51	240.51	469.00	0.00	0.00	0.00		
P34		30.00						
2	304.00 288.00	288.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P23		14.00						
3	304.99 290.99	175.99	469.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						
4		101.00	469.00	0.00	0.00	0.00		
P10		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P53				0.57			
1	0.31	0.00	1.03		221.72		-384.58 -584.93
P34				1.36			
2	0.32	-0.04	1.09		266.20		-599.29 -642.60
P23				1.51			
3	0.27	0.00	1.12		343.36	328.40	-637.58
						332.48	
4	0.26	0.00	1.16				-580.38
P10				0.81			



Esforços da Viga VB44

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P10		14.00						
1	76.00 60.00	60.00	544.00	0.00	0.00	0.00		
P5		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P10				0.77			
1	0.13	-0.46	1.85			31.85 556.06	-627.42 -534.07
P5				0.10			





Resultados da Viga VB1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
	14.00								0.00
1	85.51	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P2	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.04
2	85.49	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
	14.00								0.00





Resultados da Viga VB2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P3	14.00			3 ø 8.0 1.30					0.11
1	501.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.79			ø 5.0 c/ 15			0.10
P4	14.00			3 ø 8.0 1.32					0.12





Resultados da Viga VB3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
VB34	14.00		2 ø 8.0 0.04	2 ø 8.0 0.63					0.00
1	160.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.04		ø 5.0 c/ 15			0.00
P6	30.00		2 ø 8.0 0.04	2 ø 8.0 0.63					0.03
2	244.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P7	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.03
3	252.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P8	30.00		2 ø 8.0 0.04	2 ø 8.0 0.63					0.02
4	168.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.04		ø 5.0 c/ 15			0.00
P9	30.00		2 ø 8.0 0.04	2 ø 8.0 0.63					0.02
5	229.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P10	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.02



Resultados da Viga VB4

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P11	30.00			2 ø 8.0 0.87					0.11
1	389.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.03
P12	14.00		2 ø 8.0 0.05	2 ø 8.0 0.82					0.10
2	201.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.05		ø 5.0 c/ 15			0.00
P13	14.00		2 ø 8.0 0.05	2 ø 8.0 0.79					0.09
3	389.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.03
P14	30.00			2 ø 8.0 0.92					0.12
4	278.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P15	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.05
5	297.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P16	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.04



Resultados da Viga VB5

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P17	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
1	125.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
VB43	14.00								0.00





Resultados da Viga VB6

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P18	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
1	161.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
VB36	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VB7

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P21	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
1	288.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P22	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.05
2	117.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P23	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VB8

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P25	14.00			2 ø 8.0 0.74					0.00
1	201.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.00
P26	14.00			2 ø 8.0 0.74					0.00





Resultados da Viga VB9

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
VB34	14.00		2 ø 8.0 0.08	2 ø 8.0 0.63					0.01
1	160.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.08		ø 5.0 c/ 15			0.01
VB36	14.00		2 ø 8.0 0.08	2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VB10

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
VB30	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
1	501.00	14.00 x 30.00	3 ø 8.0 1.21			ø 5.0 c/ 15			0.10
P29	14.00			4 ø 8.0 1.73					0.11





Resultados da Viga VB11

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
VB34	14.00		2 ø 8.0 0.07	2 ø 8.0 0.63					0.00
1	160.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.07		ø 5.0 c/ 15			0.00
P30	14.00		2 ø 8.0 0.07	2 ø 8.0 0.63					0.05
2	311.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P31	30.00		2 ø 8.0 0.06	2 ø 8.0 0.63					0.05
3	210.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.06		ø 5.0 c/ 15			0.00
P32	14.00		2 ø 8.0 0.08	2 ø 8.0 0.63					0.01
4	133.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.08		ø 5.0 c/ 15			0.00
P33	30.00		2 ø 8.0 0.08	2 ø 8.0 0.63					0.05
5	287.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P34	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02



Resultados da Viga VB12

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P35	30.00			2 ø 8.0 0.80					0.10
1	382.49	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.03
P36	30.00		2 ø 8.0 0.12	2 ø 8.0 0.90					0.12
2	184.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.12		ø 5.0 c/ 15			0.00
P37	30.00		2 ø 8.0 0.12	2 ø 8.0 0.91					0.12
3	390.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.03
P38	30.00		2 ø 8.0 0.05	2 ø 8.0 0.90					0.12
4	270.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.05		ø 5.0 c/ 15			0.01
P39	30.00		2 ø 8.0 0.05	2 ø 8.0 0.63					0.06
5	312.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P40	14.00		2 ø 8.0 0.05	2 ø 8.0 0.63					0.04
6	151.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.05		ø 5.0 c/ 15			0.00
P41	30.00		2 ø 8.0 0.05	2 ø 8.0 0.63					0.00
7	139.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P42	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
8	151.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P43	14.00			2 ø 8.0					0.00



				0.63					
--	--	--	--	------	--	--	--	--	--





Resultados da Viga VB13

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P44	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.07
1	386.24	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.02
P45	35.00			2 ø 8.0 0.79					0.10
2	386.25	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.02
P46	35.00			2 ø 8.0 0.76					0.09
3	386.25	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.02
P47	35.00			2 ø 8.0 0.76					0.09
4	386.25	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.02
P48	35.00			3 ø 8.0 1.18					0.10
5	485.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.05
P49	35.00		2 ø 8.0 0.08	3 ø 8.0 1.21					0.10
6	327.50	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74	2 ø 8.0 0.08		ø 5.0 c/ 18			0.01
P50	35.00		2 ø 8.0 0.08	2 ø 8.0 0.74					0.06
7	328.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P51	30.00		2 ø 8.0 0.12	2 ø 8.0 0.74					0.05
8	132.01	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74	2 ø 8.0 0.12		ø 5.0 c/ 18			0.00
P52	30.00		2 ø 8.0	2 ø 8.0					0.03



			0.12	0.74					
9	271.99	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P53	30.00			2 ø 8.0 0.74					0.02





Resultados da Viga VB14

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P56	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.07
1	386.24	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.02
P57	35.00			2 ø 8.0 0.79					0.10
2	386.25	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.02
P58	35.00			2 ø 8.0 0.76					0.09
3	386.25	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.02
P59	35.00			2 ø 8.0 0.76					0.09
4	386.25	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.02
P60	35.00			3 ø 8.0 1.17					0.10
5	485.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.05
P61	35.00		2 ø 8.0 0.05	3 ø 8.0 1.20					0.10
6	327.50	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74	2 ø 8.0 0.05		ø 5.0 c/ 18			0.01
P62	35.00		2 ø 8.0 0.05	2 ø 8.0 0.74					0.05
7	327.50	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P63	35.00			3 ø 8.0 1.11					0.09
8	445.50	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.05
P64	14.00			2 ø 8.0					0.07



				0.74					
--	--	--	--	------	--	--	--	--	--





Resultados da Viga VB15

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P65	30.00			2 ø 8.0 0.90					0.12
1	406.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.04
P66	30.00		2 ø 8.0 0.13	2 ø 8.0 1.03					0.15
2	230.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.13		ø 5.0 c/ 15			0.01
P67	30.00		2 ø 8.0 0.13	2 ø 8.0 1.00					0.15
3	415.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.04
P68	30.00			3 ø 8.0 1.44					0.14
4	495.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.67			ø 5.0 c/ 15			0.07
P69	30.00		2 ø 8.0 0.27	2 ø 10.0 1.48					0.17
5	151.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.27		ø 5.0 c/ 15			0.00
P70	30.00		2 ø 8.0 0.27	2 ø 8.0 0.70					0.06
6	304.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.04		ø 5.0 c/ 15			0.01
P71	30.00		2 ø 8.0 0.26	2 ø 8.0 0.69					0.06
7	152.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.26		ø 5.0 c/ 15			0.00
P72	30.00		2 ø 8.0 0.26	2 ø 10.0 1.47					0.16
8	495.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.67			ø 5.0 c/ 15			0.07
P73	30.00			3 ø 8.0					0.14



				1.45					
9	473.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.06
P74	30.00			3 ø 8.0 1.23					0.10





Resultados da Viga VB16

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
	14.00								0.00
1	137.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P75	30.00			2 ø 8.0 0.80					0.09
2	137.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
	14.00								0.00





Resultados da Viga VB17

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P82	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
1	246.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P83	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.01





Resultados da Viga VB18

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P84	30.00			2 ø 8.0 0.89					0.12
1	406.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.04
P85	30.00		2 ø 8.0 0.13	2 ø 8.0 1.02					0.15
2	230.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.13		ø 5.0 c/ 15			0.01
P86	30.00		2 ø 8.0 0.13	2 ø 8.0 1.00					0.15
3	415.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.04
P87	30.00			3 ø 8.0 1.43					0.14
4	495.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.66			ø 5.0 c/ 15			0.07
P88	30.00		2 ø 8.0 0.11	3 ø 8.0 1.47					0.14
5	319.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.11		ø 5.0 c/ 15			0.02
P89	30.00		2 ø 8.0 0.11	2 ø 8.0 0.65					0.06
6	318.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.10		ø 5.0 c/ 15			0.02
P90	30.00		2 ø 8.0 0.10	3 ø 8.0 1.46					0.14
7	495.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.66			ø 5.0 c/ 15			0.07
P91	30.00			3 ø 8.0 1.44					0.14
8	473.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.06
P92	30.00			3 ø 8.0					0.10



				1.22					
--	--	--	--	------	--	--	--	--	--





Resultados da Viga VB19

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P84	14.00			2 ø 8.0 0.75					0.07
1	375.75	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.03
P76	30.00		2 ø 8.0 0.09	2 ø 8.0 1.02					0.12
2	195.24	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.09		ø 5.0 c/ 15			0.00
P65	14.00		2 ø 8.0 0.09	2 ø 8.0 0.63					0.01
3	165.51	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P56	15.00			2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VB20

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P44	15.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	165.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P35	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
2	269.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P24	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.05
3	302.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P11	14.87		2 ø 8.0 0.10	2 ø 8.0 0.63					0.04
4	102.50	24.00 x 30.00	3 ø 8.0 1.08	2 ø 8.0 0.10		ø 5.0 c/ 15			0.00
P1	30.00		2 ø 8.0 0.10	3 ø 8.0 1.08					0.00



Resultados da Viga VB21

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P85	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	189.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P82	30.00			2 ø 8.0 0.92					0.12
2	381.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.03
P66	14.00			2 ø 8.0 0.70					0.07





Resultados da Viga VB22

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P36	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
1	281.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P25	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.05
2	274.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P12	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.04
3	126.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
VB1	14.00								0.00



Resultados da Viga VB23

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P37	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
1	275.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P26	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.05
2	280.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P13	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.04
3	126.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
VB1	14.00								0.00



Resultados da Viga VB24

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P86	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	190.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P83	30.00			2 ø 8.0 0.91					0.12
2	381.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.03
P67	14.00			2 ø 8.0 0.69					0.07



Resultados da Viga VB25

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P38	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
1	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P27	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.05
2	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P14	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02



Resultados da Viga VB26

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P87	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
1	285.51	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P78	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.05
2	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P68	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02





Resultados da Viga VB27

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P39	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
1	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P28	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.05
2	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P15	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02





Resultados da Viga VB28

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P88	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
1	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P79	30.00			2 ø 8.0 0.65					0.05
2	285.49	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P69	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02





Resultados da Viga VB29

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P60	15.00			2 ø 8.0 0.74					0.02
1	280.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P54	30.00			2 ø 8.0 0.74					0.05
2	280.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P48	15.00			2 ø 8.0 0.74					0.02



Resultados da Viga VB30

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P48	15.00		2 ø 8.0 0.08	2 ø 8.0 0.63					0.01
1	165.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.08		ø 5.0 c/ 15			0.00
P40	30.00		2 ø 8.0 0.39	2 ø 10.0 1.61					0.11
2	335.00	14.00 x 30.00	3 ø 8.0 1.17	2 ø 8.0 0.30		ø 5.0 c/ 15			0.05
P19	30.00		2 ø 8.0 0.44	4 ø 8.0 1.89					0.08
3	220.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.14		ø 5.0 c/ 15			0.00
P16	14.00		2 ø 8.0 0.14	2 ø 8.0 0.63					0.01
4	142.29	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.10		ø 5.0 c/ 15			0.00
P3	30.00		2 ø 8.0 0.10	2 ø 8.0 0.63					0.01



Resultados da Viga VB31

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
	14.00								0.00
1	101.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P70	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02





Resultados da Viga VB32

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P89	14.00			3 ø 8.0 1.10					0.08
1	486.00	19.00 x 35.00	2 ø 8.0 1.00			ø 5.0 c/ 18			0.11
P75	14.00			2 ø 8.0 1.03					0.14





Resultados da Viga VB33

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
VB16	14.00								0.00
1	100.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P71	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02





Resultados da Viga VB34

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P49	15.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	165.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P43	30.00		2 ø 8.0 0.14	2 ø 8.0 0.72					0.03
2	191.21	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.64	2 ø 8.0 0.14		ø 5.0 c/ 15			0.01
P29	30.00		2 ø 8.0 0.51	3 ø 8.0 1.27					0.03
3	251.04	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 1.01	2 ø 8.0 0.51		ø 5.0 c/ 11			0.01
P18	30.00		2 ø 8.0 0.51	3 ø 8.0 1.18					0.02
4	239.25	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.14		ø 5.0 c/ 15			0.01
P4	30.00		2 ø 8.0 0.14	2 ø 8.0 0.79					0.04



Resultados da Viga VB35

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P90	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
1	285.49	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P80	30.00			2 ø 8.0 0.65					0.05
2	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P72	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02



Resultados da Viga VB36

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P30	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.04
1	269.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.02
P20	30.00			2 ø 8.0 0.86					0.09
2	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.02
P6	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.03





Resultados da Viga VB37

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P91	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
1	285.51	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P81	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.05
2	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P73	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02





Resultados da Viga VB38

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P63	15.00			2 ø 8.0 0.74					0.02
1	280.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P55	30.00			2 ø 8.0 0.74					0.04
2	280.50	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P51	14.00			2 ø 8.0 0.74					0.01





Resultados da Viga VB39

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P32	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.03
1	272.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P21	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.05
2	283.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P8	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02





Resultados da Viga VB40

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P52	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
1	248.51	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P33	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02





Resultados da Viga VB41

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P22	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	176.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P17	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.01





Resultados da Viga VB42

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P92	14.00			2 ø 8.0 0.72					0.07
1	376.05	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.03
P77	30.00		2 ø 8.0 0.06	2 ø 8.0 0.98					0.12
2	194.94	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.06		ø 5.0 c/ 15			0.00
P74	14.00		2 ø 8.0 0.07	2 ø 8.0 0.63					0.01
3	150.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.07		ø 5.0 c/ 15			0.00
P64	30.00		2 ø 8.0 0.07	2 ø 8.0 0.63					0.01



Resultados da Viga VB43

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P53	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
1	240.51	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P34	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.04
2	288.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P23	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.05
3	290.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P10	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.04



Resultados da Viga VB44

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P10	14.00		2 ø 8.0 0.13	3 ø 8.0 1.08					0.01
1	60.00	24.00 x 30.00	3 ø 8.0 1.08	2 ø 8.0 0.13		ø 5.0 c/ 15			0.00
P5	30.00		2 ø 8.0 0.13	3 ø 8.0 1.08					0.00





Cálculo da viga VB1

Pavimento Fundação - Lance 1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.01 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.02 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 5 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm				As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 5 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.11 cm	Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.11 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 400 kgf.m fiss = 0.04 mm
3	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

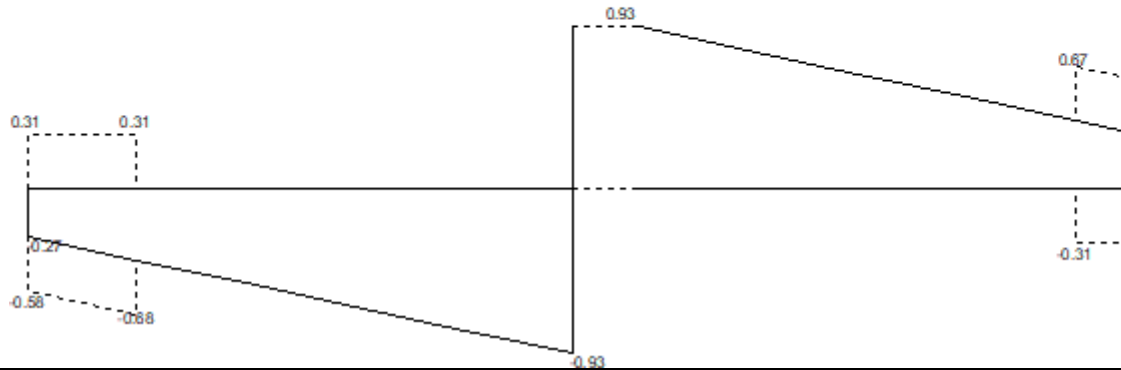
Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.93 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 14 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
2 2-2	Vd = 0.93 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 14 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.06		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ²			



			(2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
--	--	--	--------------------------	--	--	--

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VB22	-	-	-	-0.27	0.05	0.31	15.00
3	VB23	-	-	-	-0.26	0.05	0.31	15.00

Condição:

Nó 1: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Nó 3: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior





Cálculo da viga VB2

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 873 kgf.m As = 0.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.62 cm		Fd = 2.03 tf situação: GE Meq = 226 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.06 cm		As = 0.79 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 622 kgf.m fiss = 0.10 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1351 kgf.m As = 1.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.67 cm	Fd = 2.03 tf situação: GE Meq = 207 kgf.m As = 1.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.11 cm		As = 1.30 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 F = 0.00 tf M = 936 kgf.m fiss = 0.11 mm



2	Md = 1372 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.71 cm	Fd = 2.03 tf situação: GE Meq = 207 kgf.m As = 1.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.15 cm	As = 1.32 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 F = 0.00 tf M = 951 kgf.m fiss = 0.12 mm
---	---	---	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.72 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.08		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VB3

Pavimento Fundação - Lance 1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.19 tf situação: GE Meq = 21 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.04 cm ² yLN = 0.18 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 76 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm				As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.04 tf M = 133 kgf.m fiss = 0.01 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ²		Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.17 cm ²		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm



		$A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$		$A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.40 \text{ cm}$		$\% \text{ armad.} = 0.24$ $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 146 \text{ kgf.m}$ $\text{fiss} = 0.01 \text{ mm}$
4 4-4	retangular $bw = 14.00 \text{ cm}$ $h = 30.00 \text{ cm}$	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$			$Fd = 0.17 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 19 \text{ kgf.m}$ $As = 0.11 \text{ cm}^2$ $A's = 0.04 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.15 \text{ cm}$	$As = 0.63 \text{ cm}^2$ ($2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2$) $d = 26.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.24$ $A's = 0.04 \text{ cm}^2$ ($2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2$) $F = 0.10 \text{ tf}$ $M = 62 \text{ kgf.m}$ $\text{fiss} = 0.00 \text{ mm}$
5 5-5	retangular $bw = 14.00 \text{ cm}$ $h = 30.00 \text{ cm}$	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$		$Fd = 0.22 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 24 \text{ kgf.m}$ $As = 0.14 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.38 \text{ cm}$		$As = 0.63 \text{ cm}^2$ ($2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2$) $d = 26.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.24$ $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 126 \text{ kgf.m}$ $\text{fiss} = 0.00 \text{ mm}$

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$		$Fd = 0.19 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 21 \text{ kgf.m}$ $As = 0.07 \text{ cm}^2$ $A's = 0.04 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.05 \text{ cm}$	$As = 0.63 \text{ cm}^2$ ($2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2$) $d = 26.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.24$ $A's = 0.04 \text{ cm}^2$ ($2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2$) $F = 0.10 \text{ tf}$ $M = 29 \text{ kgf.m}$ $\text{fiss} = 0.00 \text{ mm}$
2	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$		$Fd = 0.19 \text{ tf}$ situação: GE	$As = 0.63 \text{ cm}^2$ ($2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2$)



	$A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$		$Meq = 21 \text{ kgf.m}$ $As = 0.46 \text{ cm}^2$ $A's = 0.04 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.86 \text{ cm}$	$d = 26.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.24$ $A's = 0.04 \text{ cm}^2$ $(2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2)$ $F = 0.10 \text{ tf}$ $M = 297 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.03 \text{ mm}$
3	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$	$Fd = 0.10 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 11 \text{ kgf.m}$ $As = 0.45 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.96 \text{ cm}$		$As = 0.63 \text{ cm}^2$ $(2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2)$ $d = 26.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.24$ $F = 0.04 \text{ tf}$ $M = 317 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.03 \text{ mm}$
4	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$	$Fd = 0.10 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 11 \text{ kgf.m}$ $As = 0.41 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.88 \text{ cm}$	$Fd = 0.17 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 19 \text{ kgf.m}$ $As = 0.44 \text{ cm}^2$ $A's = 0.04 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.83 \text{ cm}$	$As = 0.63 \text{ cm}^2$ $(2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2)$ $d = 26.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.24$ $A's = 0.04 \text{ cm}^2$ $(2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2)$ $F = 0.10 \text{ tf}$ $M = 288 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.02 \text{ mm}$
5	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$	$Fd = 0.22 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 24 \text{ kgf.m}$ $As = 0.38 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.87 \text{ cm}$	$Fd = 0.17 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 19 \text{ kgf.m}$ $As = 0.43 \text{ cm}^2$ $A's = 0.04 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.79 \text{ cm}$	$As = 0.63 \text{ cm}^2$ $(2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2)$ $d = 26.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.24$ $A's = 0.04 \text{ cm}^2$ $(2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2)$ $F = 0.10 \text{ tf}$ $M = 268 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.02 \text{ mm}$
6	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$	$Fd = 0.22 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 24 \text{ kgf.m}$ $As = 0.34 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.80 \text{ cm}$		$As = 0.63 \text{ cm}^2$ $(2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2)$ $d = 26.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.24$ $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 240 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.02 \text{ mm}$

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

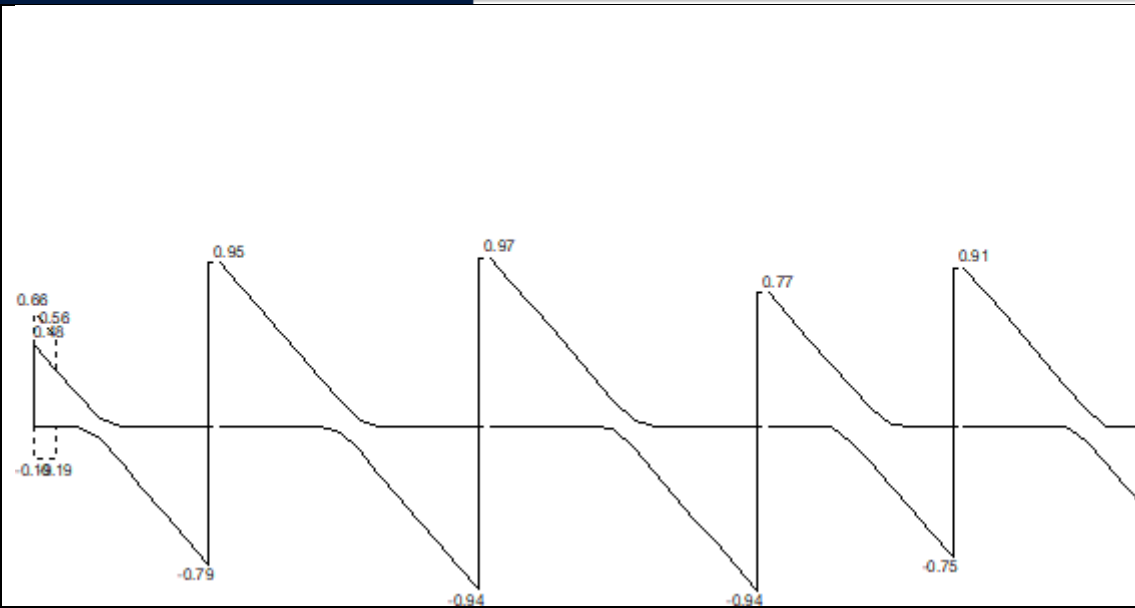


Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 0.79 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 7 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.06$
2 2-2	$V_d = 0.95 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 7 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.07$
3 3-3	$V_d = 0.97 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 6 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.07$
4 4-4	$V_d = 0.77 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 8 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.06$
5 5-5	$V_d = 0.91 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 6 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.07$

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armاد. à esquerda	Armاد. mínima	Armاد. à direita	Dados torção	Armاد. de torção
1 1-1	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
2 2-2	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
3 3-3	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.01$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
4 4-4	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 0.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
5 5-5	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.03$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VB34	-	-	-	0.48	0.03	0.19	15.00
Condição: Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VB4

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.78 tf situação: GE Meq = 87 kgf.m As = 0.35 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.09 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 356 kgf.m fiss = 0.03 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.20 tf situação: PE Meq = 22 kgf.m As = 0.05 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.12 tf M = 11 kgf.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ²		Fd = 0.63 tf situação: GE Meq = 70 kgf.m As = 0.36 cm ²		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm



		$A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$		$A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$		$\% \text{ armad.} = 0.24$ $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 349 \text{ kgf.m}$ $\text{fiss} = 0.03 \text{ mm}$
4 4-4	retangular $bw = 14.00 \text{ cm}$ $h = 30.00 \text{ cm}$	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$		$Fd = 0.11 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 13 \text{ kgf.m}$ $As = 0.19 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.45 \text{ cm}$		$As = 0.63 \text{ cm}^2$ ($2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2$) $d = 26.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.24$ $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 166 \text{ kgf.m}$ $\text{fiss} = 0.01 \text{ mm}$
5 5-5	retangular $bw = 14.00 \text{ cm}$ $h = 30.00 \text{ cm}$	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$		$Fd = 0.35 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 39 \text{ kgf.m}$ $As = 0.21 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.60 \text{ cm}$		$As = 0.63 \text{ cm}^2$ ($2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2$) $d = 26.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.24$ $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 202 \text{ kgf.m}$ $\text{fiss} = 0.01 \text{ mm}$

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	$Md = 955 \text{ kgf.m}$ $As = 0.87 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.78 \text{ cm}$	$Fd = 0.78 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 87 \text{ kgf.m}$ $As = 0.77 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.95 \text{ cm}$		$As = 0.87 \text{ cm}^2$ ($2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2$) $d = 26.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.24$ $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 649 \text{ kgf.m}$ $\text{fiss} = 0.11 \text{ mm}$
2	$Md = 875 \text{ kgf.m}$ $As = 0.80 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$	$Fd = 0.78 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 87 \text{ kgf.m}$	$Fd = 0.20 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 22 \text{ kgf.m}$	$As = 0.82 \text{ cm}^2$ ($2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2$) $d = 26.10 \text{ cm}$



	yLN = 1.63 cm	As = 0.70 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.80 cm	As = 0.82 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 1.59 cm	% armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.12 tf M = 598 kgf.m fiss = 0.10 mm
3	Md = 844 kgf.m As = 0.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.57 cm	Fd = 0.63 tf situação: GE Meq = 70 kgf.m As = 0.69 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.70 cm	Fd = 0.20 tf situação: GE Meq = 22 kgf.m As = 0.79 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 1.53 cm	As = 0.79 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.12 tf M = 576 kgf.m fiss = 0.09 mm
4	Md = 1004 kgf.m As = 0.92 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.88 cm	Fd = 0.63 tf situação: GE Meq = 70 kgf.m As = 0.84 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.01 cm		As = 0.92 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 685 kgf.m fiss = 0.12 mm
5	Md = 663 kgf.m As = 0.60 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.22 cm	Fd = 0.35 tf situação: GE Meq = 39 kgf.m As = 0.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 423 kgf.m fiss = 0.05 mm
6	Md = 604 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.11 cm	Fd = 0.35 tf situação: GE Meq = 39 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.19 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 379 kgf.m fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45



Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 1.38 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 2 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.09$
2 2-2	$V_d = 0.78 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 0 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.05$
3 3-3	$V_d = 1.40 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 3 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.09$
4 4-4	$V_d = 1.06 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 0 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.07$
5 5-5	$V_d = 1.12 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 3 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.08$

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cislam	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.05$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
2 2-2	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
3 3-3	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.04$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
4 4-4	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.01$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
5 5-5	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.04$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			



Cálculo da viga VB5

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.12 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 38 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.37 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.77 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 260 kgf.m fiss = 0.02 mm



2	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
---	--	--	--	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

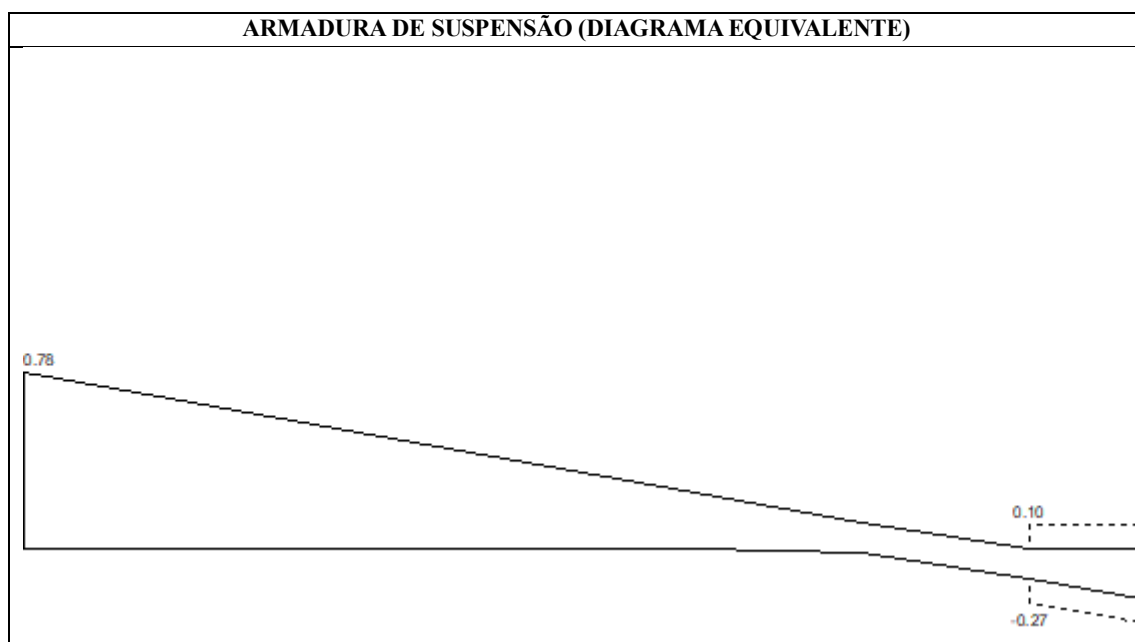
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.78 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)





Nó		Grupo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
2	VB43	-	-	-	0.26	0.02	0.10	15.00
Condição: Nó 2: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VB6

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.33 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 114 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.29 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.61 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 190 kgf.m fiss = 0.01 mm



2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.02 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
---	--	---	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

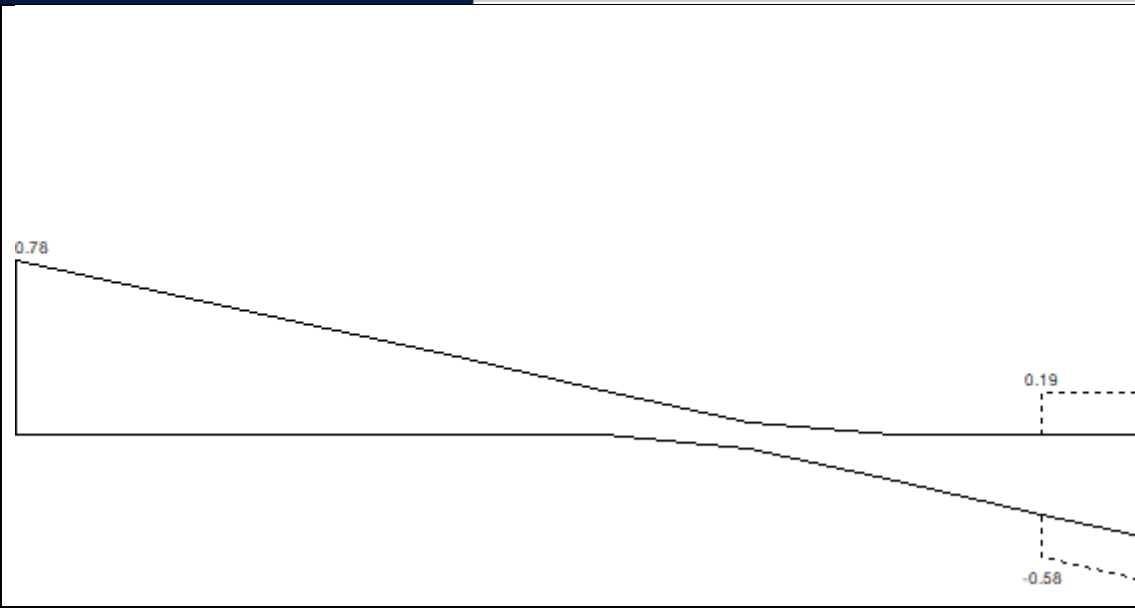
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.78 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
2	VB36	-	-	-	0.49	0.03	0.19	15.00
Condição: Nó 2: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VB7

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.68 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 214 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm				As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.07 tf M = 29 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA



Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.91 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 277 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 608 kgf.m As = 0.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.12 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.47 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.26 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.07 tf M = 406 kgf.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.07 tf M = 82 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.09 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
2 2-2	Vd = 0.70 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados	Armad. à	Armad. mínima	Armad. à	Dados torção	Armad. de



trechos	cisalham	esquerda		direita		torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB8

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 44 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.39 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 147 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 44 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.49 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 152 kgf.m



				fiss = 0.00 mm
2	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 44 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.49 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 153 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.82 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.07		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			





Cálculo da viga VB9

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 37 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.23 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.19 tf M = 115 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 37 kgf.m As = 0.23 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.32 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.19 tf M = 146 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.33 tf situação: PE Meq = 37 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.19 tf M = 2 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

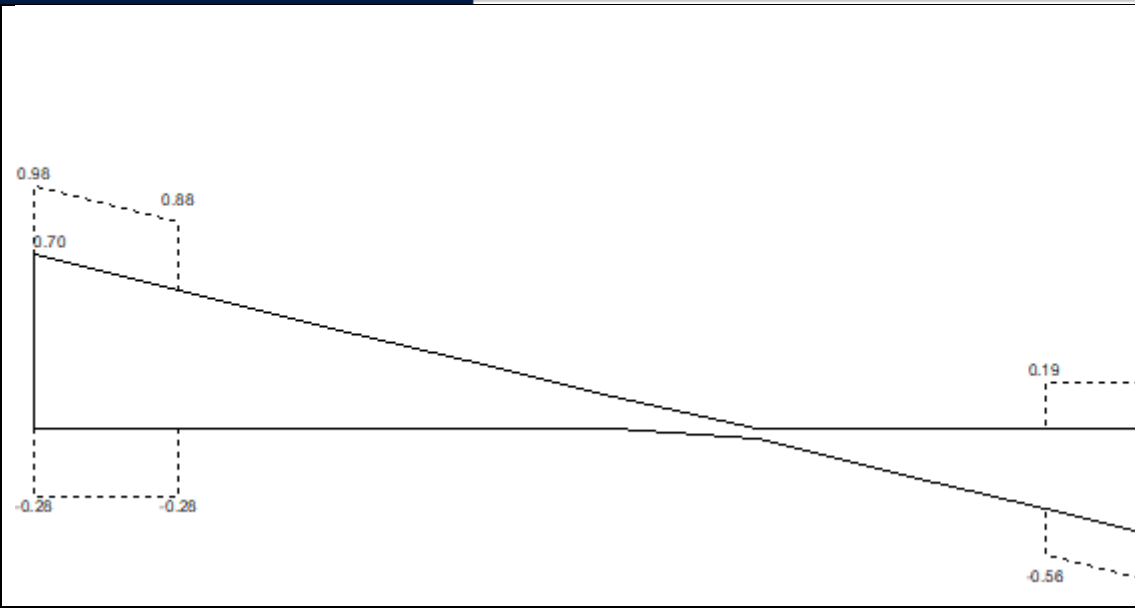
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.70 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VB34	-	-	-	0.70	0.04	0.28	15.00
2	VB36	-	-	-	0.47	0.03	0.19	15.00
Condição: Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior Nó 2: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VB10

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 1305 kgf.m As = 1.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.47 cm		Fd = 0.16 tf situação: GE Meq = 18 kgf.m As = 1.19 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.50 cm		As = 1.21 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.36 F = 0.00 tf M = 926 kgf.m fiss = 0.10 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.16 tf situação: GE Meq = 18 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.42 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf



				M = 149 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 1722 kgf.m As = 1.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.53 cm	Fd = 0.16 tf situação: GE Meq = 16 kgf.m As = 1.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.57 cm		As = 1.73 cm ² (4ø8.0 - 2.01 cm ²) d = 24.70 cm % armad. = 0.48 F = 0.00 tf M = 1209 kgf.m fiss = 0.11 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

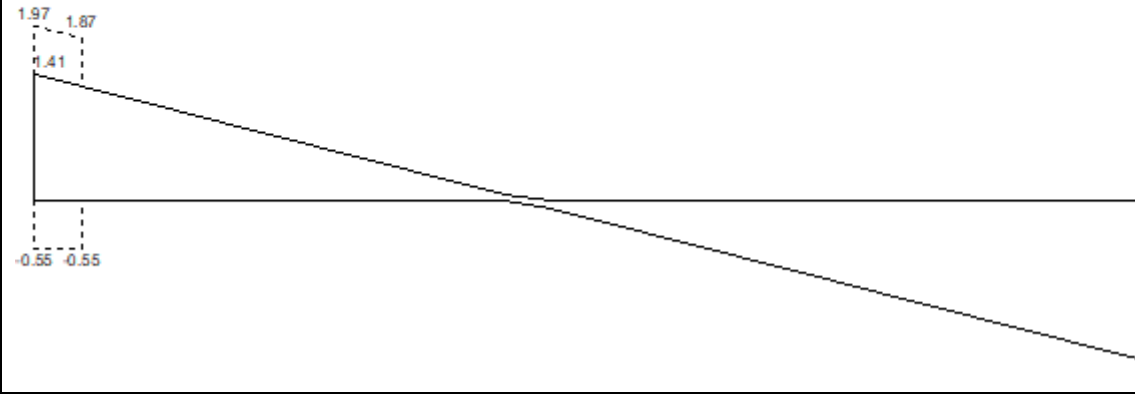
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.99 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.14

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VB30	-	-	-	1.41	0.08	0.55	15.00
Condição: Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VB11

Pavimento Fundação - Lance 1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.29 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.07 cm ² yLN = 0.10 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.07 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.17 tf M = 57 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.16 tf situação: GE Meq = 18 kgf.m As = 0.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.61 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 225 kgf.m fiss = 0.01 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ²			Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.17 cm ²	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm



		$A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$			$A's = 0.06 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.21 \text{ cm}$	% armad. = 0.24 $A's = 0.06 \text{ cm}^2$ (2ø8.0 - 1.01 cm^2) $F = 0.13 \text{ tf}$ $M = 101 \text{ kgf.m}$ fiss = 0.00 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$			$Fd = 0.34 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 38 \text{ kgf.m}$ $As = 0.11 \text{ cm}^2$ $A's = 0.08 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.07 \text{ cm}$	$As = 0.63 \text{ cm}^2$ (2ø8.0 - 1.01 cm^2) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 $A's = 0.08 \text{ cm}^2$ (2ø8.0 - 1.01 cm^2) $F = 0.17 \text{ tf}$ $M = 33 \text{ kgf.m}$ fiss = 0.00 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$		$Fd = 0.59 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 66 \text{ kgf.m}$ $As = 0.19 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.67 \text{ cm}$		$As = 0.63 \text{ cm}^2$ (2ø8.0 - 1.01 cm^2) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 213 \text{ kgf.m}$ fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$		$Fd = 0.29 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 33 \text{ kgf.m}$ $As = 0.10 \text{ cm}^2$ $A's = 0.07 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.06 \text{ cm}$	$As = 0.63 \text{ cm}^2$ (2ø8.0 - 1.01 cm^2) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 $A's = 0.07 \text{ cm}^2$ (2ø8.0 - 1.01 cm^2) $F = 0.17 \text{ tf}$ $M = 42 \text{ kgf.m}$ fiss = 0.00 mm



2	Md = 616 kgf.m As = 0.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.13 cm	Fd = 0.16 tf situação: GE Meq = 18 kgf.m As = 0.53 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.17 cm	Fd = 0.29 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.07 cm ² yLN = 1.07 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.07 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.17 tf M = 410 kgf.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 639 kgf.m As = 0.58 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.16 tf situação: GE Meq = 18 kgf.m As = 0.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.21 cm	Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.61 cm ² A's = 0.06 cm ² yLN = 1.12 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.06 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 422 kgf.m fiss = 0.05 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 38 kgf.m As = 0.29 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.43 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.17 tf M = 164 kgf.m fiss = 0.01 mm
5	Md = 637 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 66 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 38 kgf.m As = 0.62 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 1.10 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.17 tf M = 418 kgf.m fiss = 0.05 mm
6	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 66 kgf.m As = 0.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.91 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 273 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

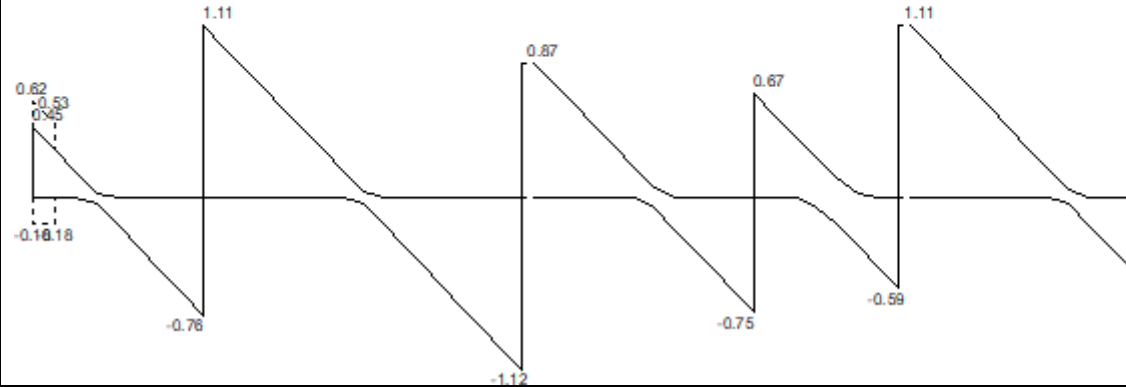


Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 0.76 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 8 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.06$
2 2-2	$V_d = 1.12 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 2 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.07$
3 3-3	$V_d = 0.87 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 3 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.06$
4 4-4	$V_d = 0.67 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 9 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.06$
5 5-5	$V_d = 1.11 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 3 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.08$

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\phi 5.0 \text{ c/ } 15$			
2 2-2	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.01$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\phi 5.0 \text{ c/ } 15$			
3 3-3	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\phi 5.0 \text{ c/ } 15$			
4 4-4	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 0.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\phi 5.0 \text{ c/ } 15$			
5 5-5	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.07$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\phi 5.0 \text{ c/ } 15$			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VB34	-	-	-	0.45	0.03	0.18	15.00
Condição: Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VB12

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.73 tf situação: GE Meq = 81 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.00 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 330 kgf.m fiss = 0.03 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.50 tf situação: GE Meq = 56 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 0.05 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.12 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.29 tf M = 54 kgf.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ²		Fd = 0.47 tf situação: GE Meq = 52 kgf.m As = 0.36 cm ²		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm



			A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		A's = 0.00 cm ² yLN = 0.97 cm		% armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 338 kgf.m fiss = 0.03 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm		Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.23 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 0.35 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.11 tf M = 154 kgf.m fiss = 0.01 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm		Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.63 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 225 kgf.m fiss = 0.01 mm
6 6-6	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm		Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.10 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 0.09 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 42 kgf.m fiss = 0.00 mm
7 7-7	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm		Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ²				As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



		yLN = 1.03 cm				F = 0.05 tf M = 48 kgf.m fiss = 0.00 mm
8 8-8	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.09 tf situação: GE Meq = 10 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.21 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 67 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 881 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.64 cm	Fd = 0.73 tf situação: GE Meq = 81 kgf.m As = 0.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.80 cm		As = 0.80 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 604 kgf.m fiss = 0.10 mm
2	Md = 924 kgf.m As = 0.84 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.72 cm	Fd = 0.73 tf situação: GE Meq = 81 kgf.m As = 0.75 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.88 cm	Fd = 0.50 tf situação: GE Meq = 56 kgf.m As = 0.90 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 1.61 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.12 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.29 tf M = 636 kgf.m fiss = 0.12 mm
3	Md = 929 kgf.m As = 0.85 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.73 cm	Fd = 0.47 tf situação: GE Meq = 52 kgf.m As = 0.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.83 cm	Fd = 0.50 tf situação: GE Meq = 56 kgf.m As = 0.91 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 1.63 cm	As = 0.91 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.12 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.29 tf M = 641 kgf.m fiss = 0.12 mm
4	Md = 952 kgf.m As = 0.87 cm ² A's = 0.00 cm ²	Fd = 0.47 tf situação: GE Meq = 52 kgf.m	Fd = 0.23 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm



	yLN = 1.78 cm	As = 0.81 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.88 cm	As = 0.90 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 1.73 cm	% armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.11 tf M = 657 kgf.m fiss = 0.12 mm
5	Md = 657 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.21 cm	Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.56 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.26 cm	Fd = 0.23 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.62 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 1.16 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.11 tf M = 447 kgf.m fiss = 0.06 mm
6	Md = 565 kgf.m As = 0.51 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.04 cm	Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.48 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.09 cm	Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 0.99 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 386 kgf.m fiss = 0.04 mm
7	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 0.37 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 115 kgf.m fiss = 0.00 mm
8	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.09 tf situação: GE Meq = 10 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.50 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.05 tf M = 147 kgf.m fiss = 0.01 mm
9	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.09 tf situação: GE Meq = 10 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.31 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 79 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL



Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.35 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
2 2-2	Vd = 0.77 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
3 3-3	Vd = 1.37 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
4 4-4	Vd = 1.01 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
5 5-5	Vd = 1.13 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
6 6-6	Vd = 0.74 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
7 7-7	Vd = 0.64 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
8 8-8	Vd = 0.69 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.05		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
4 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
5 5-5	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



6 6-6	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
7 7-7	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
8 8-8	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB13

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 87 kgf.m As = 0.28 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.88 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 348 kgf.m fiss = 0.02 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.26 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.78 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 337 kgf.m fiss = 0.02 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ²		Fd = 0.14 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.00 cm ²		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm



		A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		yLN = 0.75 cm		% armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 337 kgf.m fiss = 0.02 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.13 tf situação: GE Meq = 18 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.74 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.01 tf M = 331 kgf.m fiss = 0.02 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 81 kgf.m As = 0.49 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.27 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 530 kgf.m fiss = 0.05 mm
6 6-6	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			Fd = 0.36 tf situação: GE Meq = 49 kgf.m As = 0.29 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.43 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.17 tf M = 237 kgf.m fiss = 0.01 mm
7 7-7	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.25 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.60 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21



						F = 0.00 tf M = 256 kgf.m fiss = 0.01 mm
8 8-8	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			Fd = 0.53 tf situação: PE Meq = 72 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.12 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.30 tf M = 16 kgf.m fiss = 0.00 mm
9 9-9	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.40 tf situação: GE Meq = 55 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.50 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 193 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 901 kgf.m As = 0.68 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.39 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 87 kgf.m As = 0.60 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.53 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 619 kgf.m fiss = 0.07 mm
2	Md = 1046 kgf.m As = 0.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.63 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 87 kgf.m As = 0.72 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.76 cm		As = 0.79 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21



				F = 0.00 tf M = 722 kgf.m fiss = 0.10 mm
3	Md = 1008 kgf.m As = 0.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.56 cm	Fd = 0.26 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 0.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.62 cm		As = 0.76 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 694 kgf.m fiss = 0.09 mm
4	Md = 1004 kgf.m As = 0.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.56 cm	Fd = 0.14 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.74 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.59 cm		As = 0.76 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.01 tf M = 690 kgf.m fiss = 0.09 mm
5	Md = 1483 kgf.m As = 1.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.41 cm	Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 75 kgf.m As = 1.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.54 cm		As = 1.18 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 30.17 cm % armad. = 0.31 F = 0.01 tf M = 1039 kgf.m fiss = 0.10 mm
6	Md = 1469 kgf.m As = 1.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.39 cm	Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 75 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.51 cm	Fd = 0.36 tf situação: GE Meq = 45 kgf.m As = 1.21 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 2.31 cm	As = 1.21 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 30.17 cm % armad. = 0.31 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.17 tf M = 1028 kgf.m fiss = 0.10 mm
7	Md = 784 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.21 cm	Fd = 0.25 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.56 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.26 cm	Fd = 0.36 tf situação: GE Meq = 49 kgf.m As = 0.64 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 1.13 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.17 tf M = 533 kgf.m fiss = 0.06 mm
8	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.25 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.47 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.08 cm	Fd = 0.53 tf situação: GE Meq = 72 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 0.92 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.12 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.30 tf M = 455 kgf.m fiss = 0.05 mm
9	Md = 762 kgf.m	Fd = 0.40 tf	Fd = 0.53 tf	As = 0.74 cm ²



	$A_s = 0.57 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 1.18 \text{ cm}$	situação: GE $M_{eq} = 55 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.36 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.92 \text{ cm}$	situação: GE $M_{eq} = 72 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.47 \text{ cm}^2$ $A's = 0.12 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.72 \text{ cm}$	$(2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2)$ $d = 31.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.21$ $A's = 0.12 \text{ cm}^2$ $(2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2)$ $F = 0.30 \text{ tf}$ $M = 361 \text{ kgf.m}$ $f_{iss} = 0.03 \text{ mm}$
10	$M_d = 762 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.57 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 1.18 \text{ cm}$	$F_d = 0.40 \text{ tf}$ situação: GE $M_{eq} = 55 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.31 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.83 \text{ cm}$		$A_s = 0.74 \text{ cm}^2$ $(2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2)$ $d = 31.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.21$ $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 319 \text{ kgf.m}$ $f_{iss} = 0.02 \text{ mm}$

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 1.45 \text{ tf}$ $VR_d2 = 18.89 \text{ tf}$	$T_d = 7 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 678 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.09$
2 2-2	$V_d = 1.42 \text{ tf}$ $VR_d2 = 18.89 \text{ tf}$	$T_d = 2 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 678 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.08$
3 3-3	$V_d = 1.42 \text{ tf}$ $VR_d2 = 18.89 \text{ tf}$	$T_d = 2 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 678 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.08$
4 4-4	$V_d = 1.43 \text{ tf}$ $VR_d2 = 18.89 \text{ tf}$	$T_d = 9 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 678 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.09$
5 5-5	$V_d = 1.74 \text{ tf}$ $VR_d2 = 18.89 \text{ tf}$	$T_d = 3 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 678 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.10$
6 6-6	$V_d = 1.25 \text{ tf}$ $VR_d2 = 18.89 \text{ tf}$	$T_d = 5 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 678 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.07$
7 7-7	$V_d = 1.25 \text{ tf}$ $VR_d2 = 18.89 \text{ tf}$	$T_d = 7 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 678 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.08$
8 8-8	$V_d = 0.71 \text{ tf}$ $VR_d2 = 18.89 \text{ tf}$	$T_d = 14 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 678 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.06$
9 9-9	$V_d = 1.05 \text{ tf}$ $VR_d2 = 18.89 \text{ tf}$	$T_d = 1 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 678 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.06$

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO	ARMADURA DE TORÇÃO
-----	--------------------------	--------------------



trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.05		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
2 2-2	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.02		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
3 3-3	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.01		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
4 4-4	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.00		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
5 5-5	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.02		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
6 6-6	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.00		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
7 7-7	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.01		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
8 8-8	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 0.00		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
9 9-9	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.06		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			





Cálculo da viga VB14

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.63 tf situação: GE Meq = 86 kgf.m As = 0.29 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.88 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 348 kgf.m fiss = 0.02 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.22 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.77 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 337 kgf.m fiss = 0.02 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ²		Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.35 cm ² A's = 0.00 cm ²		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm



		A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		yLN = 0.73 cm		% armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 336 kgf.m fiss = 0.02 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.07 tf M = 331 kgf.m fiss = 0.02 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 74 kgf.m As = 0.49 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.26 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 529 kgf.m fiss = 0.05 mm
6 6-6	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			Fd = 0.23 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.28 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 0.46 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 237 kgf.m fiss = 0.01 mm
7 7-7	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.12 tf situação: GE Meq = 16 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.54 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21



						F = 0.00 tf M = 240 kgf.m fiss = 0.01 mm
8 8-8	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 1.29 tf situação: GE Meq = 176 kgf.m As = 0.37 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.37 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 508 kgf.m fiss = 0.05 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 889 kgf.m As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.38 cm	Fd = 0.63 tf situação: GE Meq = 86 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.51 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 613 kgf.m fiss = 0.07 mm
2	Md = 1046 kgf.m As = 0.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.63 cm	Fd = 0.63 tf situação: GE Meq = 86 kgf.m As = 0.72 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.76 cm		As = 0.79 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 725 kgf.m fiss = 0.10 mm
3	Md = 1008 kgf.m As = 0.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.56 cm	Fd = 0.22 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.74 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.61 cm		As = 0.76 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 697 kgf.m fiss = 0.09 mm
4	Md = 1004 kgf.m As = 0.76 cm ²	Fd = 0.04 tf situação: GE		As = 0.76 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



	A's = 0.00 cm ² yLN = 1.56 cm	Meq = 6 kgf.m As = 0.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.57 cm		d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.07 tf M = 694 kgf.m fiss = 0.09 mm
5	Md = 1470 kgf.m As = 1.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.39 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 1.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.50 cm		As = 1.17 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 30.17 cm % armad. = 0.31 F = 0.07 tf M = 1032 kgf.m fiss = 0.10 mm
6	Md = 1473 kgf.m As = 1.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.39 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 1.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.51 cm	Fd = 0.23 tf situação: GE Meq = 29 kgf.m As = 1.20 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 2.34 cm	As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 30.17 cm % armad. = 0.31 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 1034 kgf.m fiss = 0.10 mm
7	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.12 tf situação: GE Meq = 16 kgf.m As = 0.53 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.15 cm	Fd = 0.23 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.58 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 1.07 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 494 kgf.m fiss = 0.05 mm
8	Md = 1406 kgf.m As = 1.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.28 cm	Fd = 1.29 tf situação: GE Meq = 164 kgf.m As = 0.95 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.56 cm		As = 1.11 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 30.17 cm % armad. = 0.31 F = 0.00 tf M = 987 kgf.m fiss = 0.09 mm
9	Md = 902 kgf.m As = 0.68 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.40 cm	Fd = 1.29 tf situação: GE Meq = 176 kgf.m As = 0.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.68 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 629 kgf.m fiss = 0.07 mm





DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.45 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
2 2-2	Vd = 1.42 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
3 3-3	Vd = 1.42 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
4 4-4	Vd = 1.43 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
5 5-5	Vd = 1.74 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
6 6-6	Vd = 1.24 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
7 7-7	Vd = 1.23 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
8 8-8	Vd = 1.70 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.05		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
2 2-2	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.02		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
3 3-3	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.00		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
4 4-4	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.00		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
5 5-5	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.03		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ²			



			(2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
6 6-6	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.00		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
7 7-7	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.01		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
8 8-8	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.07		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			





Cálculo da viga VB15

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.76 tf situação: GE Meq = 85 kgf.m As = 0.37 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.11 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 369 kgf.m fiss = 0.04 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.56 tf situação: GE Meq = 62 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.13 cm ² yLN = 0.15 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.13 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.33 tf M = 99 kgf.m fiss = 0.01 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ²		Fd = 0.22 tf situação: GE Meq = 24 kgf.m As = 0.44 cm ²		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm



			A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		A's = 0.00 cm ² yLN = 1.00 cm		% armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 369 kgf.m fiss = 0.04 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm		Md = 738 kgf.m As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.37 cm		Fd = 0.68 tf situação: GE Meq = 75 kgf.m As = 0.58 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.51 cm		As = 0.67 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 527 kgf.m fiss = 0.07 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm		Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 1.16 tf situação: PE Meq = 129 kgf.m As = 0.27 cm ² A's = 0.27 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.27 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.68 tf M = 27 kgf.m fiss = 0.00 mm
6 6-6	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm		Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.29 cm ² A's = 0.04 cm ² yLN = 0.51 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 213 kgf.m fiss = 0.01 mm
7 7-7	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm		Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ²			Fd = 1.11 tf situação: PE Meq = 123 kgf.m As = 0.26 cm ² A's = 0.26 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



		yLN = 1.03 cm				A's = 0.26 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.64 tf M = 26 kgf.m fiss = 0.00 mm
8 8-8	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 736 kgf.m As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.36 cm		Fd = 0.80 tf situação: GE Meq = 89 kgf.m As = 0.56 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.53 cm		As = 0.67 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 525 kgf.m fiss = 0.07 mm
9 9-9	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 680 kgf.m As = 0.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.26 cm		Fd = 0.94 tf situação: GE Meq = 104 kgf.m As = 0.49 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.46 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 486 kgf.m fiss = 0.06 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 984 kgf.m As = 0.90 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.84 cm	Fd = 0.76 tf situação: GE Meq = 85 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.00 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 677 kgf.m fiss = 0.12 mm
2	Md = 1046 kgf.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.96 cm	Fd = 0.76 tf situação: GE Meq = 85 kgf.m As = 0.86 cm ²	Fd = 0.56 tf situação: GE Meq = 62 kgf.m As = 1.03 cm ²	As = 1.03 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



		A's = 0.00 cm ² yLN = 2.13 cm	A's = 0.13 cm ² yLN = 1.84 cm	A's = 0.13 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.33 tf M = 722 kgf.m fiss = 0.15 mm
3	Md = 1018 kgf.m As = 0.93 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.91 cm	Fd = 0.22 tf situação: GE Meq = 24 kgf.m As = 0.90 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.95 cm	Fd = 0.56 tf situação: GE Meq = 62 kgf.m As = 1.00 cm ² A's = 0.13 cm ² yLN = 1.79 cm	As = 1.00 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.13 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.33 tf M = 703 kgf.m fiss = 0.15 mm
4	Md = 1488 kgf.m As = 1.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.96 cm	Fd = 0.68 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 1.36 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.10 cm		As = 1.44 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 F = 0.00 tf M = 1042 kgf.m fiss = 0.14 mm
5	Md = 1432 kgf.m As = 1.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.74 cm	Fd = 0.68 tf situação: GE Meq = 74 kgf.m As = 1.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.89 cm	Fd = 1.16 tf situação: GE Meq = 128 kgf.m As = 1.48 cm ² A's = 0.27 cm ² yLN = 2.48 cm	As = 1.48 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 26.00 cm % armad. = 0.37 A's = 0.27 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.68 tf M = 1003 kgf.m fiss = 0.17 mm
6	Md = 613 kgf.m As = 0.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.13 cm		Fd = 1.16 tf situação: GE Meq = 129 kgf.m As = 0.70 cm ² A's = 0.27 cm ² yLN = 0.89 cm	As = 0.70 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.27 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.68 tf M = 408 kgf.m fiss = 0.06 mm
7	Md = 608 kgf.m As = 0.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.12 cm		Fd = 1.11 tf situação: GE Meq = 123 kgf.m As = 0.69 cm ² A's = 0.26 cm ² yLN = 0.89 cm	As = 0.69 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.26 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.64 tf M = 405 kgf.m fiss = 0.06 mm
8	Md = 1432 kgf.m As = 1.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.74 cm	Fd = 0.80 tf situação: GE Meq = 89 kgf.m As = 1.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.92 cm	Fd = 1.11 tf situação: GE Meq = 122 kgf.m As = 1.47 cm ² A's = 0.26 cm ² yLN = 2.49 cm	As = 1.47 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 26.00 cm % armad. = 0.37 A's = 0.26 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.64 tf M = 1003 kgf.m



				fiss = 0.16 mm
9	Md = 1494 kgf.m As = 1.45 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.97 cm	Fd = 0.94 tf situação: GE Meq = 96 kgf.m As = 1.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.17 cm		As = 1.45 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 F = 0.00 tf M = 1046 kgf.m fiss = 0.14 mm
10	Md = 1274 kgf.m As = 1.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.51 cm	Fd = 0.94 tf situação: GE Meq = 96 kgf.m As = 1.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.71 cm		As = 1.23 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 F = 0.00 tf M = 887 kgf.m fiss = 0.10 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.43 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
2 2-2	Vd = 0.90 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
3 3-3	Vd = 1.47 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
4 4-4	Vd = 1.71 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11
5 5-5	Vd = 0.80 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
6 6-6	Vd = 1.09 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
7 7-7	Vd = 0.79 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
8 8-8	Vd = 1.71 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11
9 9-9	Vd = 1.67 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11



Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.05		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
4 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
5 5-5	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
6 6-6	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
7 7-7	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
8 8-8	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
9 9-9	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.05		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB16

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 1 kgf.m As = 0.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.07 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 25 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.07 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 25 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 883 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.64 cm	Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.65 cm		As = 0.80 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 581 kgf.m fiss = 0.09 mm
3	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

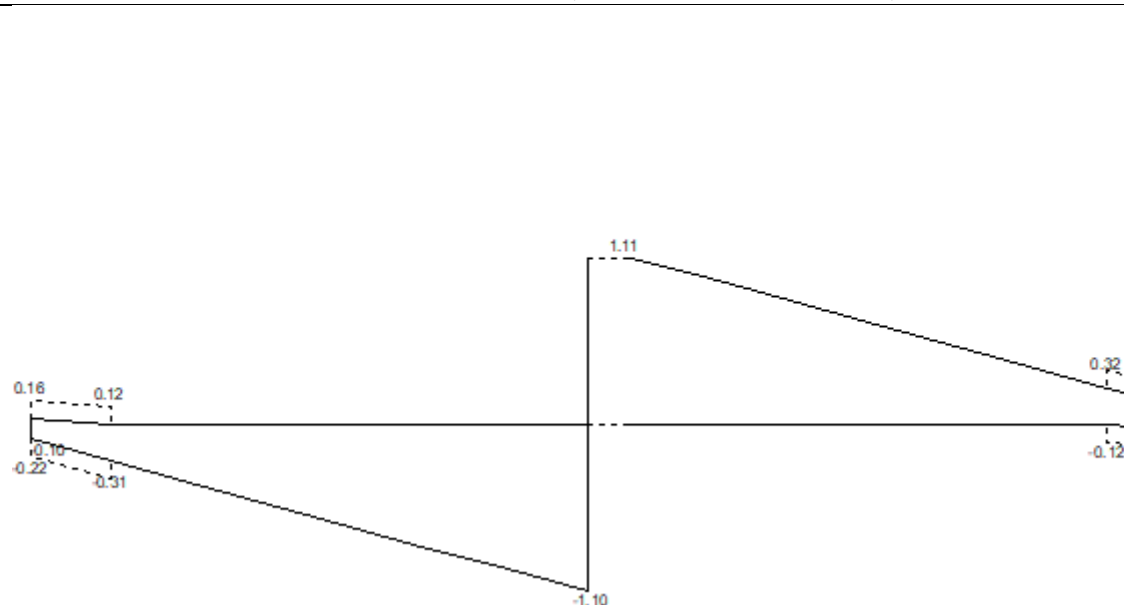
Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.10 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 1.11 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ²			



			(2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
--	--	--	--------------------------	--	--	--

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VB31	-	-	-	-0.10	0.02	0.12	15.00
3	VB33	-	-	-	-0.10	0.02	0.12	15.00

Condição:

Nó 1: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Nó 3: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior





Cálculo da viga VB17

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.53 tf situação: GE Meq = 59 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.57 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 177 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.53 tf situação: GE Meq = 59 kgf.m As = 0.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.78 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 230 kgf.m



				fiss = 0.01 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.53 tf situação: GE Meq = 59 kgf.m As = 0.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.78 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 231 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.90 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.08		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB18

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.82 tf situação: GE Meq = 91 kgf.m As = 0.36 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.12 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 369 kgf.m fiss = 0.04 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.56 tf situação: GE Meq = 62 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.13 cm ² yLN = 0.14 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.13 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.32 tf M = 99 kgf.m fiss = 0.01 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ²		Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 24 kgf.m As = 0.44 cm ²		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm



		A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		A's = 0.00 cm ² yLN = 1.00 cm		% armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 369 kgf.m fiss = 0.04 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 734 kgf.m As = 0.66 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.36 cm		Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 66 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.48 cm		As = 0.66 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 523 kgf.m fiss = 0.07 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.49 tf situação: GE Meq = 54 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 0.44 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.11 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.29 tf M = 212 kgf.m fiss = 0.02 mm
6 6-6	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.10 cm ² yLN = 0.45 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.10 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.27 tf M = 212 kgf.m fiss = 0.02 mm
7 7-7	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 732 kgf.m As = 0.66 cm ² A's = 0.00 cm ²		Fd = 0.70 tf situação: GE Meq = 77 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.50 cm		As = 0.66 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



		yLN = 1.35 cm				F = 0.00 tf M = 522 kgf.m fiss = 0.07 mm
8 8-8	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 681 kgf.m As = 0.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.26 cm		Fd = 0.97 tf situação: GE Meq = 107 kgf.m As = 0.49 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.46 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 486 kgf.m fiss = 0.06 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 975 kgf.m As = 0.89 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.82 cm	Fd = 0.82 tf situação: GE Meq = 91 kgf.m As = 0.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.00 cm		As = 0.89 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 673 kgf.m fiss = 0.12 mm
2	Md = 1042 kgf.m As = 0.95 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.95 cm	Fd = 0.82 tf situação: GE Meq = 91 kgf.m As = 0.85 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.13 cm	Fd = 0.56 tf situação: GE Meq = 62 kgf.m As = 1.02 cm ² A's = 0.13 cm ² yLN = 1.83 cm	As = 1.02 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.13 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.32 tf M = 722 kgf.m fiss = 0.15 mm
3	Md = 1015 kgf.m As = 0.93 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.90 cm	Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 24 kgf.m As = 0.90 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.95 cm	Fd = 0.56 tf situação: GE Meq = 62 kgf.m As = 1.00 cm ² A's = 0.13 cm ² yLN = 1.78 cm	As = 1.00 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.13 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.32 tf M = 702 kgf.m fiss = 0.15 mm



4	Md = 1477 kgf.m As = 1.43 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.93 cm	Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 60 kgf.m As = 1.36 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.06 cm		As = 1.43 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 F = 0.00 tf M = 1035 kgf.m fiss = 0.14 mm
5	Md = 1451 kgf.m As = 1.41 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.88 cm	Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 60 kgf.m As = 1.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.00 cm	Fd = 0.49 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 1.47 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 2.77 cm	As = 1.47 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 A's = 0.11 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.29 tf M = 1016 kgf.m fiss = 0.14 mm
6	Md = 654 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.21 cm		Fd = 0.49 tf situação: GE Meq = 54 kgf.m As = 0.65 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 1.10 cm	As = 0.65 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.11 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.29 tf M = 437 kgf.m fiss = 0.06 mm
7	Md = 1452 kgf.m As = 1.41 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.88 cm	Fd = 0.70 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.03 cm	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 46 kgf.m As = 1.46 cm ² A's = 0.10 cm ² yLN = 2.78 cm	As = 1.46 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 A's = 0.10 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.27 tf M = 1017 kgf.m fiss = 0.14 mm
8	Md = 1482 kgf.m As = 1.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.94 cm	Fd = 0.97 tf situação: GE Meq = 98 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.15 cm		As = 1.44 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 F = 0.00 tf M = 1038 kgf.m fiss = 0.14 mm
9	Md = 1266 kgf.m As = 1.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.49 cm	Fd = 0.97 tf situação: GE Meq = 98 kgf.m As = 1.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.70 cm		As = 1.22 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 F = 0.00 tf M = 884 kgf.m fiss = 0.10 mm



DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.43 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
2 2-2	Vd = 0.90 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
3 3-3	Vd = 1.47 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
4 4-4	Vd = 1.70 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11
5 5-5	Vd = 1.17 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
6 6-6	Vd = 1.17 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
7 7-7	Vd = 1.71 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11
8 8-8	Vd = 1.66 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalhamento	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.05		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
4 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
5	d = 26.10 cm		Vmin = 2.81 tf			



5-5	Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
6 6-6	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
7 7-7	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
8 8-8	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.05		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB19

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.04 tf situação: GE Meq = 115 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.11 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 346 kgf.m fiss = 0.03 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.40 tf situação: GE Meq = 44 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.37 cm	Fd = 0.39 tf situação: GE Meq = 43 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.09 cm ² yLN = 0.21 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.09 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.04 tf M = 82 kgf.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ²		Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.16 cm ²		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm



		A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		A's = 0.00 cm ² yLN = 0.38 cm		% armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 85 kgf.m fiss = 0.00 mm
--	--	---	--	---	--	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 826 kgf.m As = 0.75 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.53 cm	Fd = 1.04 tf situação: GE Meq = 115 kgf.m As = 0.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.76 cm		As = 0.75 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 509 kgf.m fiss = 0.07 mm
2	Md = 1060 kgf.m As = 0.97 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.99 cm	Fd = 1.04 tf situação: GE Meq = 115 kgf.m As = 0.84 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.21 cm	Fd = 0.39 tf situação: GE Meq = 43 kgf.m As = 1.02 cm ² A's = 0.09 cm ² yLN = 1.90 cm	As = 1.02 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.09 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.04 tf M = 672 kgf.m fiss = 0.12 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.40 tf situação: GE Meq = 44 kgf.m As = 0.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.81 cm	Fd = 0.39 tf situação: GE Meq = 43 kgf.m As = 0.41 cm ² A's = 0.09 cm ² yLN = 0.65 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.09 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.04 tf M = 194 kgf.m fiss = 0.01 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 132 kgf.m fiss = 0.00 mm



DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 1.43 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 3 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.10$
2 2-2	$V_d = 0.97 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 5 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.07$
3 3-3	$V_d = 0.89 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 2 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.06$

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.07$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
2 2-2	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 0.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
3 3-3	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.01$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			



Cálculo da viga VB20

Pavimento Fundação - Lance 1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.27 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 70 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.53 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 169 kgf.m fiss = 0.01 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ²		Fd = 0.32 tf situação: GE Meq = 36 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.64 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



		yLN = 1.03 cm				F = 0.00 tf M = 213 kgf.m fiss = 0.01 mm
4 4-4	retangular bw = 24.00 cm h = 30.00 cm	Md = 960 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.45 cm	Fd = 0.44 tf situação: GE Meq = 49 kgf.m As = 0.42 cm ² A's = 0.10 cm ² yLN = 0.38 cm	As = 1.08 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.10 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.14 tf M = 79 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.47 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 102 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m As = 0.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.95 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 294 kgf.m fiss = 0.02 mm
3	Md = 669 kgf.m As = 0.60 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.24 cm	Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m As = 0.56 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.31 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 427 kgf.m



				fiss = 0.05 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.32 tf situação: GE Meq = 36 kgf.m As = 0.46 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.10 cm	Fd = 0.44 tf situação: GE Meq = 49 kgf.m As = 0.56 cm ² A's = 0.10 cm ² yLN = 0.94 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.10 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.14 tf M = 370 kgf.m fiss = 0.04 mm
5	Md = 960 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.36 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.47 cm	Fd = 0.44 tf situação: GE Meq = 49 kgf.m As = 0.44 cm ² A's = 0.10 cm ² yLN = 0.40 cm	As = 1.08 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.10 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.14 tf M = 97 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.85 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-2	Vd = 1.05 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
3 3-3	Vd = 1.12 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
4 4-4	Vd = 1.27 tf VRd2 = 27.18 tf	Td = 25 kgf.m TRd2 = 1927 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf		Vmin = 2.81 tf			



1-1	k = 1.00		Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
4 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 4.82 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 2.46 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB21

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.25 tf situação: GE Meq = 27 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.34 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 95 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.16 tf situação: GE Meq = 129 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 355 kgf.m fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.25 tf situação: GE Meq = 27 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 100 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 1002 kgf.m As = 0.92 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.87 cm	Fd = 1.16 tf situação: GE Meq = 129 kgf.m As = 0.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.13 cm		As = 0.92 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 672 kgf.m fiss = 0.12 mm
3	Md = 768 kgf.m As = 0.70 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.42 cm	Fd = 1.16 tf situação: GE Meq = 129 kgf.m As = 0.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.67 cm		As = 0.70 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 506 kgf.m fiss = 0.07 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.95 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
2 2-2	Vd = 1.40 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção



1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.08		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB22

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.56 tf situação: GE Meq = 63 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.64 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 202 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.14 tf situação: GE Meq = 15 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.45 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 165 kgf.m fiss = 0.01 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ²				As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



		yLN = 1.03 cm				F = 0.00 tf M = 31 kgf.m fiss = 0.00 mm
--	--	------------------	--	--	--	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.56 tf situação: GE Meq = 63 kgf.m As = 0.29 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.86 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 248 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 659 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.22 cm	Fd = 0.56 tf situação: GE Meq = 63 kgf.m As = 0.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.34 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 426 kgf.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 591 kgf.m As = 0.53 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.09 cm	Fd = 0.14 tf situação: GE Meq = 15 kgf.m As = 0.51 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.12 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 372 kgf.m fiss = 0.04 mm
4	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo

I



Inclinação bielas

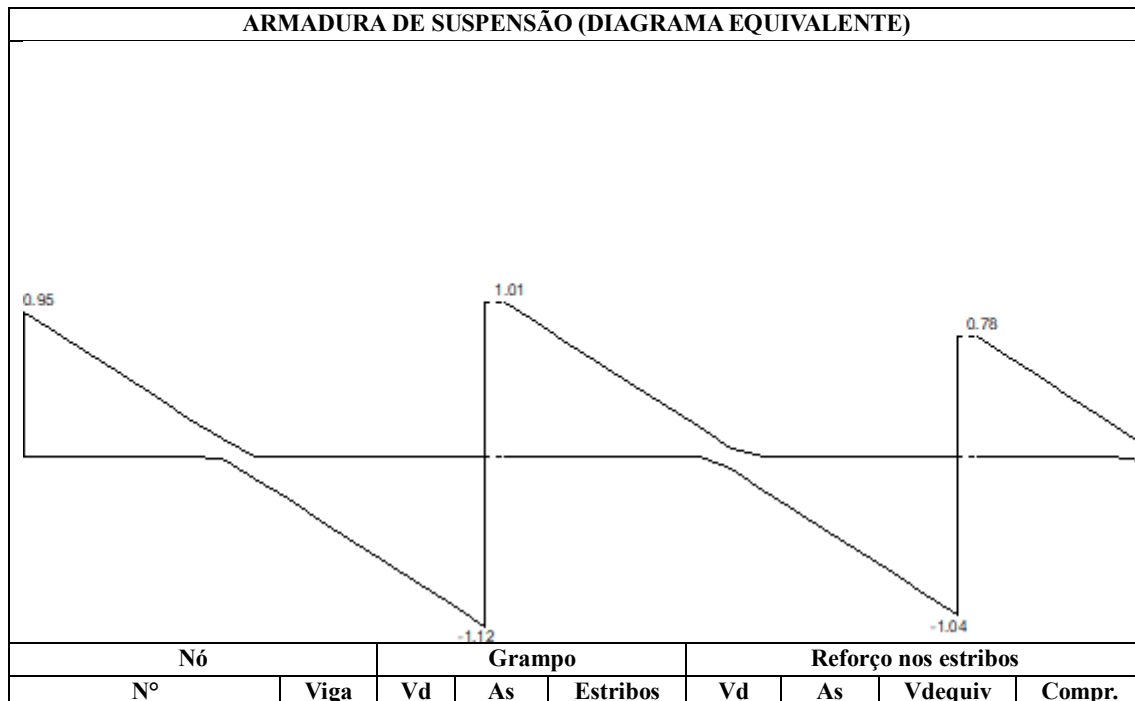
45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 1.12 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 3 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.08$
2 2-2	$V_d = 1.04 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 6 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.08$
3 3-3	$V_d = 0.78 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 8 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.07$

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.06$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $As_{wmin} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\phi 5.0 \text{ c/ } 15$			
2 2-2	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.02$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $As_{wmin} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\phi 5.0 \text{ c/ } 15$			
3 3-3	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $As_{wmin} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\phi 5.0 \text{ c/ } 15$			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)





		(tf)	(cm ²)		(tf)	(cm ²)	(cm ²)	Trecho (cm)
4	VB1	-	-	-	0.27	0.02	0.10	15.00
Condição: Nó 4: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VB23

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.53 tf situação: GE Meq = 58 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.61 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 194 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.19 tf situação: GE Meq = 21 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 173 kgf.m fiss = 0.01 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ²				As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



		yLN = 1.03 cm				F = 0.00 tf M = 30 kgf.m fiss = 0.00 mm
--	--	------------------	--	--	--	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.53 tf situação: GE Meq = 58 kgf.m As = 0.28 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.81 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 233 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 648 kgf.m As = 0.58 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.20 cm	Fd = 0.53 tf situação: GE Meq = 58 kgf.m As = 0.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.31 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 418 kgf.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 610 kgf.m As = 0.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.12 cm	Fd = 0.19 tf situação: GE Meq = 21 kgf.m As = 0.53 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 387 kgf.m fiss = 0.04 mm
4	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
-------------------	---



Inclinação bielas

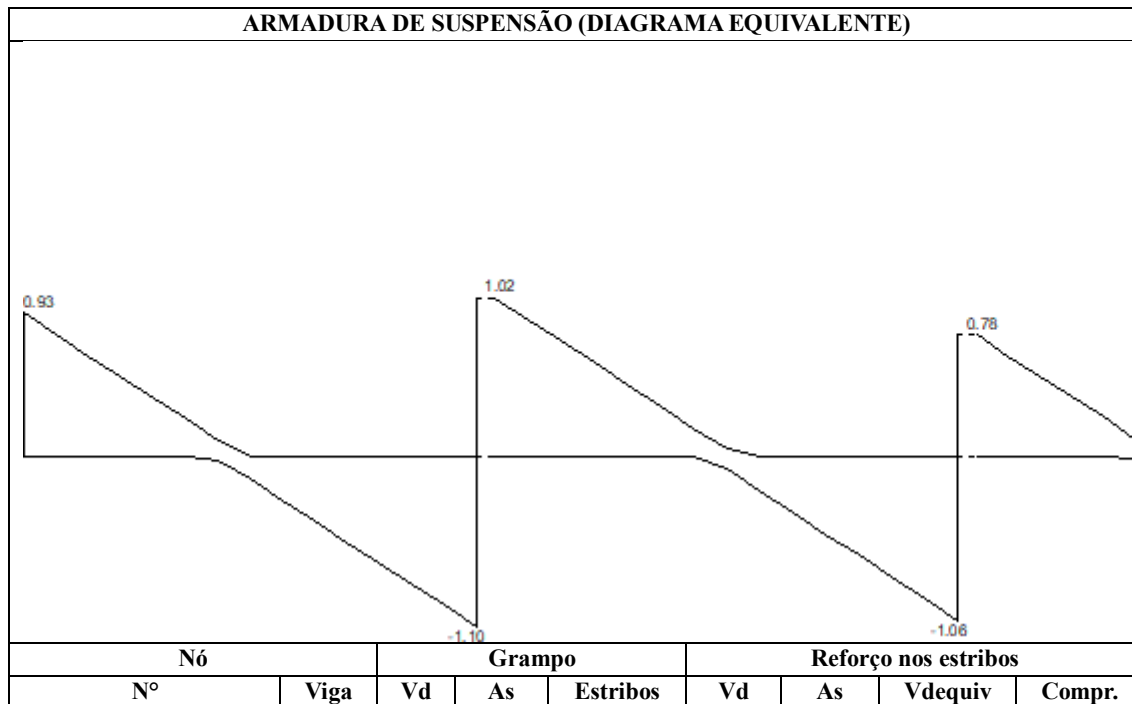
45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 1.10 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 3 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.08$
2 2-2	$V_d = 1.06 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 6 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.08$
3 3-3	$V_d = 0.78 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 8 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.06$

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.06$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $As_{wmin} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\phi 5.0 \text{ c/ } 15$			
2 2-2	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.02$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $As_{wmin} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\phi 5.0 \text{ c/ } 15$			
3 3-3	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $As_{wmin} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\phi 5.0 \text{ c/ } 15$			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)





		(tf)	(cm ²)		(tf)	(cm ²)	(cm ²)	Trecho (cm)
4	VB1	-	-	-	0.26	0.02	0.10	15.00
Condição: Nó 4: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VB24

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 27 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.33 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 95 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.16 tf situação: GE Meq = 129 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 355 kgf.m fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 27 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.47 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 100 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 997 kgf.m As = 0.91 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.87 cm	Fd = 1.16 tf situação: GE Meq = 129 kgf.m As = 0.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.12 cm		As = 0.91 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 672 kgf.m fiss = 0.12 mm
3	Md = 762 kgf.m As = 0.69 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.41 cm	Fd = 1.16 tf situação: GE Meq = 129 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.66 cm		As = 0.69 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 505 kgf.m fiss = 0.07 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.94 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
2 2-2	Vd = 1.40 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção



1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.08		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB25

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 207 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.62 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.66 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 207 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA



Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.96 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 271 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 678 kgf.m As = 0.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.25 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.53 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.39 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 431 kgf.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.62 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.96 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 273 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.13 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 1.13 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados	Armad. à	Armad. mínima	Armad. à	Dados torção	Armad. de



trechos	cisalham	esquerda		direita		torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB26

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 207 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 207 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA



Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.96 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 272 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 681 kgf.m As = 0.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.26 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.53 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.39 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 431 kgf.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.96 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 272 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.13 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 1.13 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados	Armad. à	Armad. mínima	Armad. à	Dados torção	Armad. de



trechos	cisalham	esquerda		direita		torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB27

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 207 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 206 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA



Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.99 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 277 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 691 kgf.m As = 0.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.41 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 432 kgf.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.99 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 277 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.14 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 1.14 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados	Armad. à	Armad. mínima	Armad. à	Dados torção	Armad. de



trechos	cisalham	esquerda		direita		torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB28

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.66 tf situação: GE Meq = 74 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 207 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.67 tf situação: GE Meq = 74 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.69 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 208 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA



Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.66 tf situação: GE Meq = 74 kgf.m As = 0.35 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 286 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 715 kgf.m As = 0.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.32 cm	Fd = 0.67 tf situação: GE Meq = 74 kgf.m As = 0.56 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.46 cm		As = 0.65 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 447 kgf.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.67 tf situação: GE Meq = 74 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.97 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 264 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.13 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 1.16 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados	Armad. à	Armad. mínima	Armad. à	Dados torção	Armad. de



trechos	cisalham	esquerda		direita		torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB29

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 73 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.64 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 217 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.19 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.54 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 206 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA



Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 73 kgf.m As = 0.41 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.10 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 301 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 939 kgf.m As = 0.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.45 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 73 kgf.m As = 0.64 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.57 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 500 kgf.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.19 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.00 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 339 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.32 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 1.23 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados	Armad. à	Armad. mínima	Armad. à	Dados torção	Armad. de



trechos	cisalham	esquerda		direita		torção
1 1-1	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.05		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
2 2-2	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.01		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			





Cálculo da viga VB30

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.29 cm	Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 41 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.19 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.12 tf M = 38 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 960 kgf.m As = 0.88 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.79 cm	Td = 125 kgf.m Asl = 0.59 cm ² Aspele = 0.00 cm ² As = + 0.30 cm ² A's = +0.30 cm ²	Fd = 1.37 tf situação: GE Meq = 152 kgf.m As = 0.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.09 cm		As = 1.17 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.36 A's = 0.30 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf



						M = 672 kgf.m fiss = 0.05 mm
3 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.29 cm	Fd = 0.62 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.16 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.26 tf M = 99 kgf.m fiss = 0.00 mm
4 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.45 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 0.28 cm ² A's = 0.10 cm ² yLN = 0.37 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.10 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.24 tf M = 66 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.82 cm	Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 41 kgf.m As = 0.44 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.72 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.12 tf M = 199 kgf.m fiss = 0.01 mm





2	Md = 1353 kgf.m As = 1.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.58 cm	Fd = 1.37 tf situação: GE Meq = 150 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.88 cm	Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 41 kgf.m As = 1.30 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 2.49 cm	As = 1.61 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 26.00 cm % armad. = 0.37 A's = 0.39 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.12 tf M = 868 kgf.m fiss = 0.11 mm
3	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
4	Md = 1527 kgf.m As = 1.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.10 cm	Fd = 1.37 tf situação: GE Meq = 133 kgf.m As = 1.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.40 cm	Fd = 0.62 tf situação: GE Meq = 61 kgf.m As = 1.60 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 2.97 cm	As = 1.89 cm ² (4ø8.0 - 2.01 cm ²) d = 24.70 cm % armad. = 0.48 A's = 0.44 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.26 tf M = 995 kgf.m fiss = 0.08 mm
5	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.39 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.80 cm	Fd = 0.62 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 0.47 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.67 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.26 tf M = 191 kgf.m fiss = 0.01 mm
6	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.45 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 0.43 cm ² A's = 0.10 cm ² yLN = 0.66 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.10 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.24 tf M = 133 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

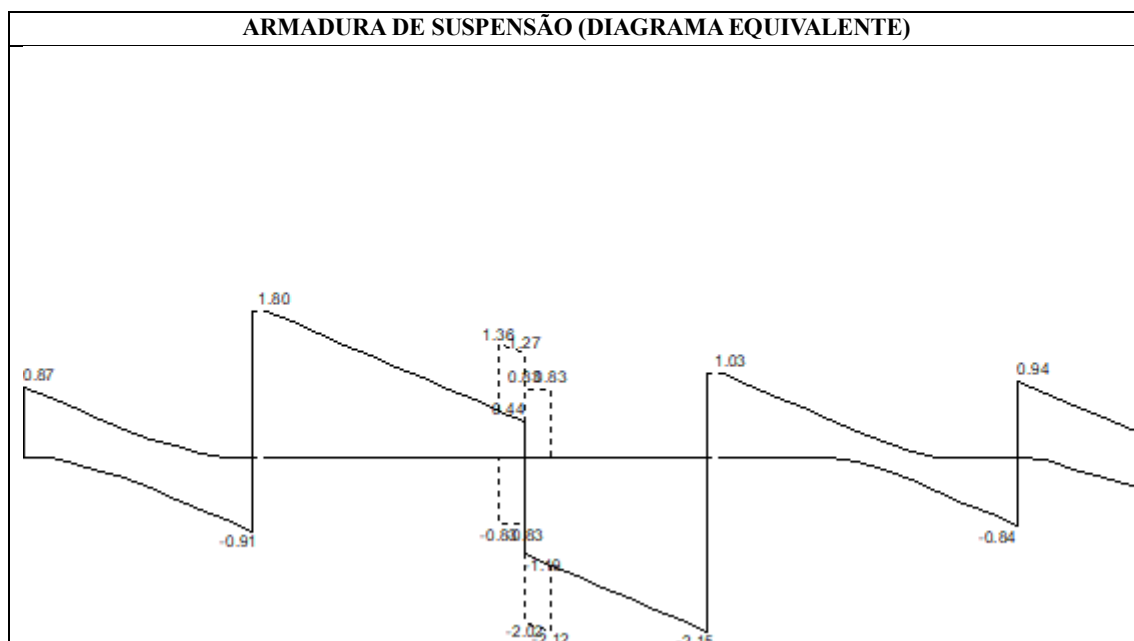
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites



Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.91 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
2 2-3	Vd = 2.15 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 125 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.37
3 4-4	Vd = 1.03 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
4 5-5	Vd = 0.94 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 26 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15		he = 4.77 cm Ae = 137.64 cm²	A90 = 1.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15 ø 6.3 c/ 15 ø 8.0 c/ 15 ø 10.0 c/ 15
3 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
4 5-5	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Nó		Grupo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
3	VB10	-	-	-	-1.41	0.24	0.83	30.00
Condição: Nó 3: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VB31

Pavimento Fundação - Lance 1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.02 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 3 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.42 cm ²		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



		$A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.87 \text{ cm}$		$F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 297 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.02 \text{ mm}$
--	--	---	--	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

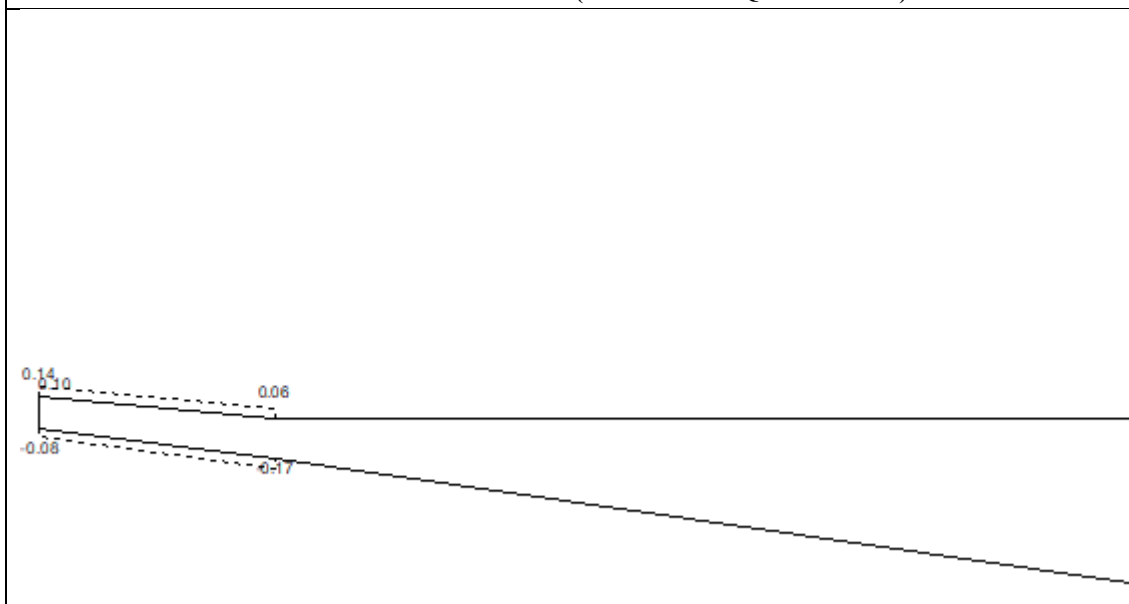
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 0.79 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 39 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.12$

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armاد. à esquerda	Armاد. mínima	Armاد. à direita	Dados torção	Armاد. de torção
1 1-1	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.09$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)





Nó		Grupo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VB16	-	-	-	0.10	0.01	0.04	15.00
Condição: Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VB32

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 19.00 cm h = 35.00 cm	Md = 1078 kgf.m As = 0.81 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.23 cm		Fd = 2.19 tf situação: GE Meq = 298 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.57 cm		As = 1.00 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.15 F = 0.00 tf M = 767 kgf.m fiss = 0.11 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1453 kgf.m As = 1.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.66 cm	Fd = 2.19 tf situação: GE Meq = 298 kgf.m As = 0.83 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.02 cm		As = 1.10 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.23 F = 0.00 tf M = 959 kgf.m



				fiss = 0.08 mm
2	Md = 1352 kgf.m As = 1.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.55 cm	Fd = 2.19 tf situação: GE Meq = 298 kgf.m As = 0.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.90 cm		As = 1.03 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.15 F = 0.00 tf M = 887 kgf.m fiss = 0.14 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.94 tf VRd2 = 25.64 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1507 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 31.10 cm Vc0 = 4.55 tf k = 1.08		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.95 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			





Cálculo da viga VB33

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.01 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.03 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 3 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.42 cm ²		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



		$A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.87 \text{ cm}$		$F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 297 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.02 \text{ mm}$
--	--	---	--	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

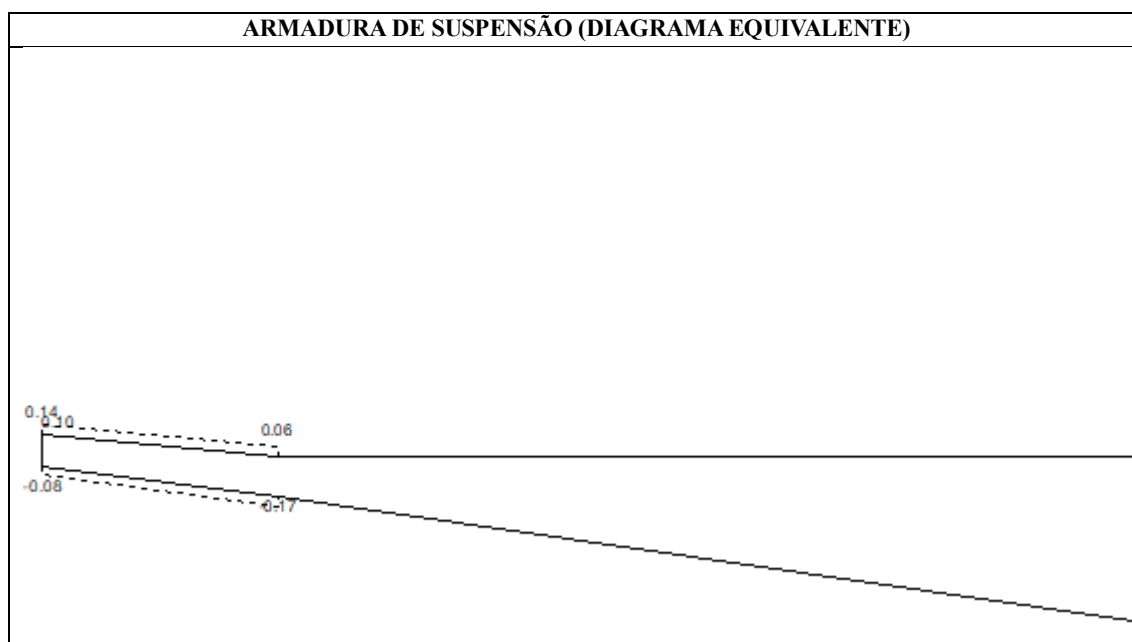
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 0.79 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 40 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.12$

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armاد. à esquerda	Armاد. mínima	Armاد. à direita	Dados torção	Armاد. de torção
1 1-1	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.09$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)





Nó		Grupo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VB16	-	-	-	0.10	0.01	0.04	15.00
Condição: Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VB34

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.23 tf situação: GE Meq = 25 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.43 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 85 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Td = 58 kgf.m Asl = 0.28 cm ² Aspele = 0.00 cm ² As = +0.14 cm ² A's = +0.14 cm ²	Fd = 0.18 tf situação: GE Meq = 20 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.52 cm		As = 0.64 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 140 kgf.m fiss = 0.01 mm



3 4-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Td = 214 kgf.m Asl = 1.02 cm ² Aspele = 0.00 cm ² As = + 0.51 cm ² A's = +0.51 cm ²	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.56 cm	As = 1.01 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.51 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 164 kgf.m fiss = 0.01 mm
4 6-7	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Td = 53 kgf.m Asl = 0.28 cm ² Aspele = 0.00 cm ² As = + 0.13 cm ² A's = +0.13 cm ²	Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 67 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.71 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 191 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.23 tf situação: GE Meq = 25 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.77 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 136 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 645 kgf.m As = 0.58 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.19 cm	Fd = 0.23 tf situação: GE Meq = 25 kgf.m As = 0.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.24 cm		As = 0.72 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.00 tf M = 314 kgf.m fiss = 0.03 mm
3	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
4	Md = 807 kgf.m As = 0.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.56 cm	Fd = 0.41 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m As = 0.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.64 cm		As = 1.27 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 A's = 0.51 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 464 kgf.m fiss = 0.03 mm
5	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.39 cm		As = 1.01 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.51 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 41 kgf.m fiss = 0.00 mm
6	Md = 713 kgf.m As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.37 cm	Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 61 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.49 cm		As = 1.18 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 A's = 0.51 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 386 kgf.m fiss = 0.02 mm
7	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
8	Md = 720 kgf.m As = 0.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.33 cm	Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 66 kgf.m As = 0.58 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.46 cm		As = 0.79 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 383 kgf.m fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL



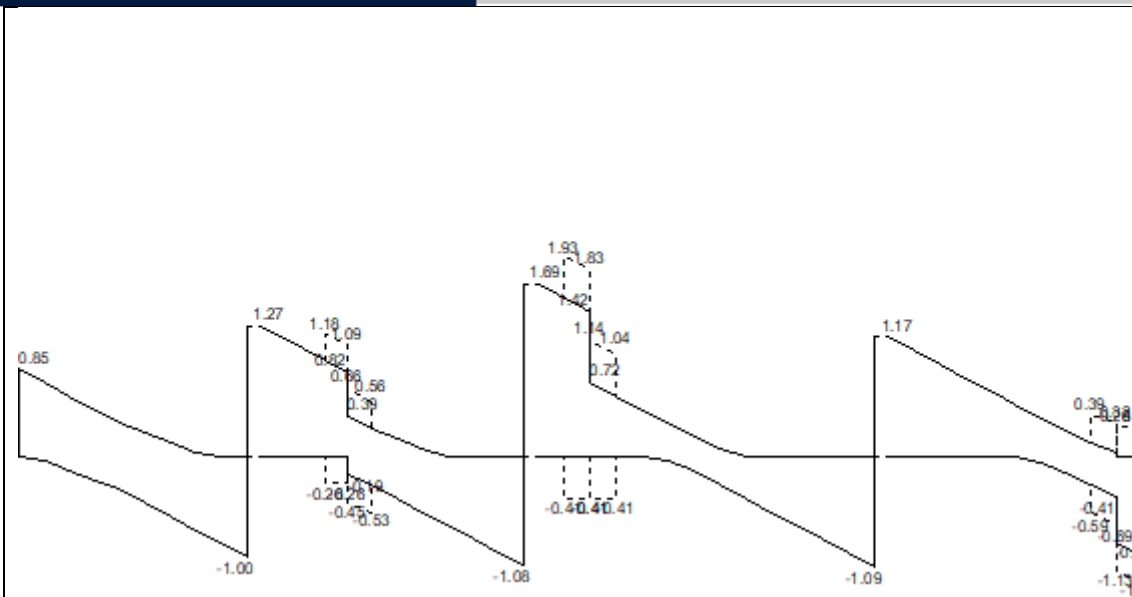
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.00 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-3	Vd = 1.27 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 58 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19
3 4-5	Vd = 1.69 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 214 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.51
4 6-7	Vd = 1.35 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 53 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15		he = 4.77 cm Ae = 137.64 cm²	A90 = 0.49 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15 ø 6.3 c/ 15 ø 8.0 c/ 15 ø 10.0 c/ 15
3 4-5	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 3.84 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11		he = 4.77 cm Ae = 137.64 cm²	A90 = 1.79 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 11 ø 6.3 c/ 15 ø 8.0 c/ 15 ø 10.0 c/ 15
4 6-7	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.05		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15		he = 4.77 cm Ae = 137.64 cm²	A90 = 0.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15 ø 6.3 c/ 15 ø 8.0 c/ 15 ø 10.0 c/ 15

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
3	VB11	-	-	-	-0.45	0.08	0.26	30.00
5	VB9	-	-	-	-0.70	0.12	0.41	30.00
7	VB3	-	-	-	-0.48	0.08	0.28	30.00

Condição:

Nó 3: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Nó 5: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Nó 7: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior





Cálculo da viga VB35

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.66 tf situação: GE Meq = 74 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 207 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.67 tf situação: GE Meq = 74 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.68 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 208 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA



Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.66 tf situação: GE Meq = 74 kgf.m As = 0.35 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 286 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 714 kgf.m As = 0.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.32 cm	Fd = 0.67 tf situação: GE Meq = 74 kgf.m As = 0.56 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.46 cm		As = 0.65 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 446 kgf.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.67 tf situação: GE Meq = 74 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.97 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 264 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.13 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 1.15 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados	Armad. à	Armad. mínima	Armad. à	Dados torção	Armad. de



trechos	cisalham	esquerda		direita		torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB36

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.68 tf situação: GE Meq = 75 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.82 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 245 kgf.m fiss = 0.02 mm
2 3-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.79 tf situação: GE Meq = 88 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.88 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 268 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA



Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 702 kgf.m As = 0.63 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	Fd = 0.68 tf situação: GE Meq = 75 kgf.m As = 0.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.44 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 402 kgf.m fiss = 0.04 mm
2	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 940 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.75 cm	Fd = 0.79 tf situação: GE Meq = 88 kgf.m As = 0.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.92 cm		As = 0.86 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 586 kgf.m fiss = 0.09 mm
4	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
5	Md = 579 kgf.m As = 0.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.07 cm	Fd = 0.78 tf situação: GE Meq = 87 kgf.m As = 0.42 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.23 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 338 kgf.m fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites



Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 1.44 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11
2 3-4	Vd = 1.50 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 19 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalhamento	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.05		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 3-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.06		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)								
Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm ²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm ²)	Vdequiv (cm ²)	Compr. Trecho (cm)
2	VB9	-	-	-	-0.47	0.08	0.28	30.00
4	VB6	-	-	-	-0.49	0.08	0.29	30.00
Condição: Nó 2: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior Nó 4: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								



Cálculo da viga VB37

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 207 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 206 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA



Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.97 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 271 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 685 kgf.m As = 0.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.27 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.40 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 433 kgf.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 71 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.97 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 274 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.14 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
2 2-2	Vd = 1.13 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados	Armad. à	Armad. mínima	Armad. à	Dados torção	Armad. de



trechos	cisalham	esquerda		direita		torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB38

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.56 tf situação: GE Meq = 76 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.63 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 215 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.63 tf situação: GE Meq = 86 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.64 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 221 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA



Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.56 tf situação: GE Meq = 76 kgf.m As = 0.39 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.06 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 299 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 889 kgf.m As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.37 cm	Fd = 0.63 tf situação: GE Meq = 86 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.51 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 485 kgf.m fiss = 0.04 mm
3	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.63 tf situação: GE Meq = 86 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.00 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 279 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.29 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
2 2-2	Vd = 1.28 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados	Armad. à	Armad. mínima	Armad. à	Dados torção	Armad. de



trechos	cisalham	esquerda		direita		torção
1 1-1	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.06		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
2 2-2	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.06		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			





Cálculo da viga VB39

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 60 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.58 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 171 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.66 tf situação: GE Meq = 73 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 203 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA



Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 573 kgf.m As = 0.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.06 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 60 kgf.m As = 0.45 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.17 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 327 kgf.m fiss = 0.03 mm
2	Md = 687 kgf.m As = 0.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.27 cm	Fd = 0.66 tf situação: GE Meq = 73 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.41 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 421 kgf.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.66 tf situação: GE Meq = 73 kgf.m As = 0.35 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 282 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.09 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 1.13 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados	Armad. à	Armad. mínima	Armad. à	Dados torção	Armad. de



trechos	cisalham	esquerda		direita		torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.06		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB40

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 60 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.58 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 181 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 60 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.94 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 252 kgf.m



				fiss = 0.02 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 60 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.93 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 251 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.97 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VB41

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.35 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 105 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.59 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 136 kgf.m



				fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.60 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 141 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.78 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.06		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VB42

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.02 tf situação: GE Meq = 114 kgf.m As = 0.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.11 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 346 kgf.m fiss = 0.03 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.12 tf situação: GE Meq = 13 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.29 cm	Fd = 0.27 tf situação: GE Meq = 30 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.06 cm ² yLN = 0.21 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.06 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.08 tf M = 83 kgf.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ²		Fd = 0.12 tf situação: GE Meq = 13 kgf.m As = 0.15 cm ²	Fd = 0.30 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.20 cm ²	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm



		A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		A's = 0.00 cm ² yLN = 0.36 cm	A's = 0.07 cm ² yLN = 0.27 cm	% armad. = 0.24 A's = 0.07 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 68 kgf.m fiss = 0.00 mm
--	--	---	--	---	---	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 792 kgf.m As = 0.72 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.47 cm	Fd = 1.02 tf situação: GE Meq = 114 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.69 cm		As = 0.72 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 502 kgf.m fiss = 0.07 mm
2	Md = 1031 kgf.m As = 0.94 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.93 cm	Fd = 1.02 tf situação: GE Meq = 114 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.15 cm	Fd = 0.27 tf situação: GE Meq = 30 kgf.m As = 0.98 cm ² A's = 0.06 cm ² yLN = 1.87 cm	As = 0.98 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.06 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.08 tf M = 669 kgf.m fiss = 0.12 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.12 tf situação: GE Meq = 13 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.70 cm	Fd = 0.30 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.37 cm ² A's = 0.07 cm ² yLN = 0.62 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.07 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 174 kgf.m fiss = 0.01 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.12 tf situação: GE Meq = 13 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.71 cm	Fd = 0.30 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.38 cm ² A's = 0.07 cm ² yLN = 0.63 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.07 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 139 kgf.m fiss = 0.01 mm



DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.41 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
2 2-2	Vd = 0.92 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
3 3-3	Vd = 0.85 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VB43

Pavimento Fundação - Lance 1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.31 tf situação: GE Meq = 34 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.47 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 149 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.32 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.55 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 182 kgf.m fiss = 0.01 mm
3 3-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ²		Fd = 0.27 tf situação: GE Meq = 30 kgf.m As = 0.27 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.68 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



		yLN = 1.03 cm				F = 0.00 tf M = 236 kgf.m fiss = 0.01 mm
--	--	------------------	--	--	--	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.31 tf situação: GE Meq = 34 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.77 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 204 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 599 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.10 cm	Fd = 0.32 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.17 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 366 kgf.m fiss = 0.04 mm
3	Md = 643 kgf.m As = 0.58 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.19 cm	Fd = 0.32 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.25 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 423 kgf.m fiss = 0.05 mm
4	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
5	Md = 580 kgf.m As = 0.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.07 cm	Fd = 0.26 tf situação: GE Meq = 29 kgf.m As = 0.49 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.12 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 398 kgf.m fiss = 0.04 mm



DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

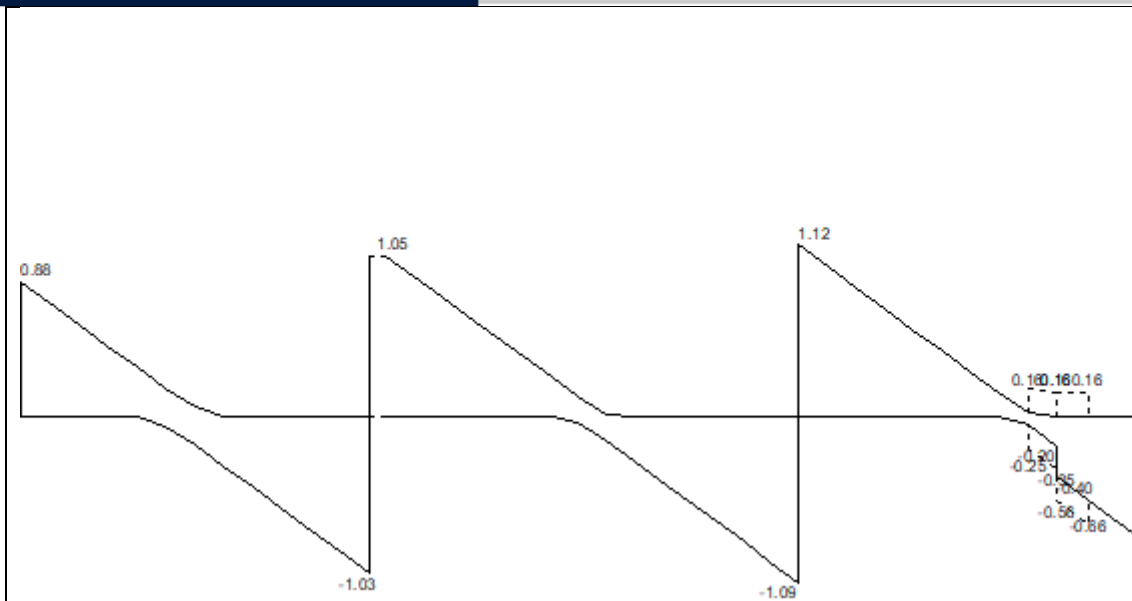
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.03 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
2 2-2	Vd = 1.09 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
3 3-4	Vd = 1.16 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 16 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grupo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
4	VB5	-	-	-	-0.26	0.05	0.16	30.00
Condição: Nó 4: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VB44

Pavimento Fundação - Lance 1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 24.00 cm h = 30.00 cm	Md = 960 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.13 tf situação: GE Meq = 15 kgf.m As = 0.48 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.61 cm	Fd = 0.55 tf situação: GE Meq = 61 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.13 cm ² yLN = 0.53 cm	As = 1.08 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.13 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.20 tf M = 123 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 960 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.13 tf situação: GE Meq = 15 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ²	Fd = 0.55 tf situação: GE Meq = 61 kgf.m As = 0.63 cm ² A's = 0.13 cm ²	As = 1.08 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.13 cm ²



		yLN = 0.68 cm	yLN = 0.60 cm	(2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.20 tf M = 307 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 960 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.13 tf situação: GE Meq = 15 kgf.m As = 0.46 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.58 cm	Fd = 0.55 tf situação: GE Meq = 61 kgf.m As = 0.55 cm ² A's = 0.13 cm ² yLN = 0.50 cm	As = 1.08 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.13 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.20 tf M = 105 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

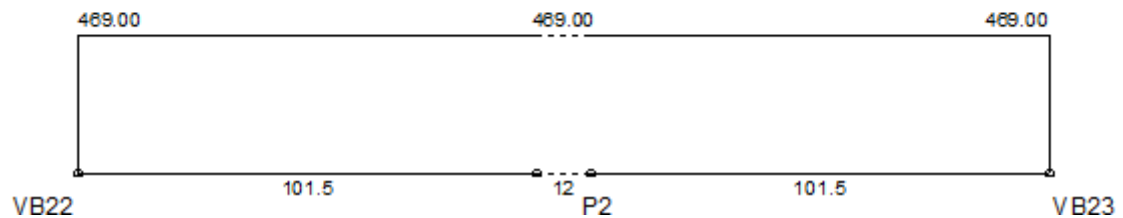
Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.85 tf VRd2 = 27.18 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 1927 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 4.82 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 2.46 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

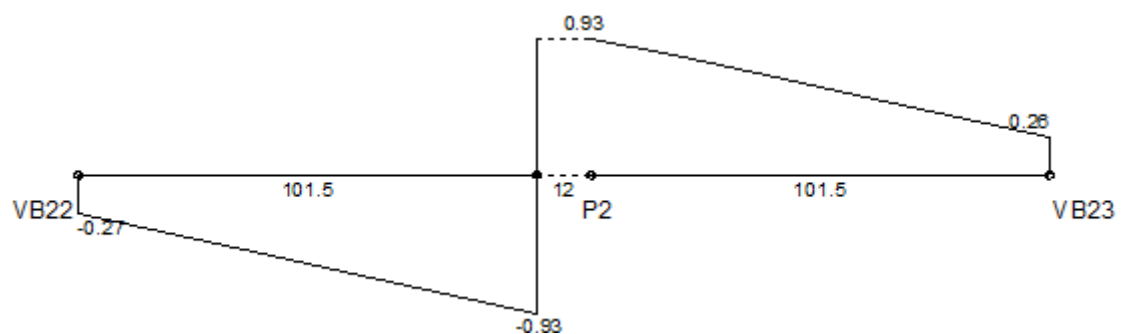


Diagramas: VIGA VB1 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

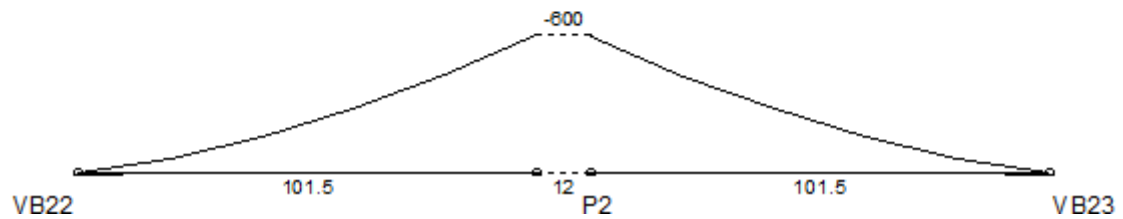


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf,cm]

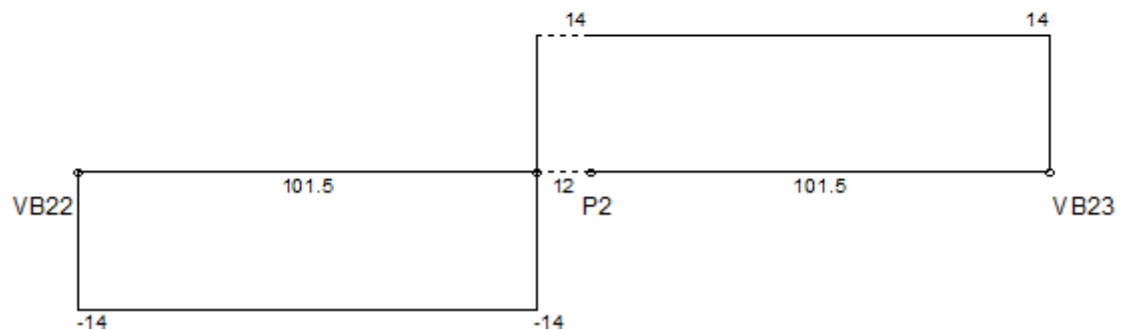




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

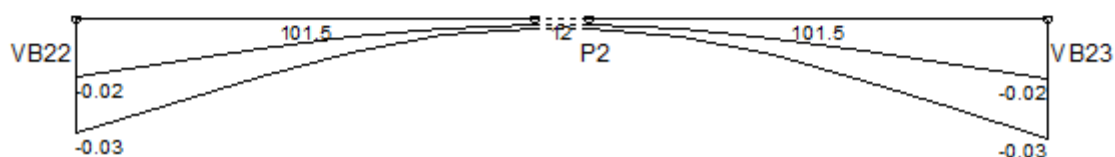




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

----	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)



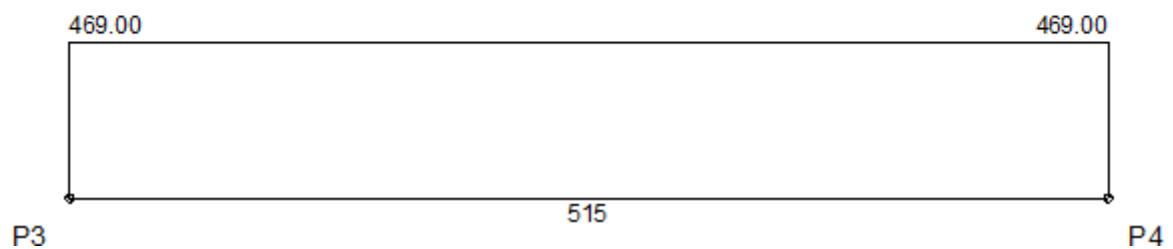
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	0	-0.02	101.5
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	0	-0.02	101.5
Flecha diferida	-0.02	0	-0.02	101.5
Flecha total	-0.03	0	-0.03	101.5

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	3.15	3.15	3.15	3.15	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.45	0.45	0.45	0.45	-
Momento de fissuração (kgf.m)	-	808	808	808	808	-
Momento em serviço (kgf.m)	-	6	-408	-408	6	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	2.61	98.90	98.77	2.72	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15			
Multiplicador flecha total	2.06		2.06			

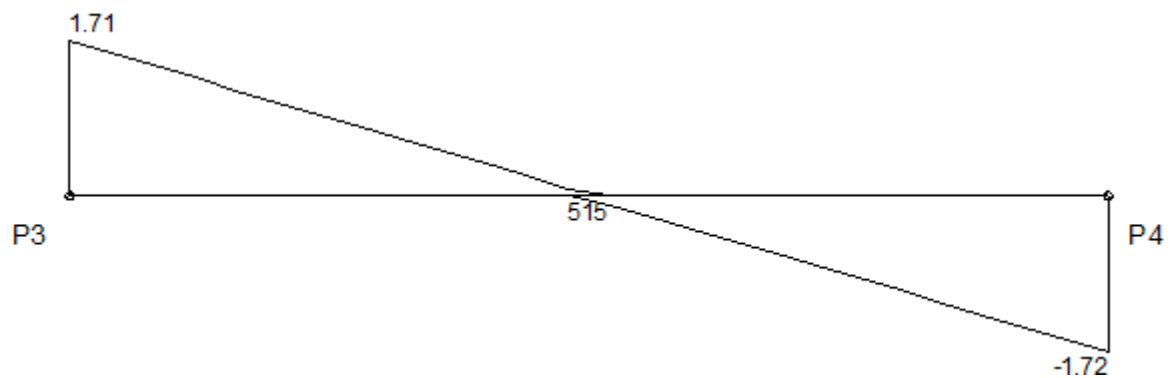


Diagramas: VIGA VB2 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

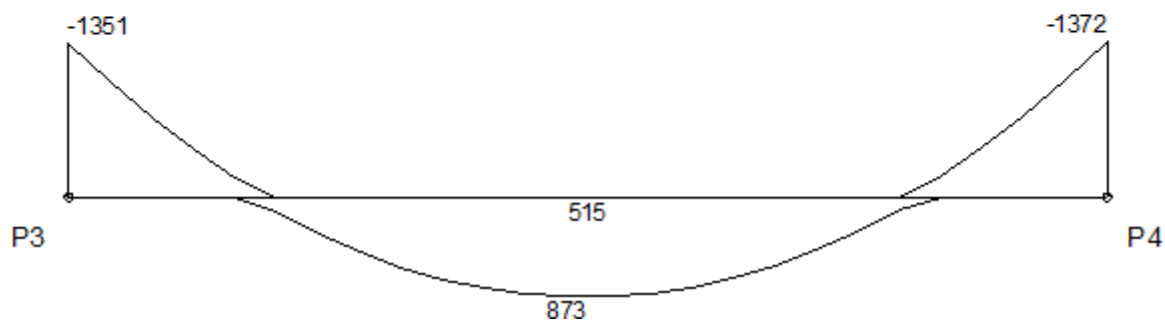


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

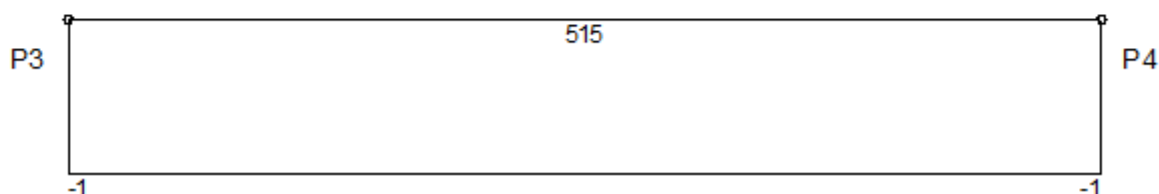




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

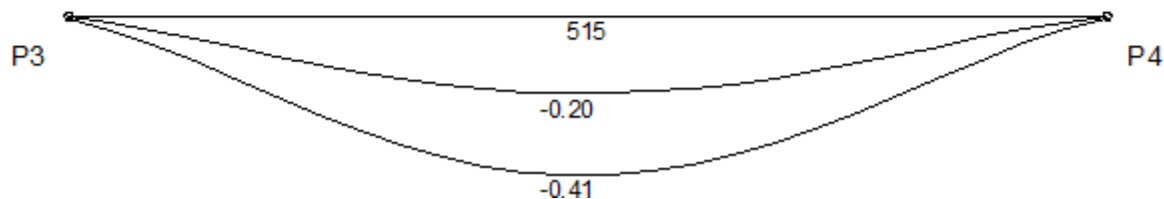




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



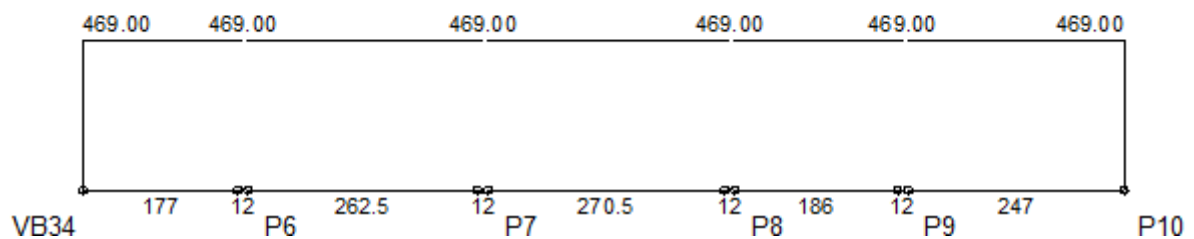
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.21	247.2
Flecha imediata (recalculada)	-0.20	247.2
Flecha diferida	-0.21	247.2
Flecha total	-0.41	247.2

Envoltória	Vão 1		Nó F
	Nó I	Vão	
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.58	0.45	0.58
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-868	678	-882
Comprimento do sub-trecho (cm)	86.85	340.09	88.06
Inércia equivalente (m4 E-4)	2.96		
Multiplicador flecha total	2.06		

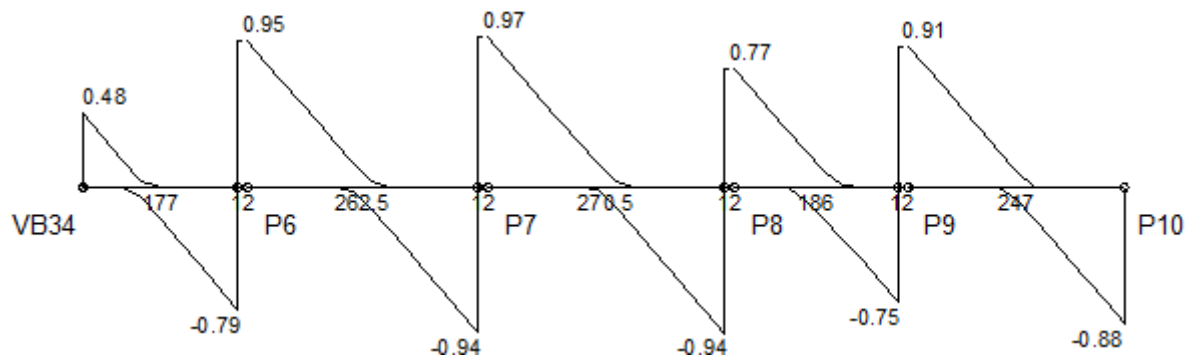


Diagramas: VIGA VB3 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

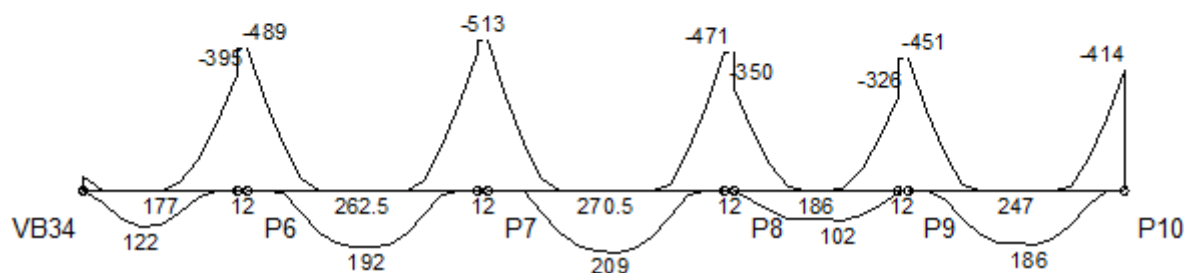


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

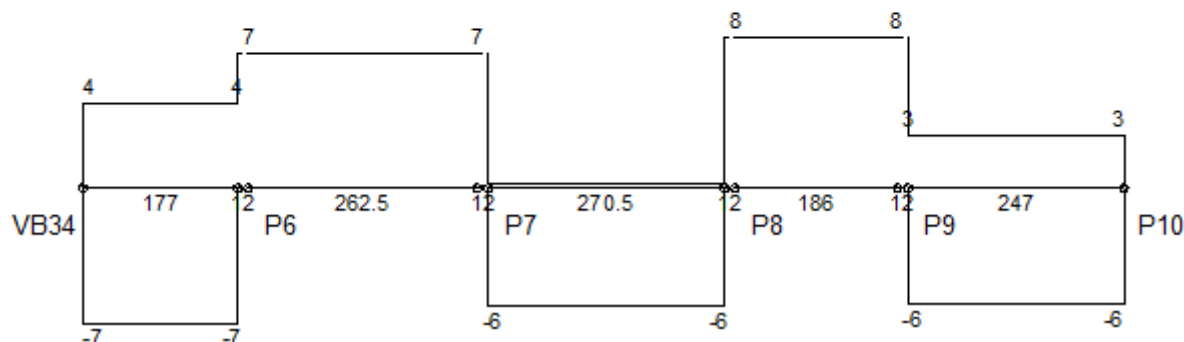




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

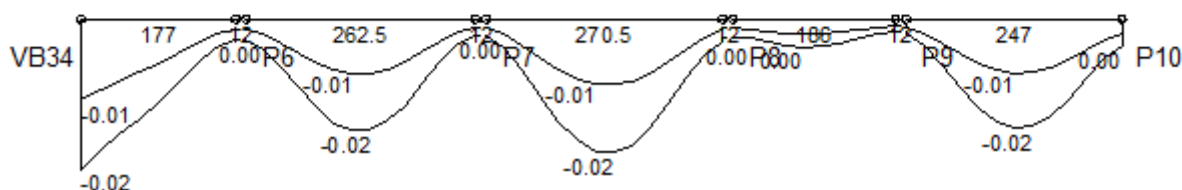




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	0	-0.01	101	-0.01	104	0.00	0	-0.01	103
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	0	-0.01	101	-0.01	104	0.00	0	-0.01	103
Flecha diferida	-0.01	0	-0.01	101	-0.01	104	0.00	0	-0.01	103
Flecha total	-0.02	0	-0.02	121.2	-0.02	124.8	0.00	62	-0.02	123.5

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13						
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.45	0.45	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-106	29	-267	-267	132	-298	-298	148	-262	-262	51	-243	-243	131	-210
Comprimento do sub-trecho (cm)	40.94	71.24	64.81	55.68	150.19	56.63	58.66	158.53	53.31	46.34	94.04	45.62	52.17	148.58	46.24



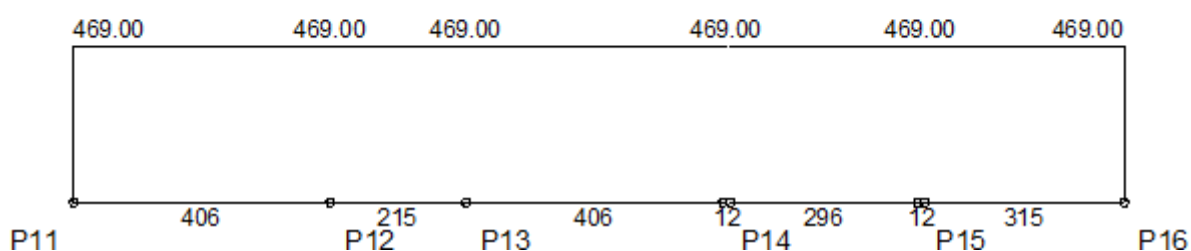
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Multiplicador flecha total	1.94	2.03	2.04	1.94	2.03



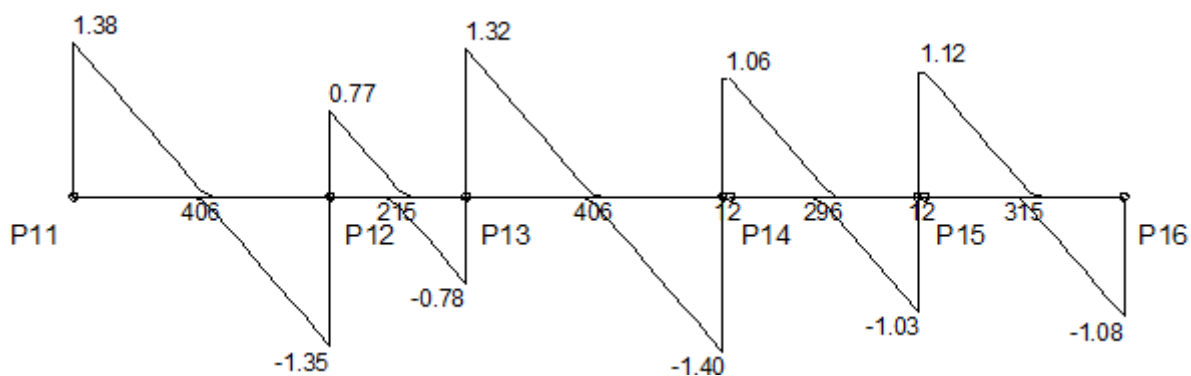


Diagramas: VIGA VB4 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

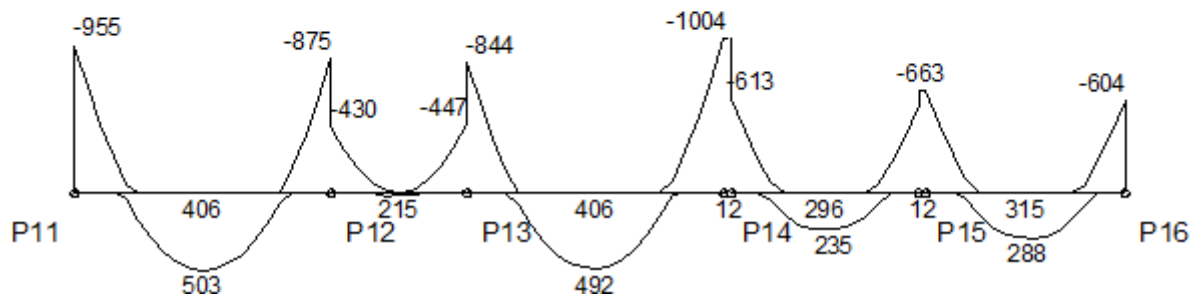


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

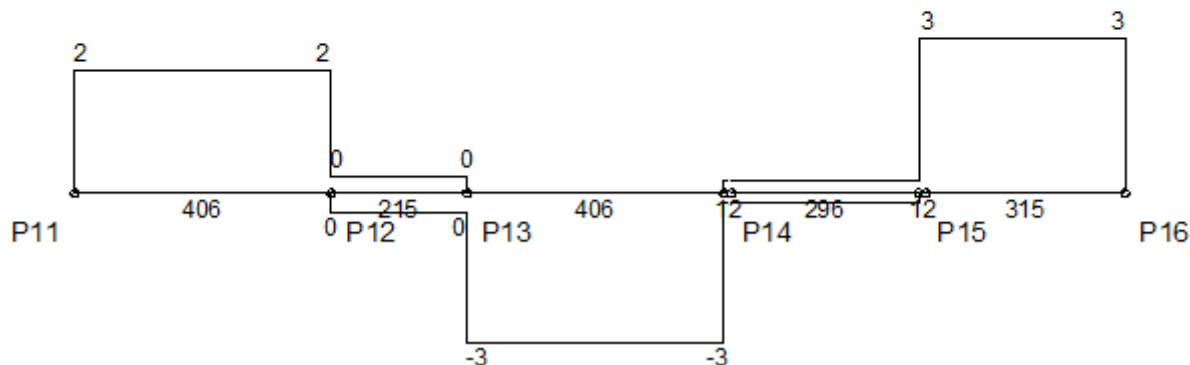




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

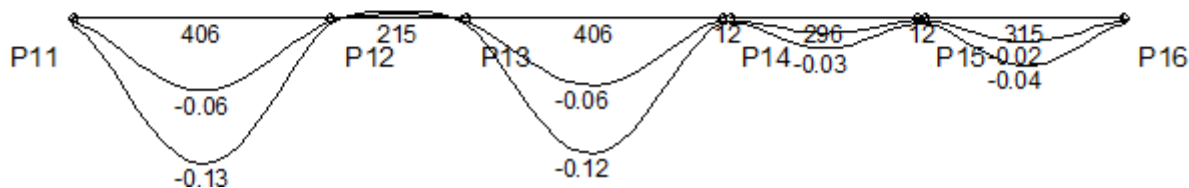




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.06	203	0.00	0	-0.06	182.7	-0.01	126.9	-0.02	147
Flecha imediata (recalculada)	-0.06	203	0.00	0	-0.06	182.7	-0.01	126.9	-0.02	147
Flecha diferida	-0.06	203	0.00	0	-0.06	182.7	-0.01	126.9	-0.02	147
Flecha total	-0.13	203	-0.01	0	-0.12	182.7	-0.03	148	-0.04	147

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13						
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-626	375	-556	-556	0	-541	-541	364	-664	-664	158	-423	-423	207	-327
Comprimento do subtrecho (cm)	80.24	252.63	73.12	107.50	0.00	107.50	72.23	248.81	84.95	73.34	163.88	58.78	70.51	187.10	57.40



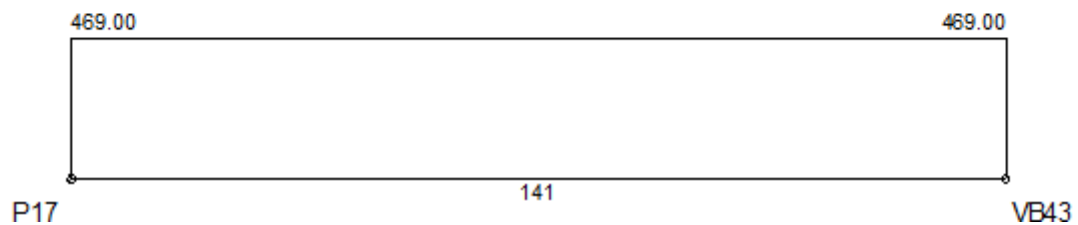
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Multiplicador flecha total	2.04	1.94	2.04	2.06	2.06



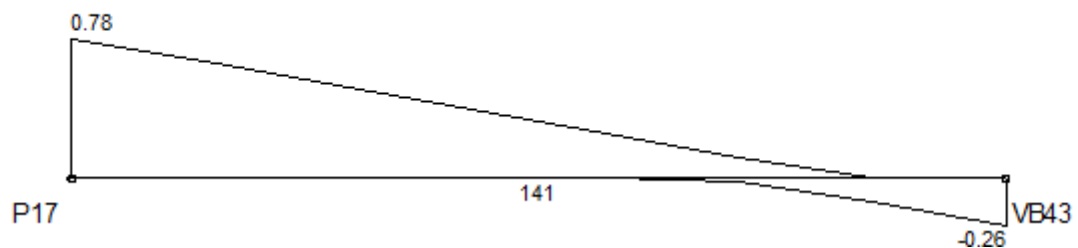


Diagramas: VIGA VB5 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

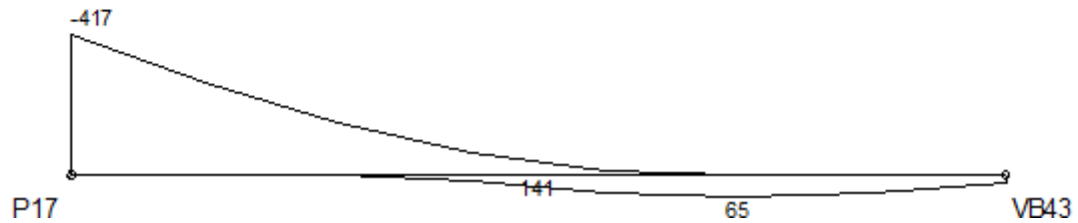


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

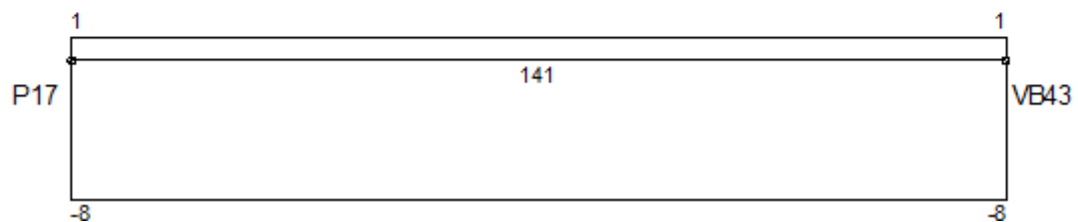




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

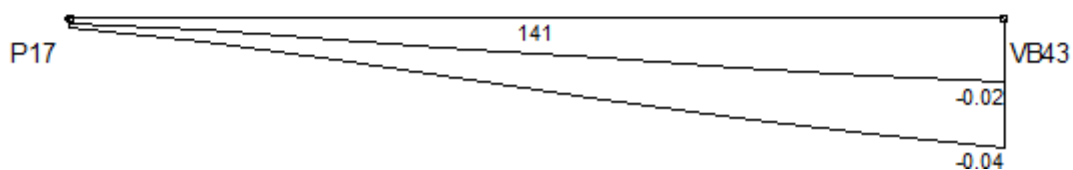




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



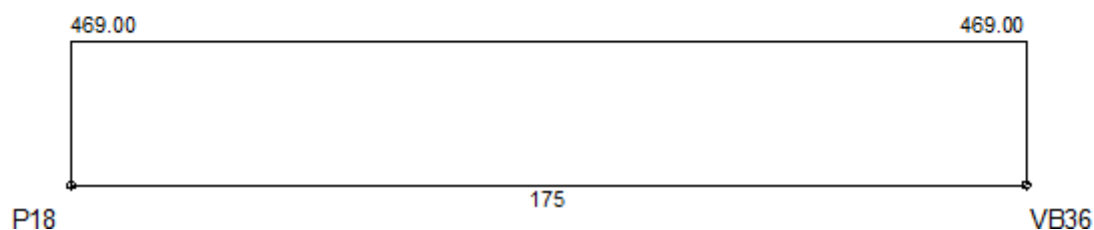
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	141
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	141
Flecha diferida	-0.02	141
Flecha total	-0.04	141

Envoltória	Vão 1		Nó F
	Nó I	Vão	
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	-
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	-
Momento em serviço (kgf.m)	-222	55	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	59.86	81.14	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

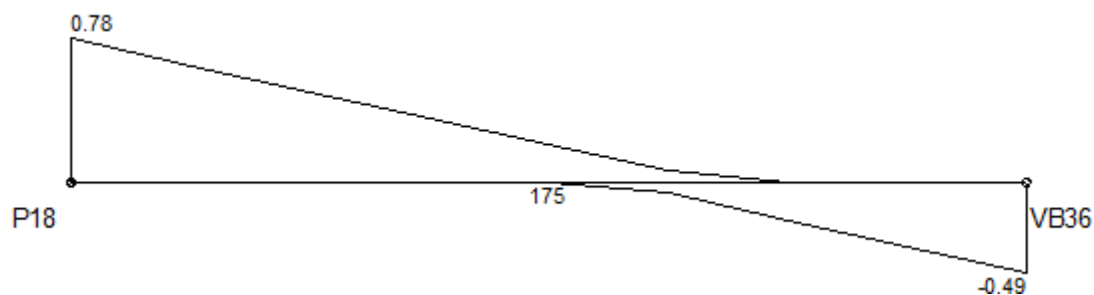


Diagramas: VIGA VB6 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

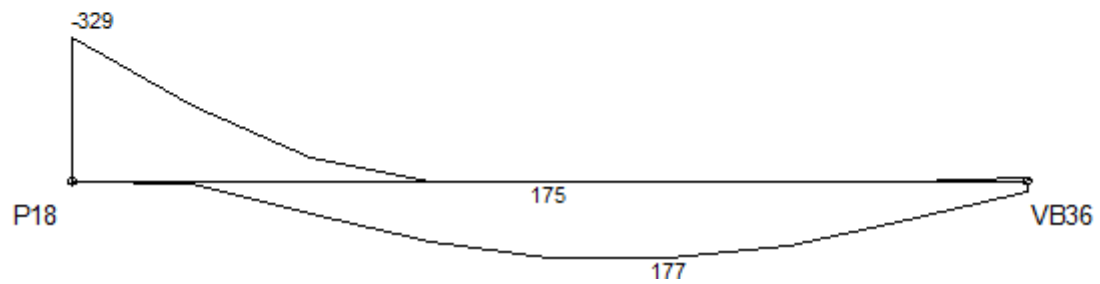


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

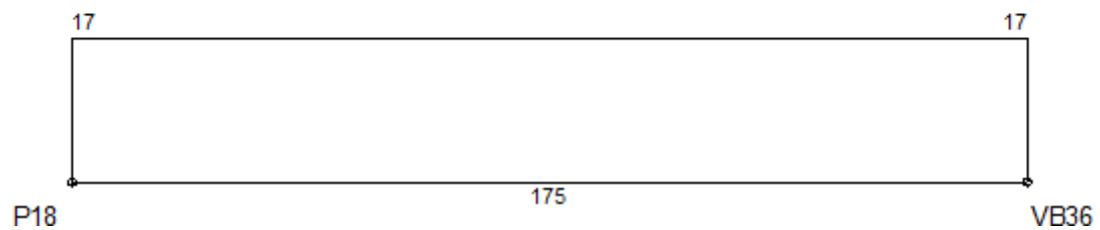




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

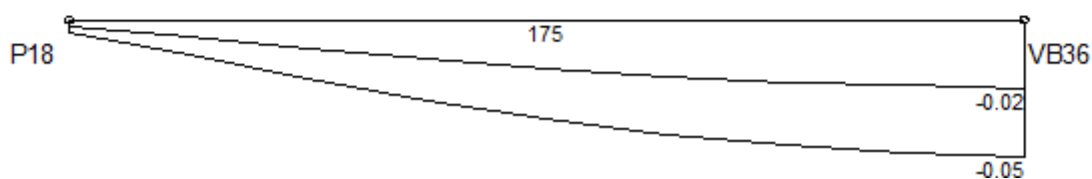




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



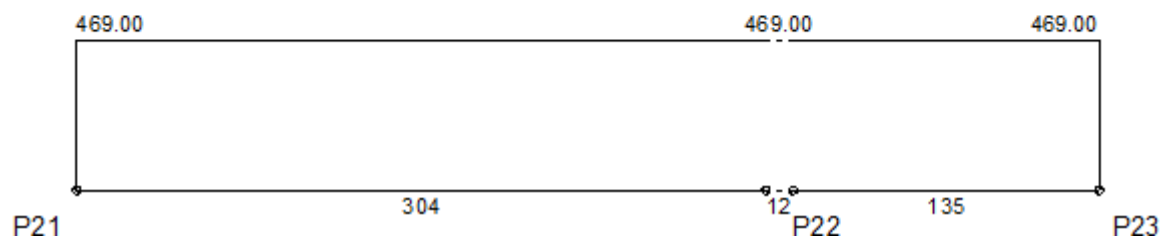
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	175
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	175
Flecha diferida	-0.02	175
Flecha total	-0.05	175

Envoltória	Vão 1		Nó F
	Nó I	Vão	
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-145	123	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	35.30	139.70	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

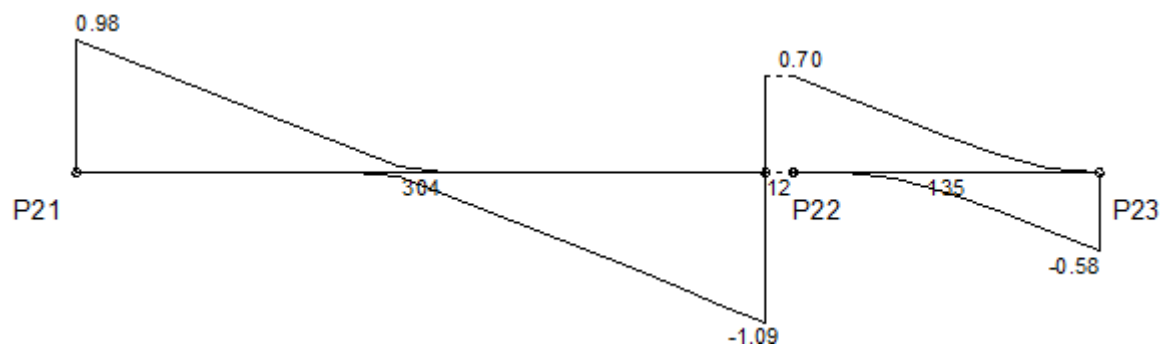


Diagramas: VIGA VB7 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

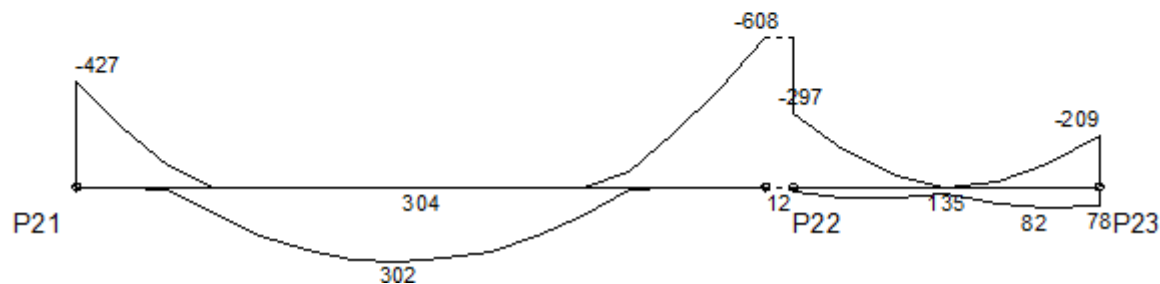


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

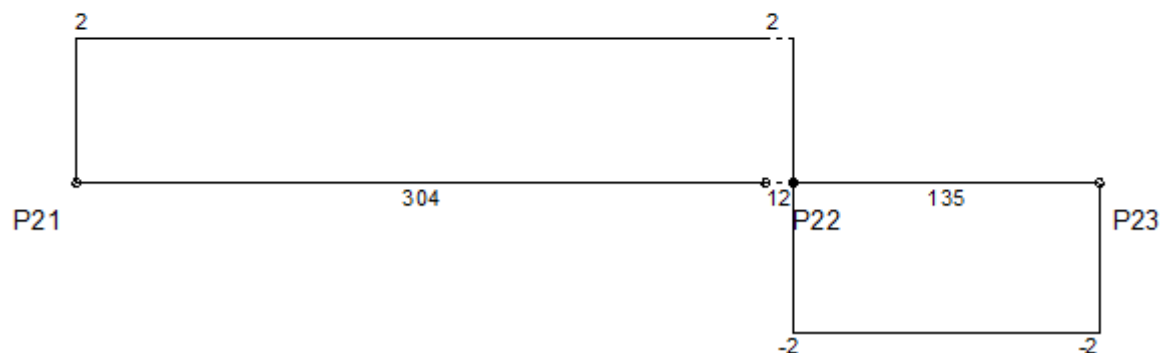




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

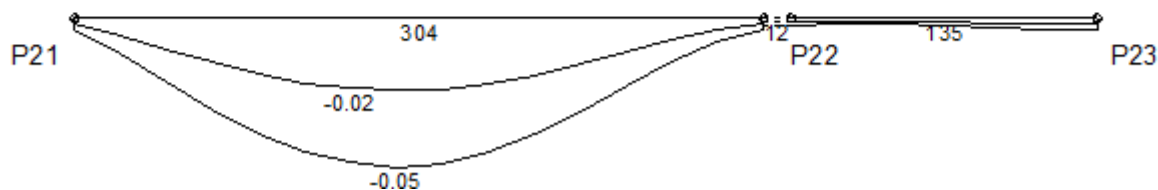




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



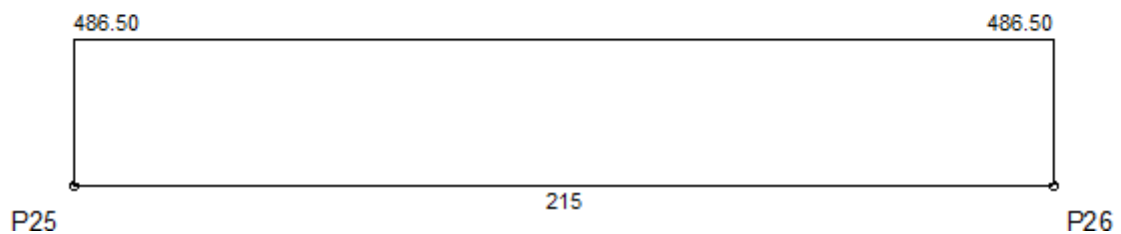
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	121.6	0.00	135
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	121.6	0.00	135
Flecha diferida	-0.02	121.6	0.00	135
Flecha total	-0.05	141.9	0.00	135

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-217	234	-405	-405	14	-44
Comprimento do sub-trecho (cm)	38.95	199.55	65.50	62.25	46.38	26.37
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15			
Multiplicador flecha total	2.06		2.06			

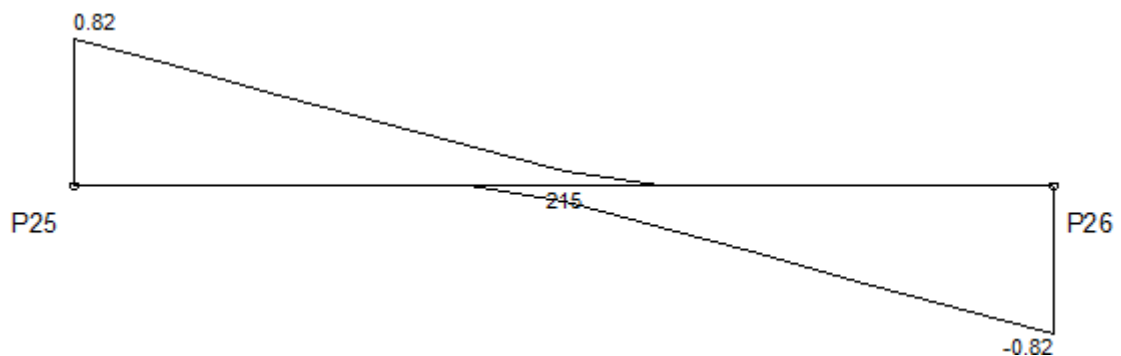


Diagramas: VIGA VB8 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

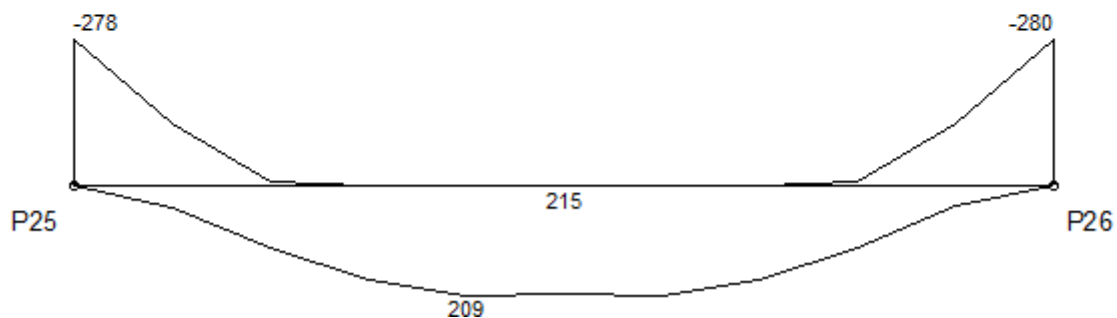


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

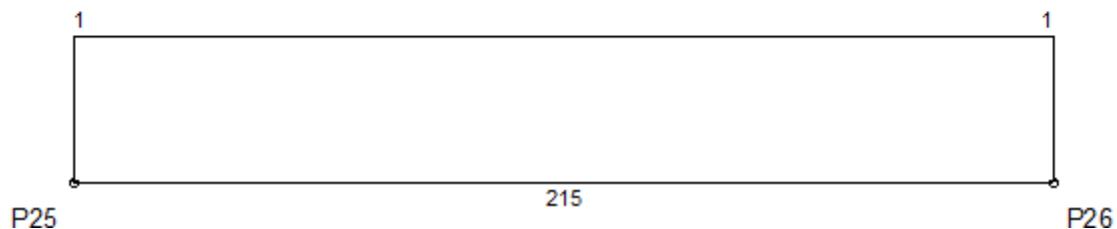




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

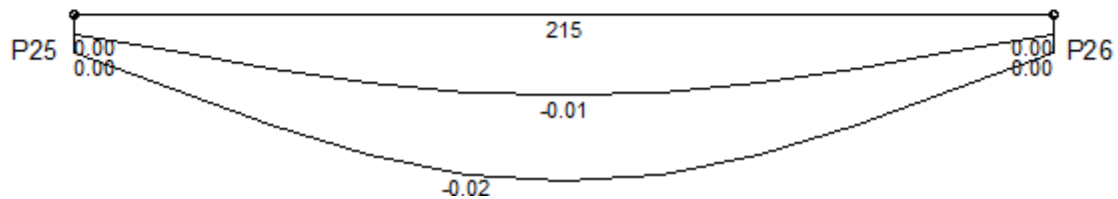




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LE GENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



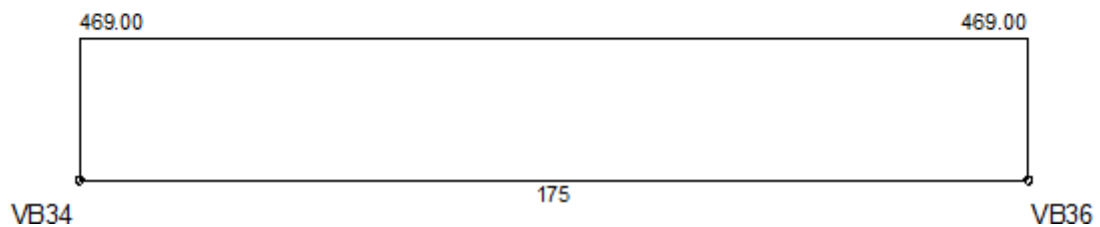
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	107.5
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	107.5
Flecha diferida	-0.01	107.5
Flecha total	-0.02	86

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	5.00	5.00	5.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.65	0.65	0.65
Momento de fissuração (kgf.m)	1100	1100	1100
Momento em serviço (kgf.m)	-109	169	-116
Comprimento do sub-trecho (cm)	23.80	165.90	25.30
Inércia equivalente (m4 E-4)	5.00		
Multiplicador flecha total	2.06		

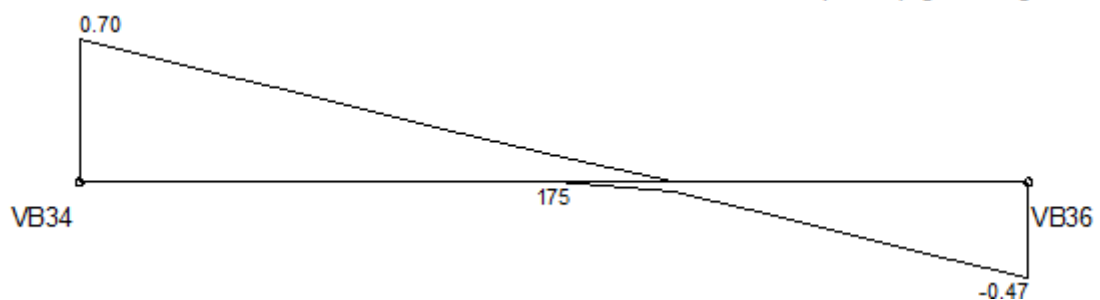


Diagramas: VIGA VB9 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

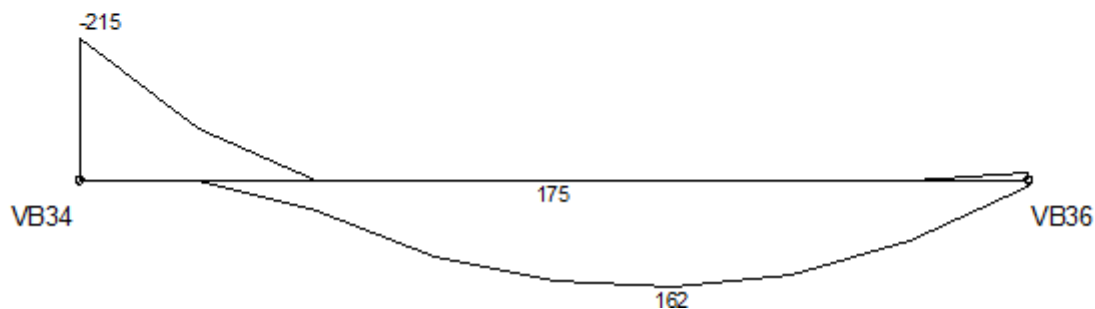


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

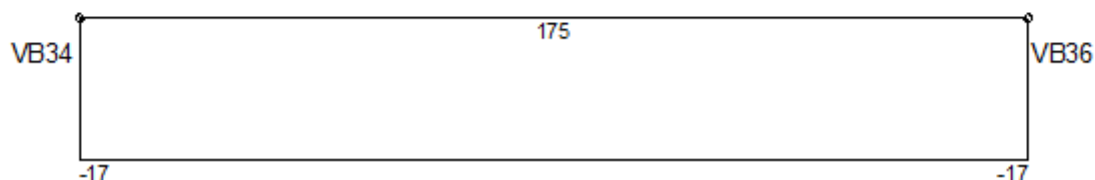




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

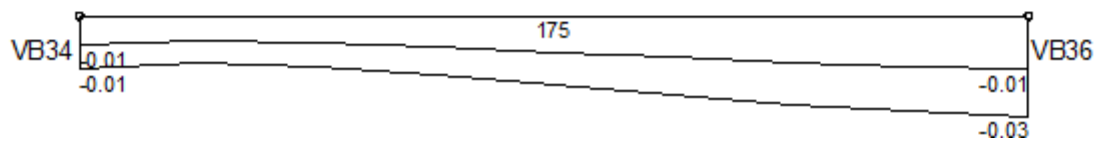




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



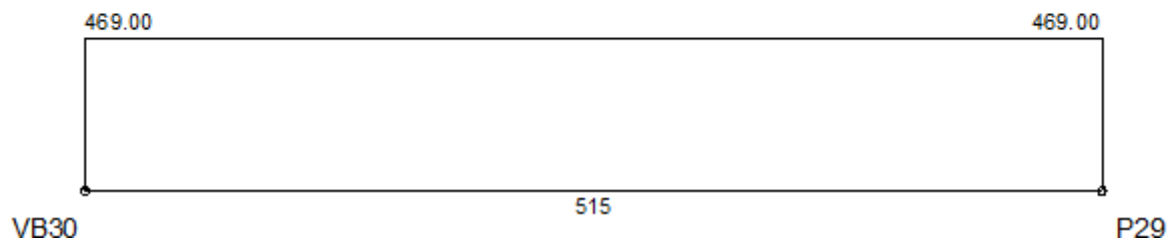
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	175
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	175
Flecha diferida	-0.01	175
Flecha total	-0.03	175

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-345	55	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	83.08	91.91	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	1.94		

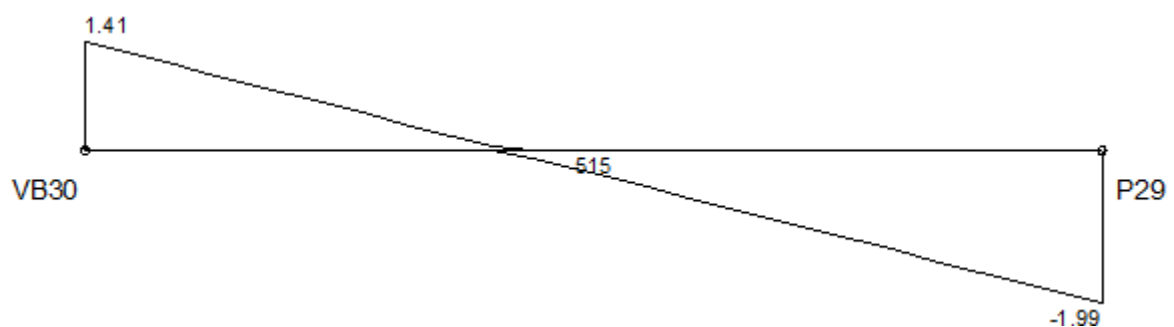


Diagramas: VIGA VB10 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

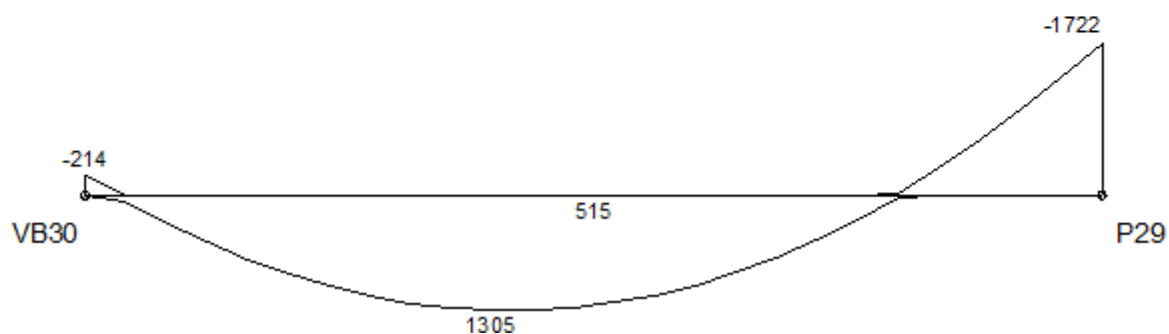


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

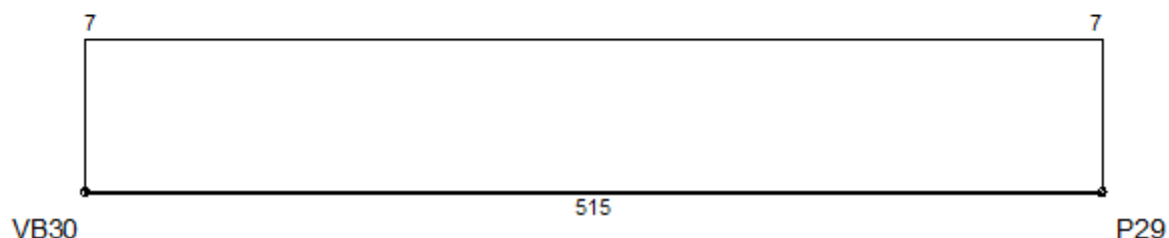




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

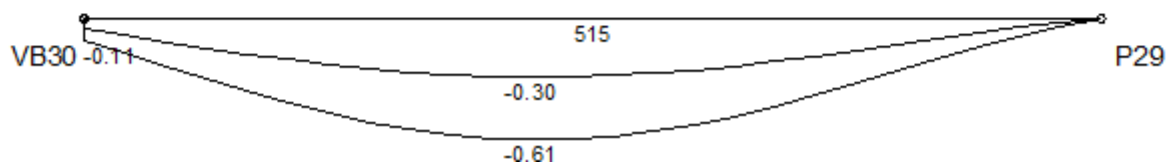




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



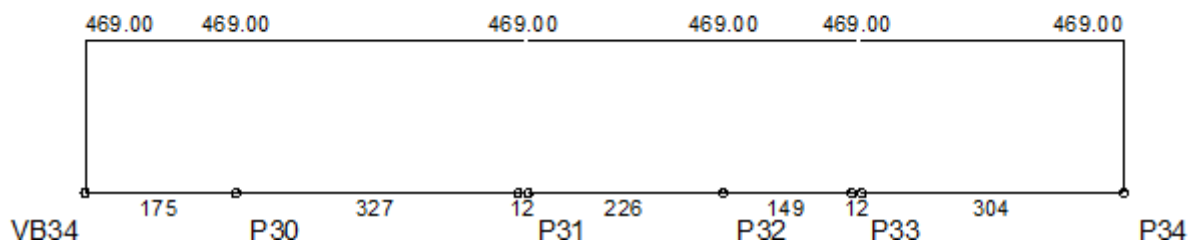
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.38	226.6
Flecha imediata (recalculada)	-0.30	226.6
Flecha diferida	-0.31	226.6
Flecha total	-0.61	226.6

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.63	0.71
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-389	815	-1135
Comprimento do sub-trecho (cm)	40.17	372.85	101.98
Inércia equivalente (m4 E-4)	2.79		
Multiplicador flecha total	2.06		

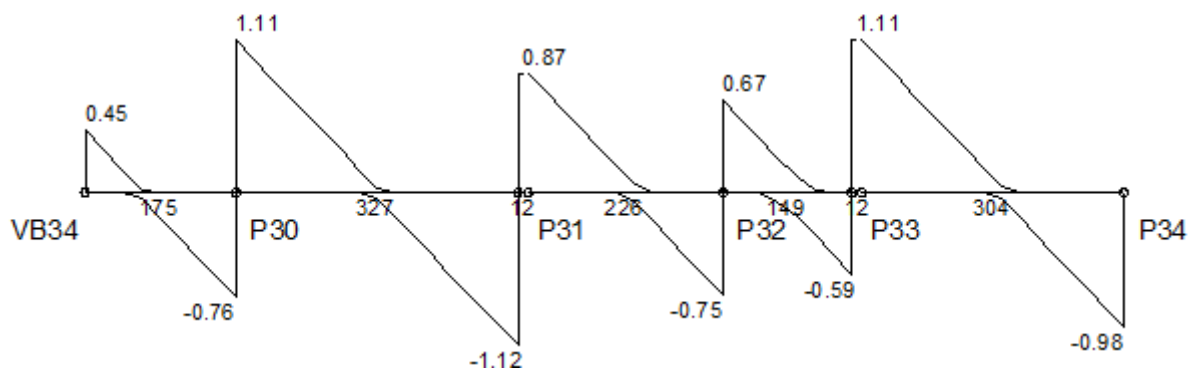


Diagramas: VIGA VB11 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

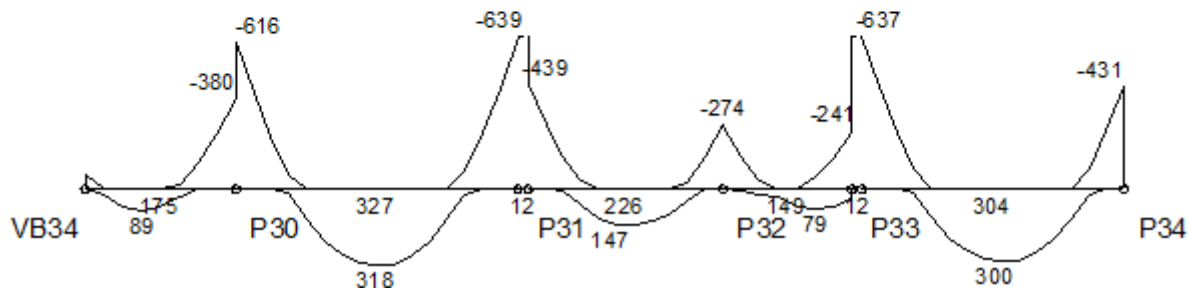


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

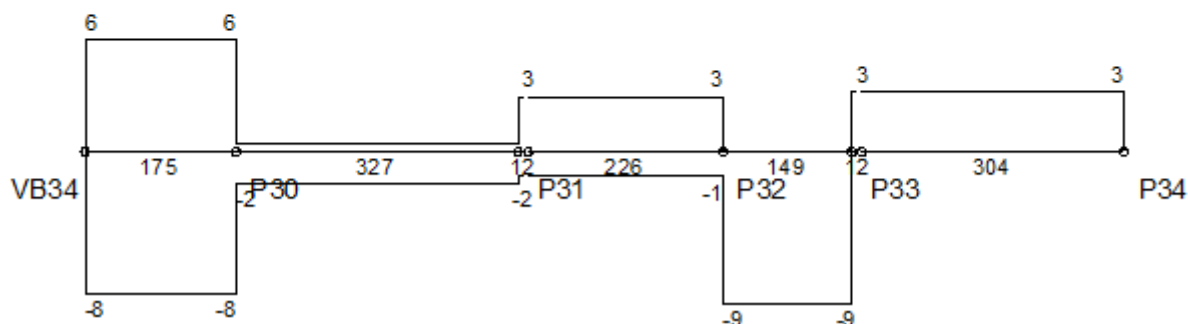




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

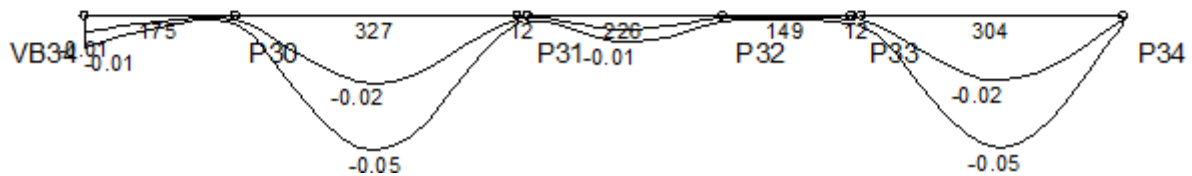




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	0	-0.02	143	0.00	82.2	0.00	149	-0.02	141.9
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	0	-0.02	143	0.00	82.2	0.00	149	-0.02	141.9
Flecha diferida	-0.01	0	-0.02	143	0.00	82.2	0.00	149	-0.02	141.9
Flecha total	-0.01	0	-0.05	163.5	-0.01	102.7	0.00	149	-0.05	162.1

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13						
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-104	10	-374	-374	234	-412	-412	98	-143	-143	10	-403	-403	235	-219
Comprimento do sub-trecho (cm)	51.76	37.91	85.32	61.16	199.28	66.56	60.04	128.70	37.27	52.12	38.75	58.14	65.22	199.60	39.17



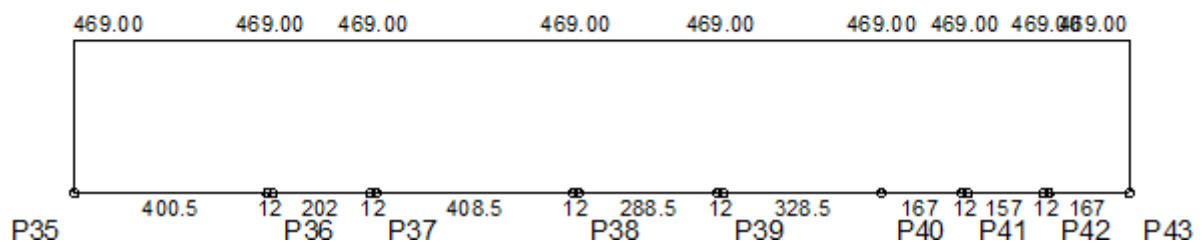
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Multiplicador flecha total	1.94	2.01	1.94	1.94	2.03



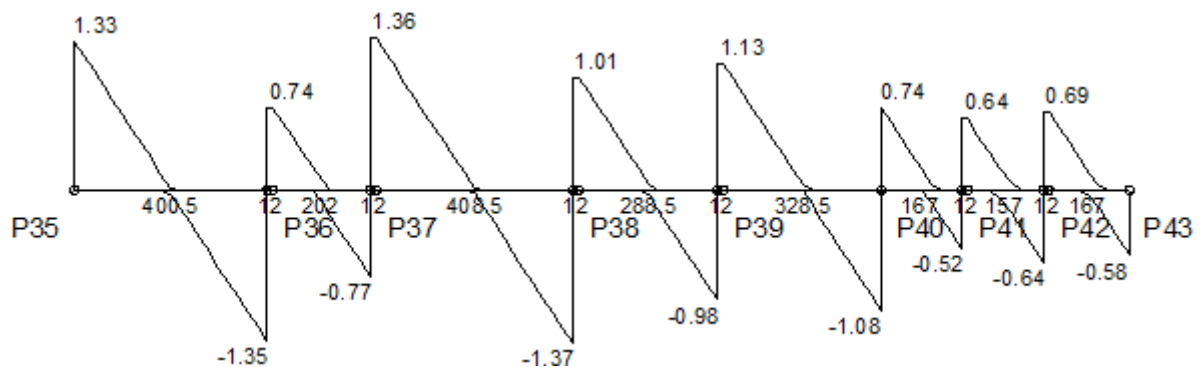


Diagramas: VIGA VB12 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

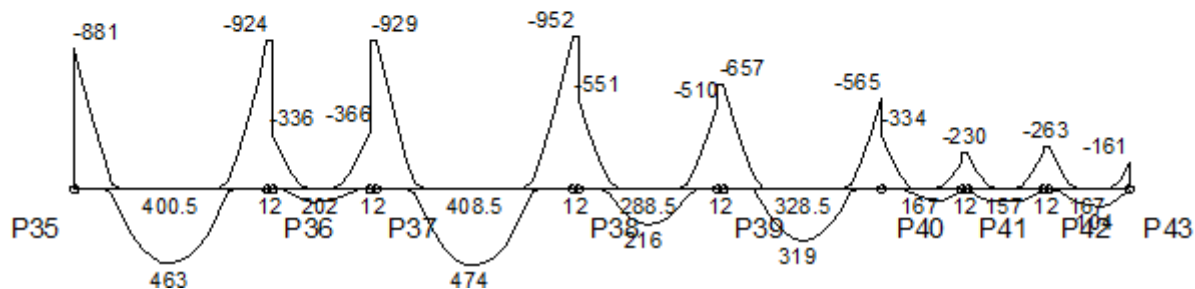


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

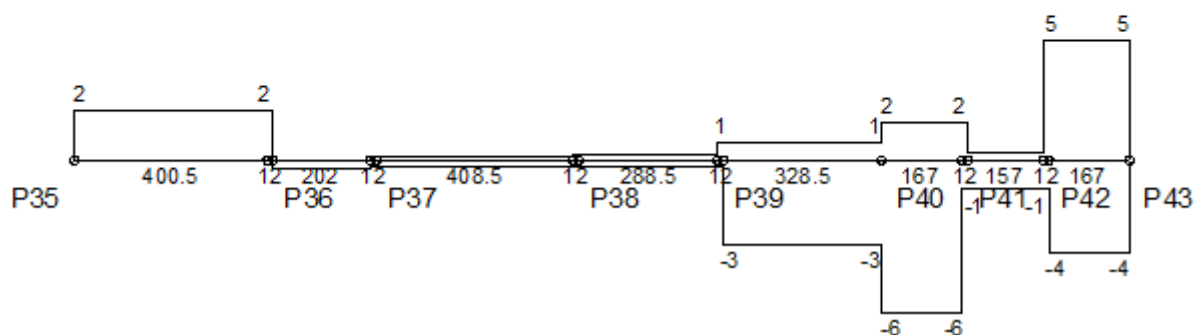




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

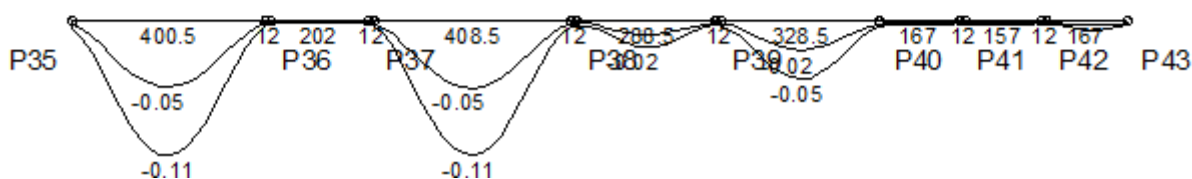




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envol tória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9		Vão 11		Vão 13		Vão 15	
	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição
Flecha imedia ta	- 0.0 5	180 .2	0.0 0	0	- 0.0 5	183 .8	- 0.0 1	123 .6	- 0.0 2	143 .7	0.0 0	0	0.0 0	157	0.0 0	62. 6
Flecha imedia ta (recalc ulada)	- 0.0 5	180 .2	0.0 0	0	- 0.0 5	183 .8	- 0.0 1	123 .6	- 0.0 2	143 .7	0.0 0	0	0.0 0	157	0.0 0	62. 6
Flecha diferid a	- 0.0 5	180 .2	0.0 0	0	- 0.0 5	183 .8	- 0.0 1	123 .6	- 0.0 2	143 .7	0.0 0	0	0.0 0	157	0.0 0	62. 6
Flecha total	- 0.1 1	200 .2	0.0 0	0	- 0.1 1	204 .3	- 0.0 2	123 .6	- 0.0 5	164 .3	- 0.0 1	0	0.0 0	44. 9	- 0.0 1	62. 6

En vol tór ia	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13		Vão 16		Vão 19		Vão 22									
	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N
	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó
I	o	F	I	o	F	I	o	F	I	o	F	I	o	F	I	o	F	I	o	F	I	o	F	I
Iné rcia da seq uê ncia de bru ta (m 4 E- 4)	3 . 1 5	3. 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3. 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3. 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3. 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3. 1 5	3 . 1 5	



Inércia fissura da (m 4 E-4)	0 . 4 5	0. 4 5	0 . 4 6	0 . 4 6	0 . 4 5	0 . 4 6	0 . 4 6	0. 4 5	0 . 4 6	0 . 4 6	0. 4 5	0 . 4 6	0 . 4 6	0. 4 5	0 . 4 6	0 . 4 5	0 . 4 6	0 . 4 5	0 . 4 5	0 . 4 5	0. 4 5	0 . 4 5		
Momento de fissuração (kg f.m)	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8			
Momento em serviço (kg f.m)	- 5 6 0	3 4 7	- 6 2 7	- 6 2 7	2 9	- 6 1 3	- 6 1 3	3 4 9	- 6 4 6	- 6 4 6	1 4 6	- 4 2 4	- 4 2 4	2 2 4	- 3 9 3	- 3 9 3	3 6	- 9 7	- 9 7	4 4	- 1 3 9	- 1 3 9	7 5	- 4 2
Comprimento do subtrecço (c m)	7 5 . 3 1	2 4 2. 8 5	8 2 . 3 2	6 1 . 9 4	6 8 . 8 2	7 1 . 2 4	8 0 . 6 6	2 4 3. 6 7	8 4 . 1 7	6 9 . 2 5	1 5 7. 2 1	6 2 . 0 3	6 8 . 9 9	1 9 4. 7 9	6 4 . 7 2	5 2 . 7 7	7 7 . 5 8	3 6 . 6 5	3 3 . 1 4	8 5 . 4 1	3 8 . 4 5	3 9 . 0 3	1 1 3. 2 1	1 4 . 7 7
Inércia equivalente (m 4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15			
Multiplicador flecha	2.04		1.94		2.01		1.94		2.01		1.94		2.03		2.06									



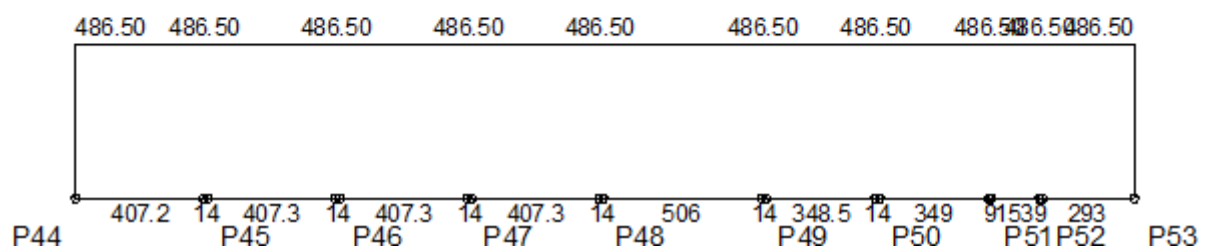
tota l								
-----------	--	--	--	--	--	--	--	--



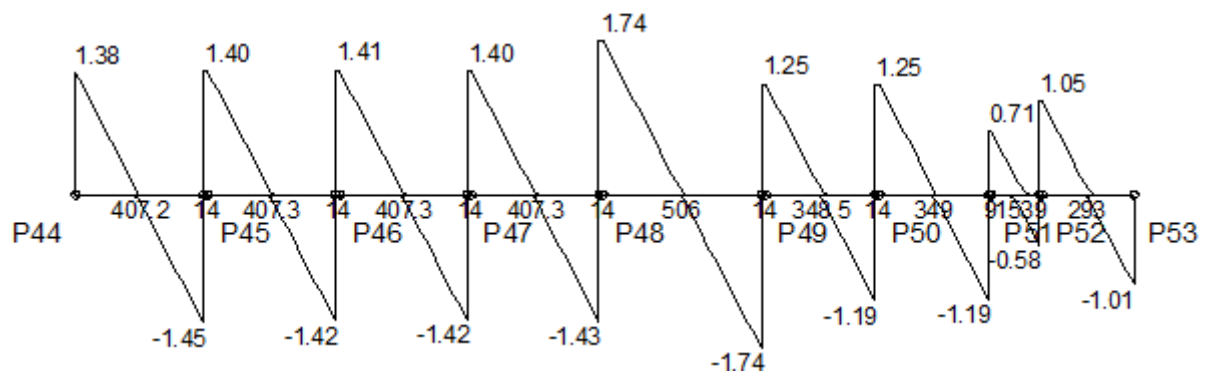


Diagramas: VIGA VB13 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

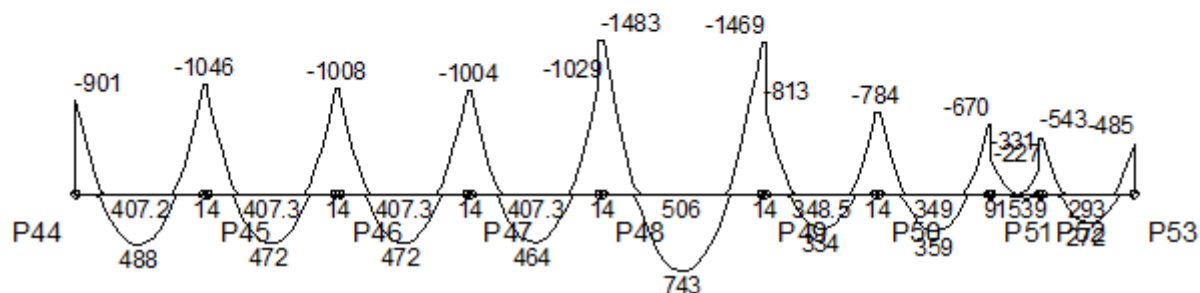


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

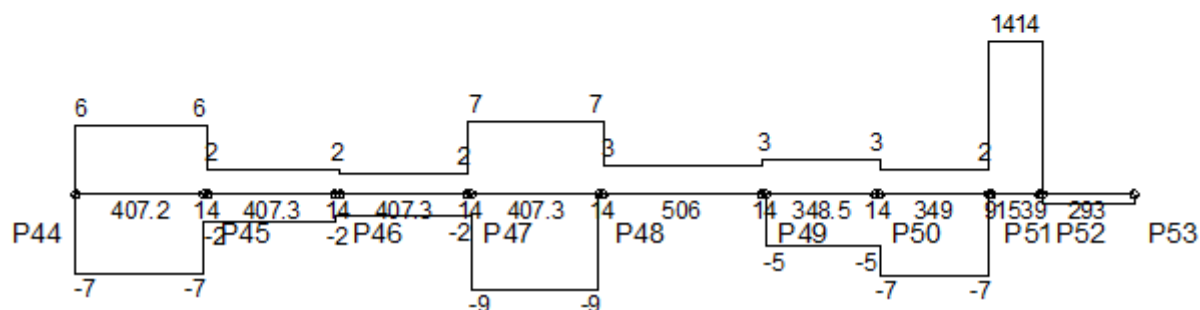




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



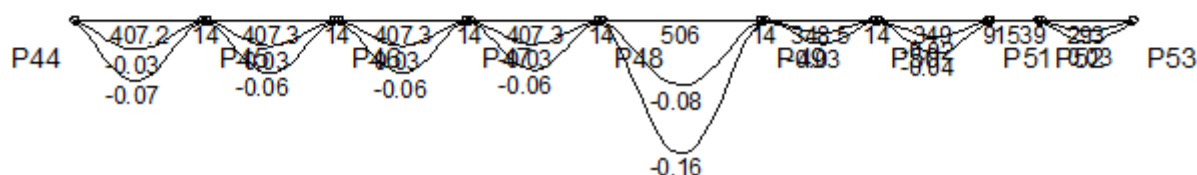
MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]



DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

----- Flecha inmediata (recalculada)
 ————— Flecha total (recalculada + diferida)



Envolória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9		Vão 11		Vão 13		Vão 15		Vão 17	
	Valor	Possão	Valor	Possão	Valor	Possão	Valor	Possão	Valor	Possão	Valor	Possão	Valor	Possão	Valor	Possão	Valor	Possão
Flecha imediata	-0.03	183.3	-0.03	183.3	-0.03	183.3	-0.03	183.3	-0.08	242.9	-0.01	184.5	-0.02	164.2	0.00	0	-0.01	125.6
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	183.3	-0.03	183.3	-0.03	183.3	-0.03	183.3	-0.08	242.9	-0.01	184.5	-0.02	164.2	0.00	0	-0.01	125.6
Flecha diferida	-0.04	183.3	-0.03	183.3	-0.03	183.3	-0.03	183.3	-0.08	242.9	-0.01	184.5	-0.02	164.2	0.00	0	-0.01	125.6
Flecha total	-0.07	183.3	-0.06	183.3	-0.06	203.6	-0.06	183.3	-0.16	242.9	-0.03	164	-0.04	164.2	0.00	0	-0.03	146.5

[illegible]



(66) **3402-3900**

**Rua Independência, nº 739, Centro
Barra do Garças/MT**



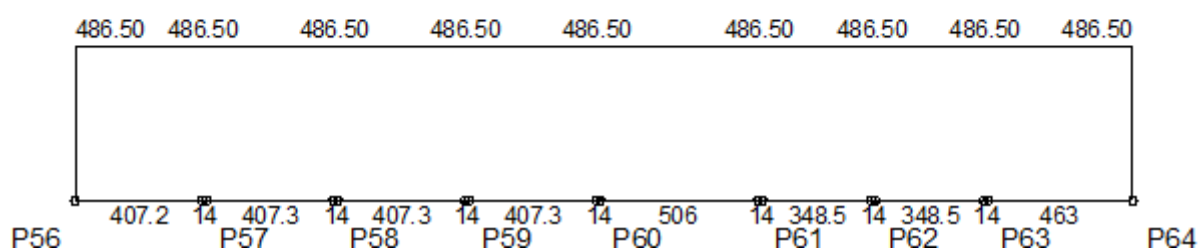
en to do su b- tre ch o (c m)	6 0		0 7		7 7		8 4		6 2	4 6	9 3		7 1		6 2					1 0
In ér ci a eq ui va le nt e (m 4 E- 4)	5.00		5.00		5.00		5.00		5.00		5.00		5.00		5.00		5.00		5.00	
M ult ipl ic ad or fle ch a tot al	2.06		2.06		2.06		2.06		2.04		1.95		2.02		1.95		2.04			



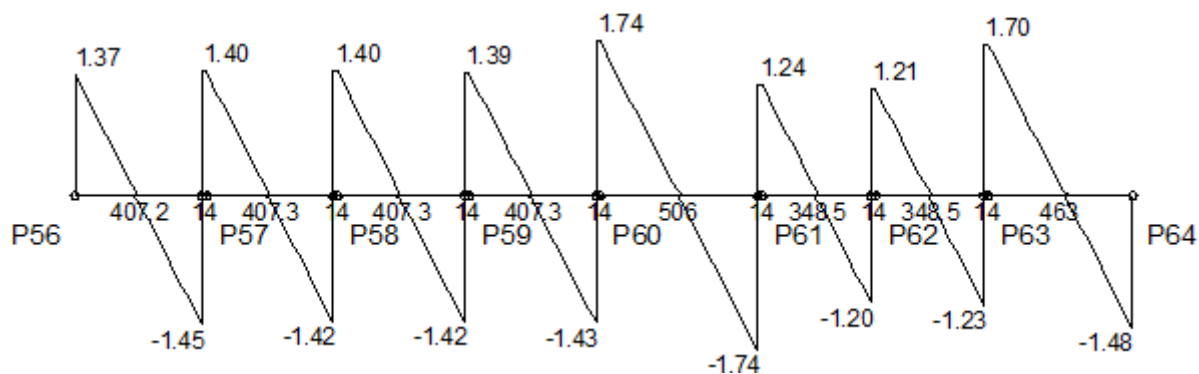


Diagramas: VIGA VB14 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

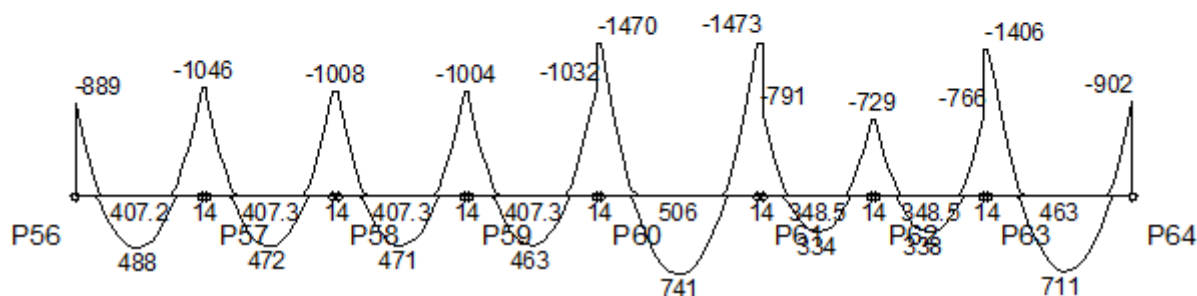


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

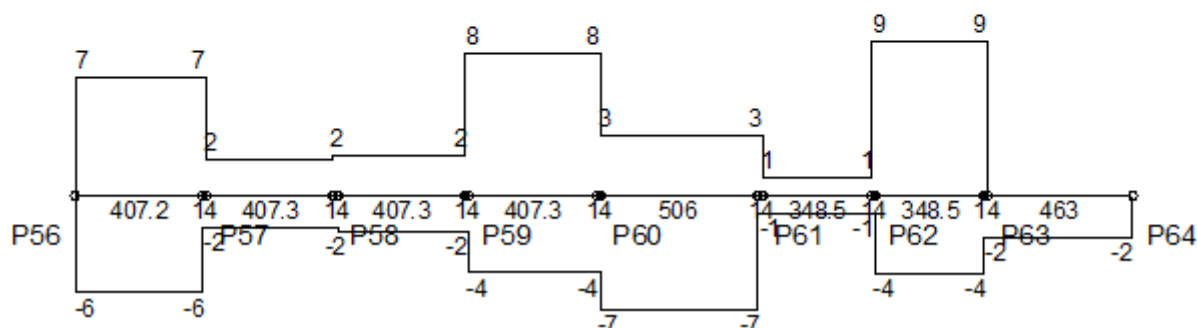




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

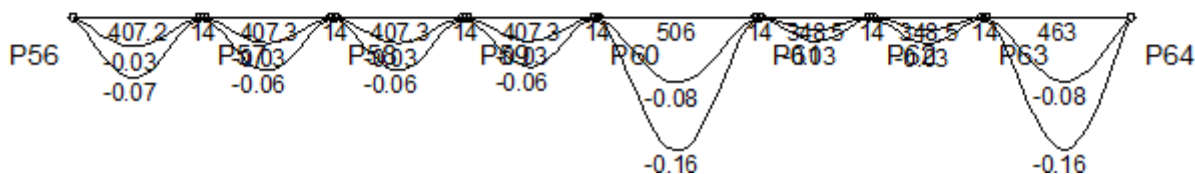




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envol tória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9		Vão 11		Vão 13		Vão 15	
	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição
Flecha imedia ta	- 0.0 3	183 .3	- 0.0 3	183 .3	- 0.0 3	183 .3	- 0.0 3	183 .3	- 0.0 8	242 .9	- 0.0 1	184 .5	- 0.0 2	143 .5	- 0.0 8	241 .6
Flecha imedia ta (recalc ulada)	- 0.0 3	183 .3	- 0.0 3	183 .3	- 0.0 3	183 .3	- 0.0 3	183 .3	- 0.0 8	242 .9	- 0.0 1	184 .5	- 0.0 2	143 .5	- 0.0 8	241 .6
Flecha diferid a	- 0.0 4	183 .3	- 0.0 3	183 .3	- 0.0 3	183 .3	- 0.0 3	183 .3	- 0.0 8	242 .9	- 0.0 1	184 .5	- 0.0 2	143 .5	- 0.0 8	241 .6
Flecha total	- 0.0 7	183 .3	- 0.0 6	183 .3	- 0.0 6	183 .3	- 0.0 6	183 .3	- 0.1 6	242 .9	- 0.0 3	164 .3	- 0.0 3	164 .3	- 0.1 6	241 .6

En vol tória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13		Vão 16		Vão 19		Vão 22									
	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F
Iné rci a da seq uê ncia bru ta (m 4 E- 4)	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0



Iné rci a fiss ura da (m 4 E- 4)	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 8 6	0 . 8 6	0 . 6 5	0 . 8 8	0 . 8 8	0 . 6 5	0 . 6 6	0 . 6 6	0 . 6 5	0 . 8 6	0 . 8 6	0 . 6 5	0 . 6 5
Mo me nto de fiss ura ção (kg f.m)	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0
Mo me nto em ser viç o (kg f.m)	- 5 5 0	3 6 1	- 7 4 6	- 7 4 6	3 3 7	- 6 9 2	- 6 9 2	3 3 7	- 6 8 8	- 6 8 8	3 2 4	- 1 0 1 4	- 1 0 1 4	5 4 0	- 1 0 1 6	- 1 0 1 6	2 2 9	- 4 6 5	- 4 6 5	2 3 2	- 1 0 2 3	- 1 0 2 3	5 5 8	- 4 9 3
Co mp rim ent o do sub - tre cho (c m)	7 2 . 0 1	2 4 3 . 5 0	9 1 . 7 4	8 3 . 9 8	2 3 4 . 9 4	8 8 . 3 0	8 4 . 6 0	2 3 4 . 6 5	8 8 . 0 0	8 3 . 3 2	2 3 0 . 6 1	9 3 . 3 2	1 0 3 . 8 2	2 9 8 . 2 4	1 0 3 . 9 4	8 2 . 9 7	1 9 3 . 5 9	7 1 . 9 4	7 2 . 0 3	1 9 5 . 1 5	8 1 . 3 3	1 0 3 . 5 6	3 0 2 . 8 7	5 6 . 5 7
Iné rci a equ iva len te (m 4 E- 4)	5.00			5.00			5.00			5.00			5.00			5.00			5.00			5.00		
Mu ltip lica dor fle	2.06			2.06			2.06			2.06			2.04			1.95			2.04			2.06		



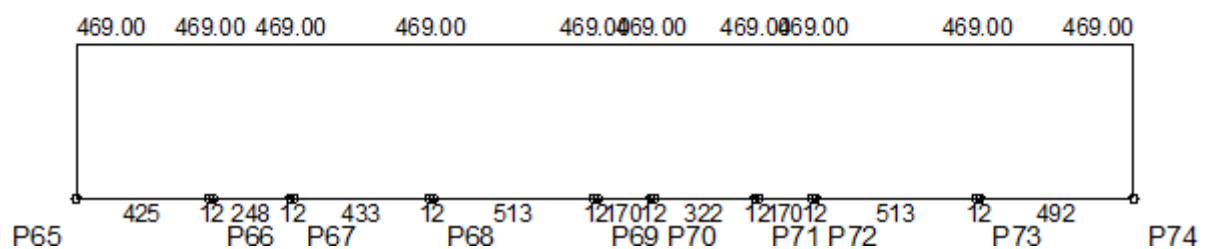
cha tot al								
------------------	--	--	--	--	--	--	--	--



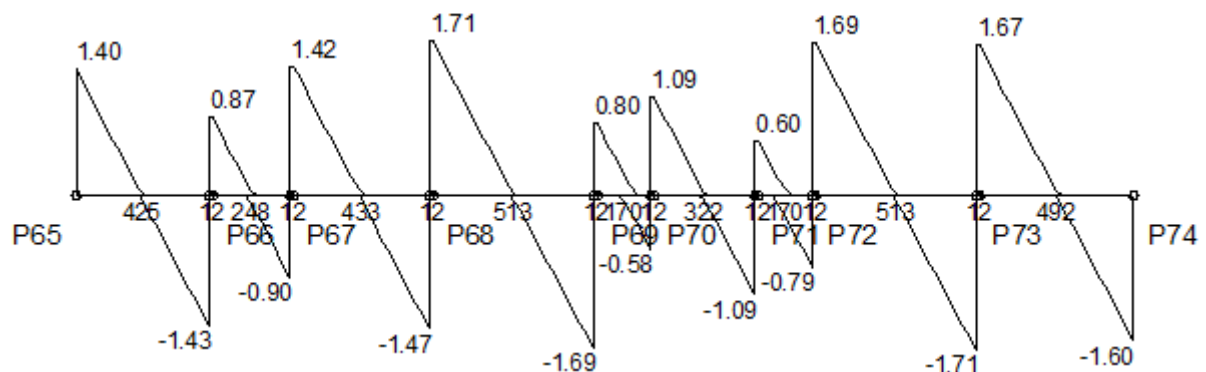


Diagramas: VIGA VB15 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

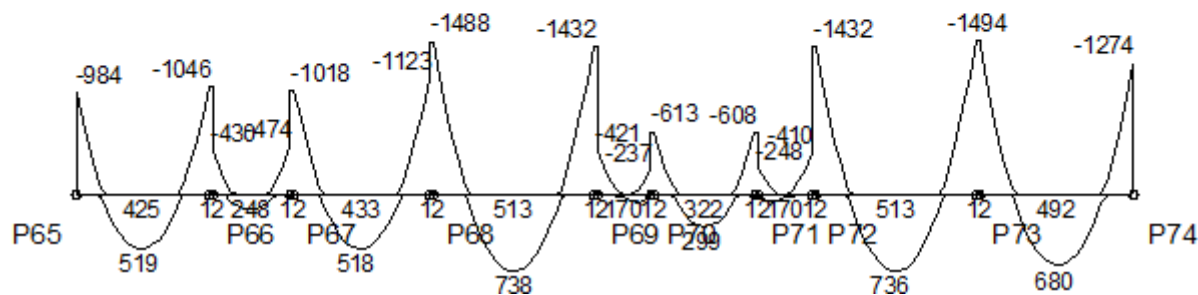


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

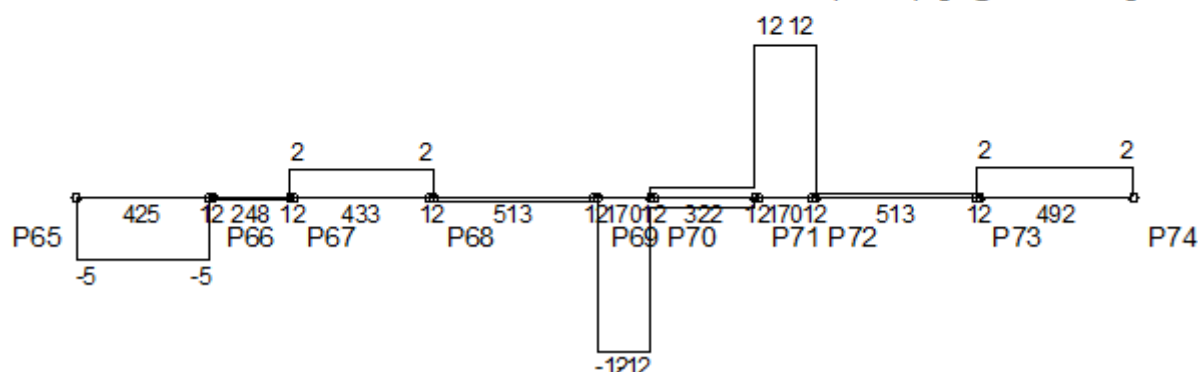




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

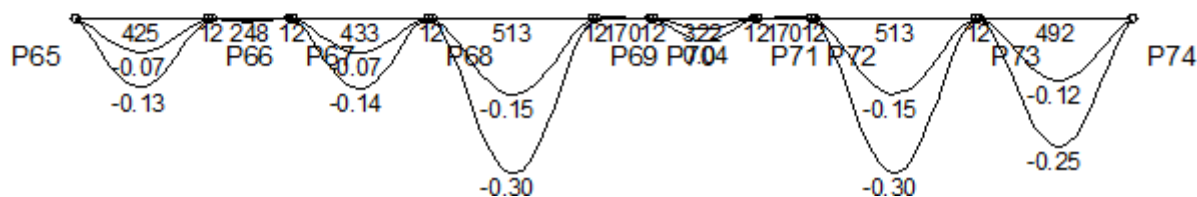




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

----- Flecha imediata (recalculada)
—— Flecha total (recalculada + diferida)



Envol- tória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9		Vão 11		Vão 13		Vão 15		Vão 17	
	V al or	Posi- ção	V al or	Posi- ção	V al or	Posi- ção	V al or	Posi- ção	V al or	Posi- ção	V al or	Posi- ção	V al or	Posi- ção	V al or	Posi- ção	V al or	Posi- ção
Flech- a imedi- ata	- 0. 07	20 2.4	0. 00	82. 7	- 0. 07	20 6.2	- 0. 15	24 6.2	0. 00	0	- 0. 02	14 0.9	0. 00	17 0	- 0. 15	24 6.2	- 0. 12	24 6
Flech- a imedi- ata (recal- culad- a)	- 0. 07	20 2.4	0. 00	82. 7	- 0. 07	20 6.2	- 0. 15	24 6.2	0. 00	0	- 0. 02	14 0.9	0. 00	17 0	- 0. 15	24 6.2	- 0. 12	24 6
Flech- a diferi- da	- 0. 07	20 2.4	0. 00	82. 7	- 0. 07	20 6.2	- 0. 15	24 6.2	0. 00	0	- 0. 02	14 0.9	0. 00	17 0	- 0. 15	24 6.2	- 0. 13	24 6
Flech- a total	- 0. 13	20 2.4	- 0. 01	82. 7	- 0. 14	20 6.2	- 0. 30	24 6.2	0. 00	0	- 0. 04	16 1	0. 00	17 0	- 0. 30	24 6.2	- 0. 25	24 6

E n vo lt ór ia	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13		Vão 16		Vão 19		Vão 22		Vão 25										
	N ó I	V ã o	N ó I	N ó I	V ã o	N ó I	N ó I	V ã o	N ó I	N ó I	V ã o	N ó I	N ó I	V ã o	N ó I	N ó I	V ã o	N ó I	N ó I	V ã o	N ó I	N ó I	V ã o	N ó I	N ó I	V ã o	N ó I
In ér ci a da se	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	

[illegible]



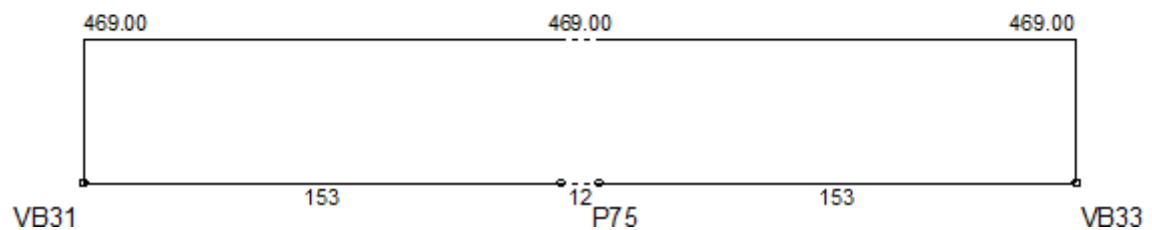
m en to do su b- tr ec ho (c m)	9 1			0 6			4 2			1 5	4 5	4 0	0 5				8 4					9 3	4 4	6 2	9 8	6 3	
In ér ci a eq ui va le nt e (m 4 E- 4)	3.15		3.15		2.85		2.65		2.48		3.15		2.58		2.64		2.79										
M ul ti pl ic ad or fl ec ha to tal	2.03		1.94		2.04		2.04		1.94		1.94		1.94		2.04		2.06										



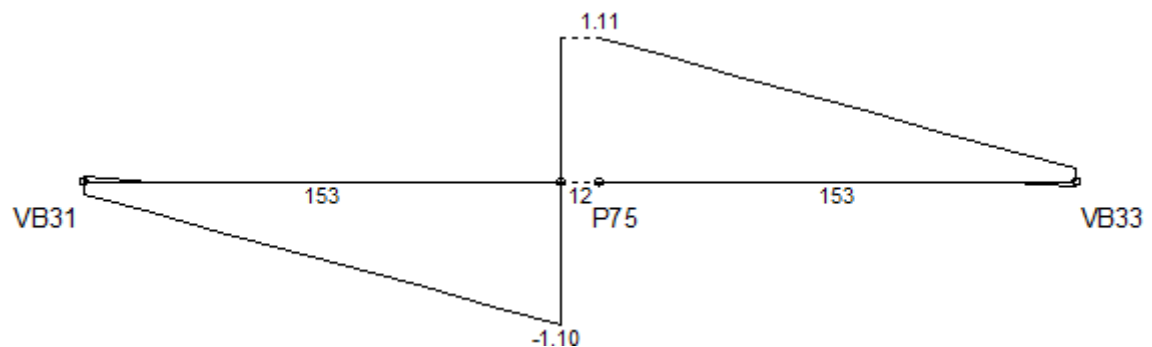


Diagramas: VIGA VB16 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

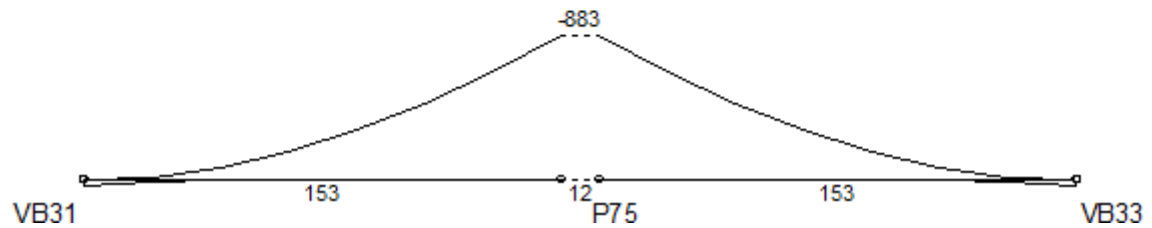


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

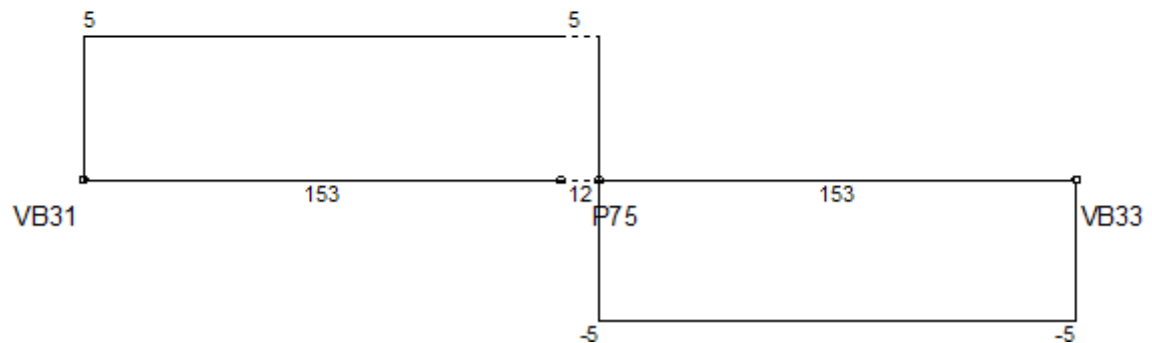




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

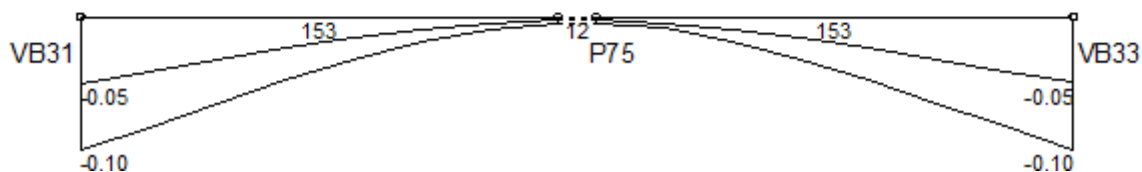




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



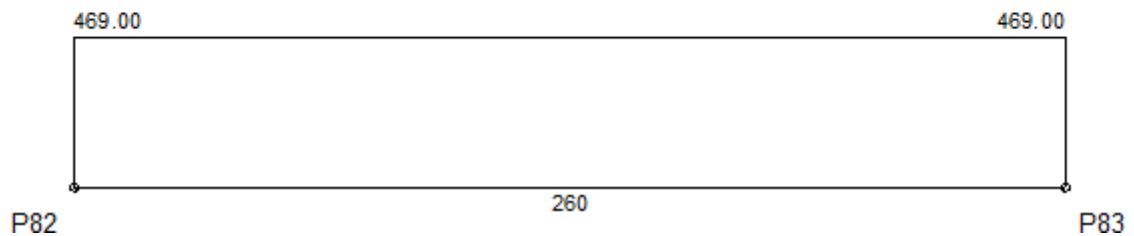
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.05	0	-0.05	153
Flecha imediata (recalculada)	-0.05	0	-0.05	153
Flecha diferida	-0.05	0	-0.05	153
Flecha total	-0.10	0	-0.10	153

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	3.15	3.15	3.15	3.15	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.45	0.45	0.45	0.45	-
Momento de fissuração (kgf.m)	-	808	808	808	808	-
Momento em serviço (kgf.m)	-	71	-632	-632	71	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	36.87	116.13	116.20	36.80	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

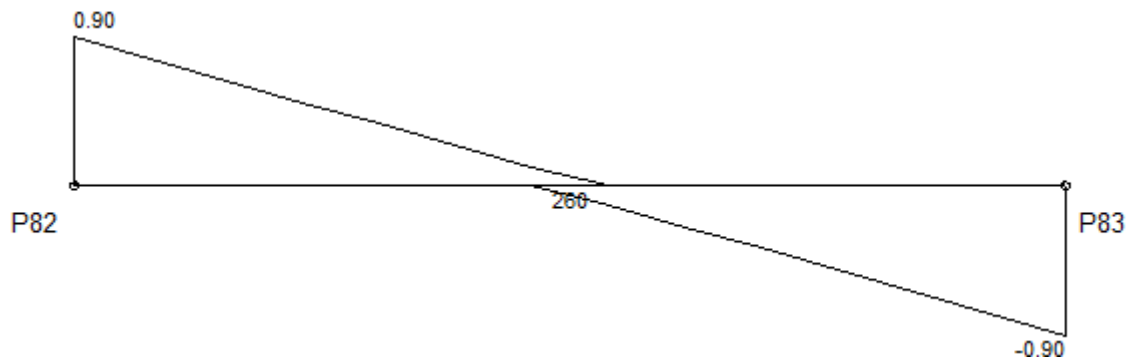


Diagramas: VIGA VB17 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

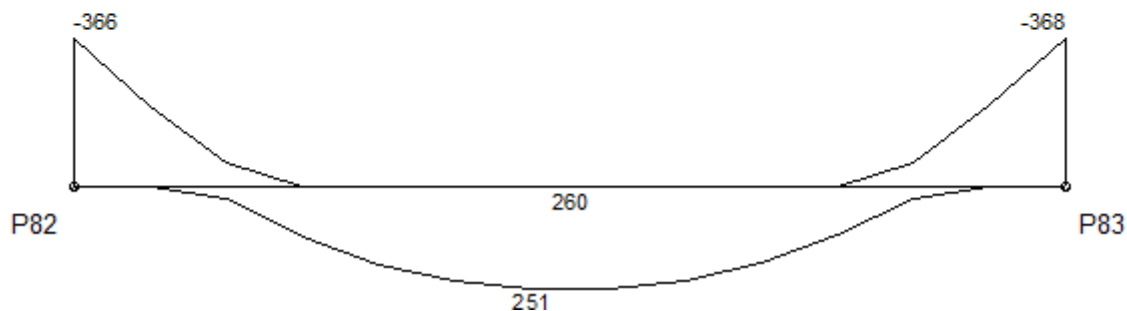


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

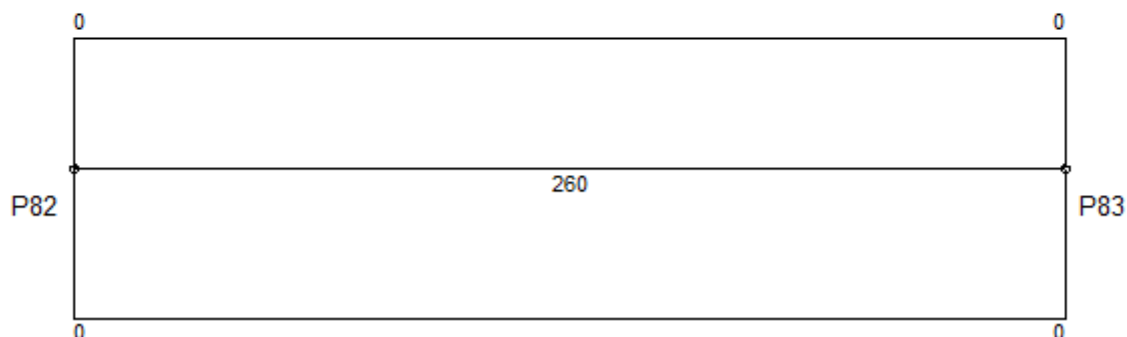




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

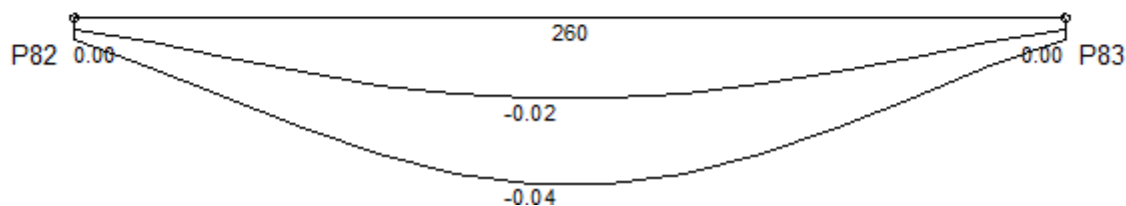




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



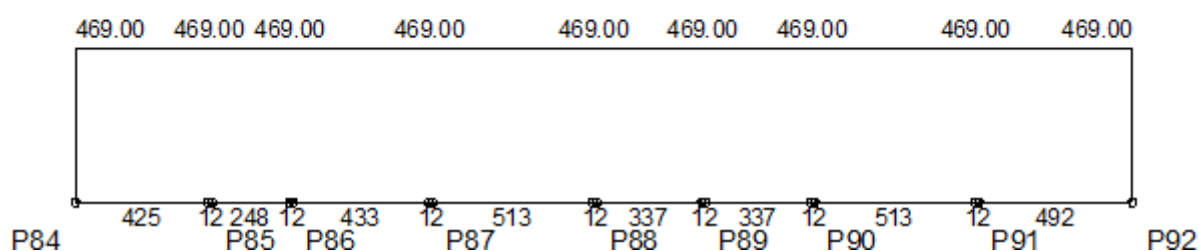
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	120
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	120
Flecha diferida	-0.02	120
Flecha total	-0.04	120

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-189	203	-192
Comprimento do sub-trecho (cm)	36.39	186.71	36.90
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

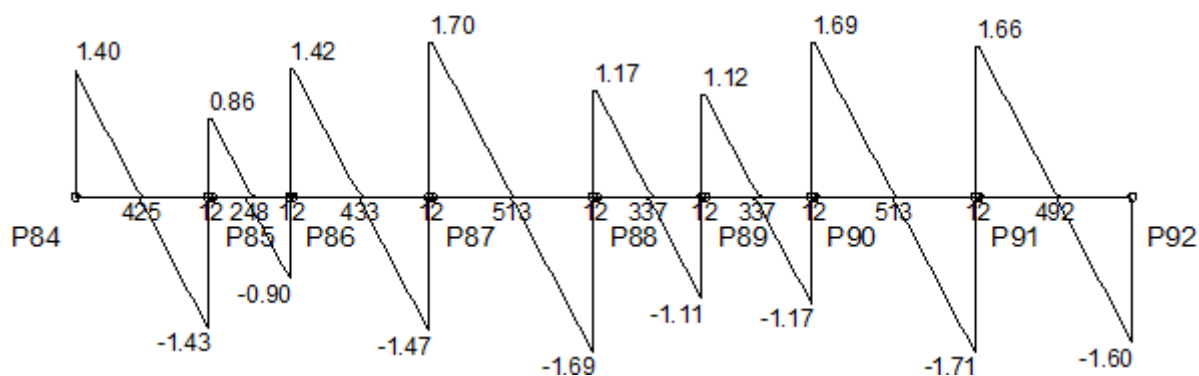


Diagramas: VIGA VB18 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

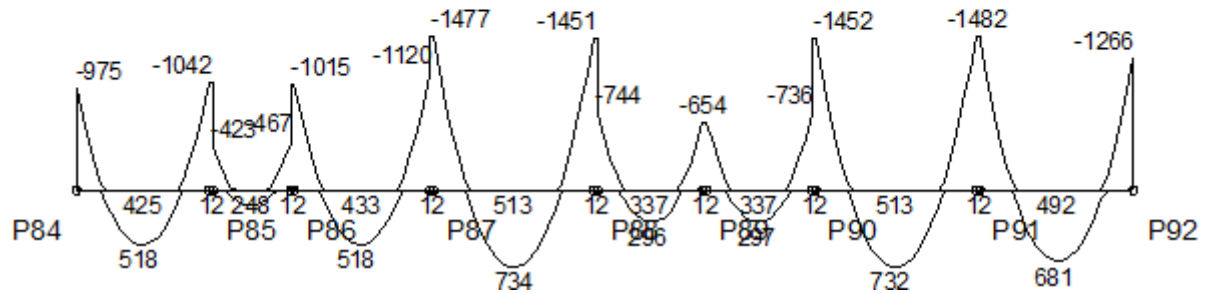


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

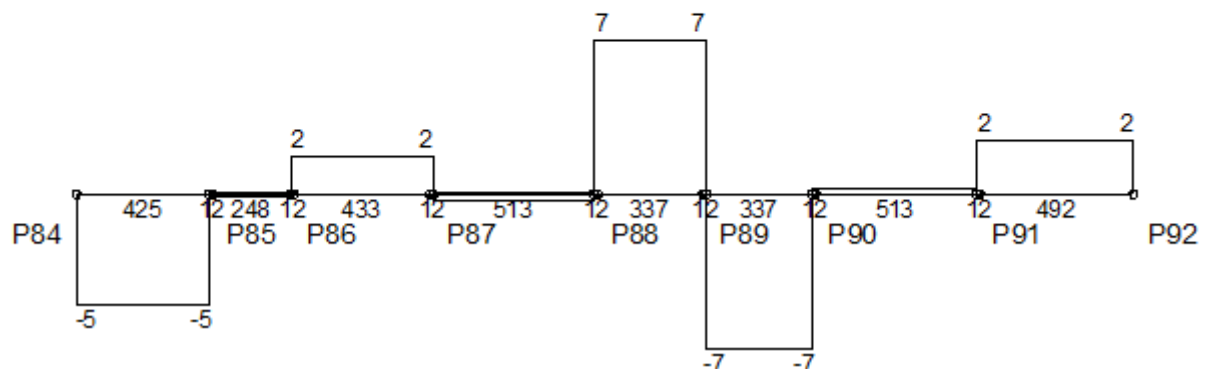




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

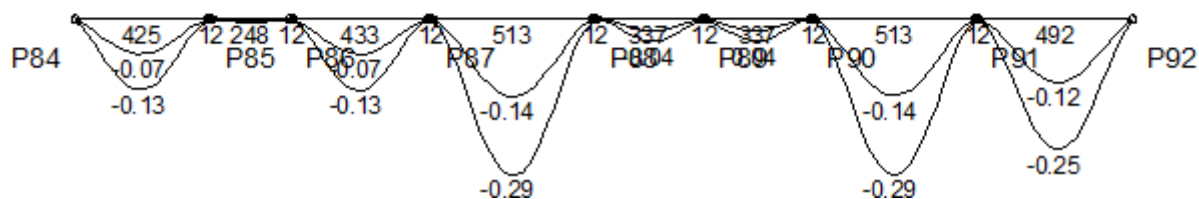




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envol tória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9		Vão 11		Vão 13		Vão 15	
	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição
Flecha imedia ta	- 0.0 7	202 .4	0.0 0	82. 7	- 0.0 7	206 .2	- 0.1 5	246 .2	- 0.0 2	168 .5	- 0.0 2	147 .4	- 0.1 4	246 .2	- 0.1 2	246
Flecha imedia ta (recalc ulada)	- 0.0 7	202 .4	0.0 0	82. 7	- 0.0 7	206 .2	- 0.1 4	246 .2	- 0.0 2	168 .5	- 0.0 2	147 .4	- 0.1 4	246 .2	- 0.1 2	246
Flecha diferid a	- 0.0 7	202 .4	0.0 0	82. 7	- 0.0 7	206 .2	- 0.1 5	246 .2	- 0.0 2	168 .5	- 0.0 2	147 .4	- 0.1 5	246 .2	- 0.1 3	246
Flecha total	- 0.1 3	202 .4	- 0.0 1	82. 7	- 0.1 3	206 .2	- 0.2 9	246 .2	- 0.0 4	168 .5	- 0.0 4	147 .4	- 0.2 9	246 .2	- 0.2 5	246

En vol tória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13		Vão 16		Vão 19		Vão 22									
	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F
Iné rci a da seq uê ncia bru ta (m 4 E- 4)	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5



Iné rci a fiss ura da (m 4 E- 4)	0 . 4 5	0 . 4 5	0 . 4 6	0 . 4 6	0 . 4 5	0 . 4 6	0 . 4 6	0 . 4 5	0 . 5 8	0 . 5 8	0 . 4 5	0 . 6 0	0 . 6 0	0 . 4 5	0 . 4 6	0 . 4 6	0 . 4 5	0 . 6 0	0 . 6 0	0 . 4 5	0 . 5 8	0 . 5 8	0 . 4 5	0 . 5 8
Mo me nto de fiss ura ção (kg f.m)	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8
Mo me nto em ser viç o (kg f.m)	- 6 3 8	3 8 7	- 7 0 4	- 7 0 4	7 9	- 6 7 9	- 6 7 9	3 7 1	- 1 0 3 6	- 1 0 3 6	5 3 0	- 9 8 6	- 9 8 6	2 0 3	- 4 2 3	- 4 2 3	2 0 4	- 1 0 0 4	- 1 0 0 4	5 2 7	- 1 0 3 0	- 1 0 3 0	4 9 6	- 8 1 7
Co mp rim ent o do sub - tre cho (c m)	8 0 . 5 6	2 5 6 . 9 6	8 7 . 4 7	6 6 . 9 2	1 1 4 . 7 0	6 6 . 3 8	8 6 . 0 3	2 5 1 . 1 1	9 5 . 8 7	1 0 8 . 2 6	3 0 0 . 8 9	1 0 3 . 8 5	8 4 . 6 4	1 8 6 . 8 9	6 5 . 4 7	7 0 . 7 6	1 8 5 . 8 1	8 0 . 4 2	1 0 5 . 6 3	3 0 0 . 0 0	1 0 7 . 3 9	1 0 9 . 8 8	2 9 0 . 7 0	9 1 . 4 1
Iné rci a equ iva len te (m 4 E- 4)	3.15		3.15		2.85		2.63		2.86		2.86		2.62		2.84									
Mu ltip lica dor fle	2.04		1.94		2.04		2.03		1.93		1.93		2.03		2.06									



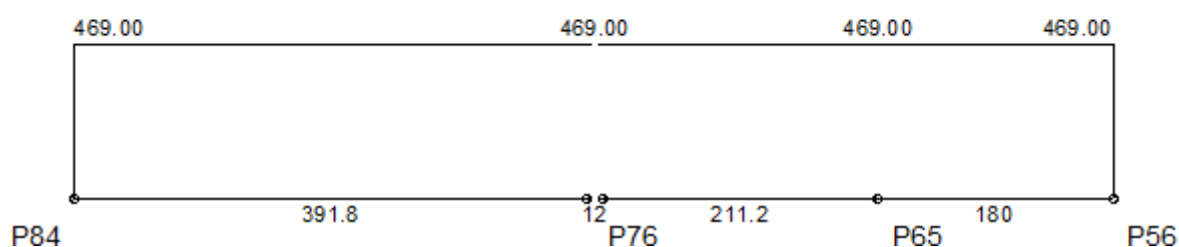
cha tot al								
------------------	--	--	--	--	--	--	--	--



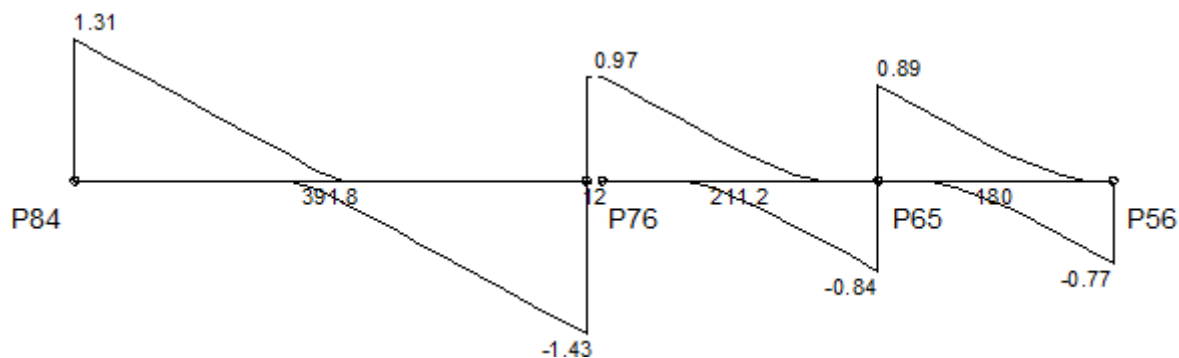


Diagramas: VIGA VB19 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

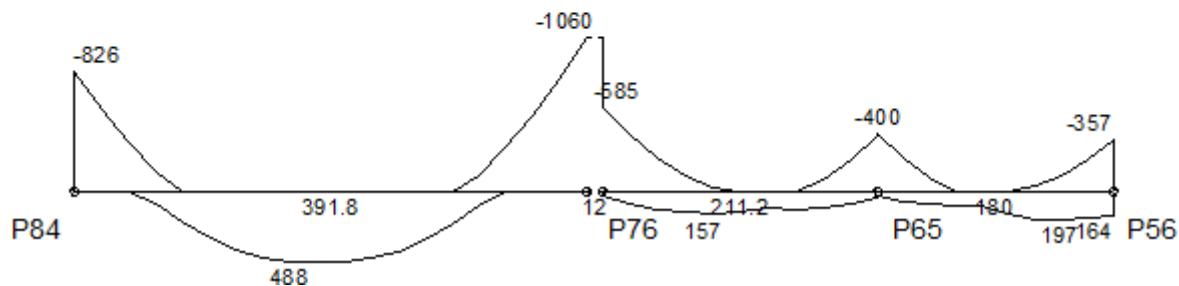


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

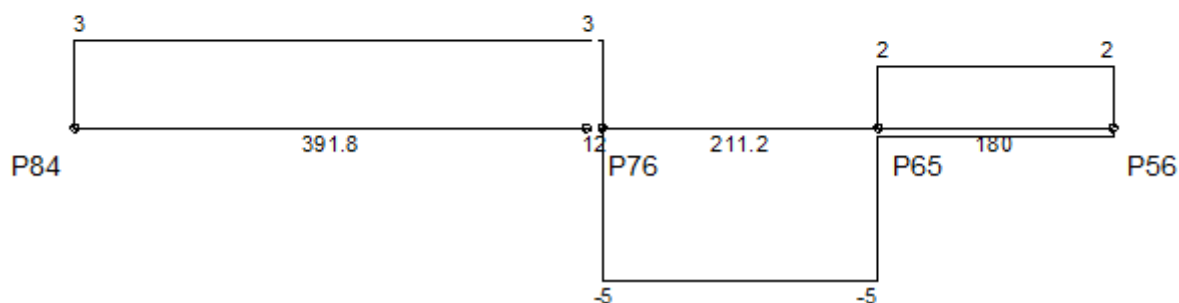




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

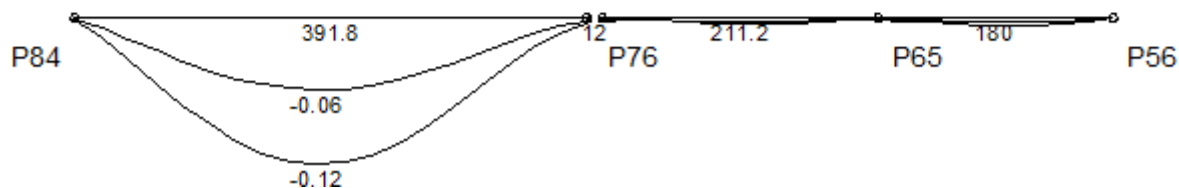




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



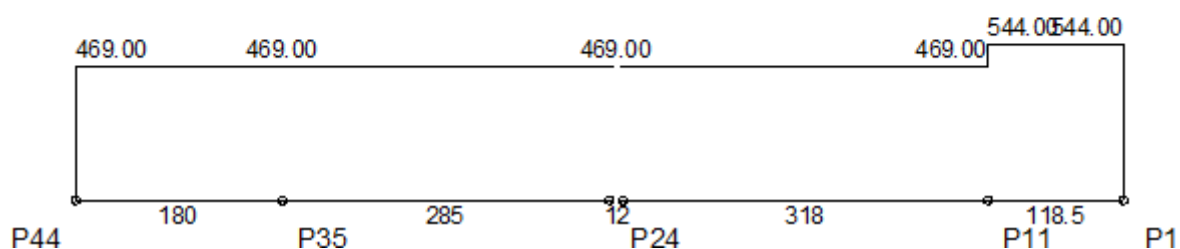
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.06	185.6	0.00	84.5	0.00	80
Flecha imediata (recalculada)	-0.06	185.6	0.00	84.5	0.00	80
Flecha diferida	-0.06	185.6	0.00	84.5	0.00	80
Flecha total	-0.12	185.6	0.00	84.5	-0.01	80

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-396	379	-653	-653	65	-160	-160	85	-56
Comprimento do sub-trecho (cm)	55.03	254.06	82.65	70.32	104.21	36.71	42.40	119.88	17.73
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		
Multiplicador flecha total	2.03		1.94		2.03		2.03		

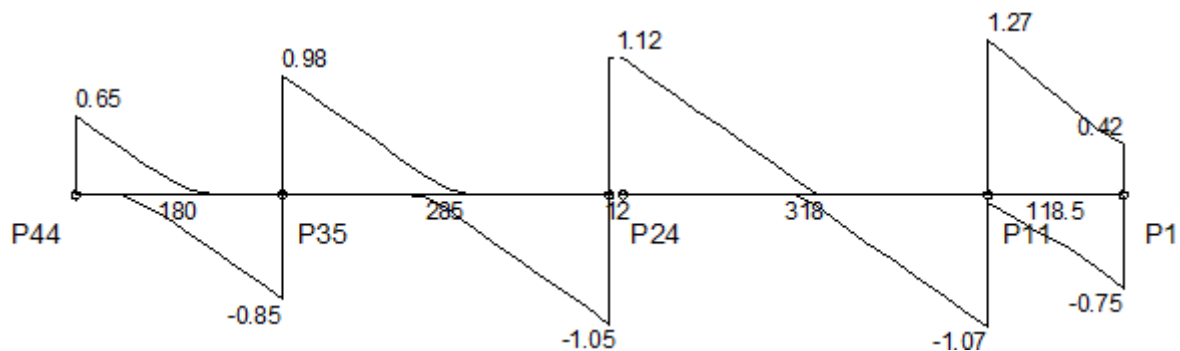


Diagramas: VIGA VB20 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

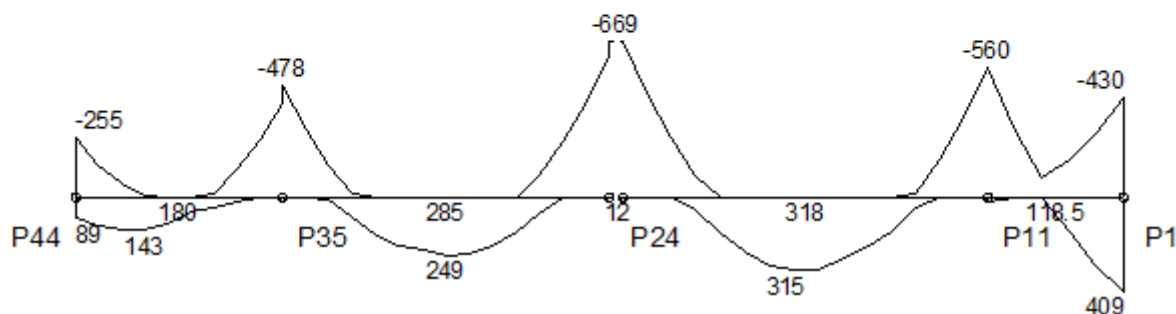


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

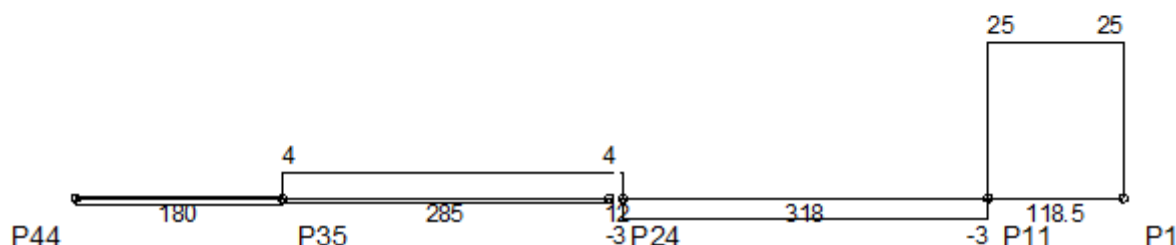




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]

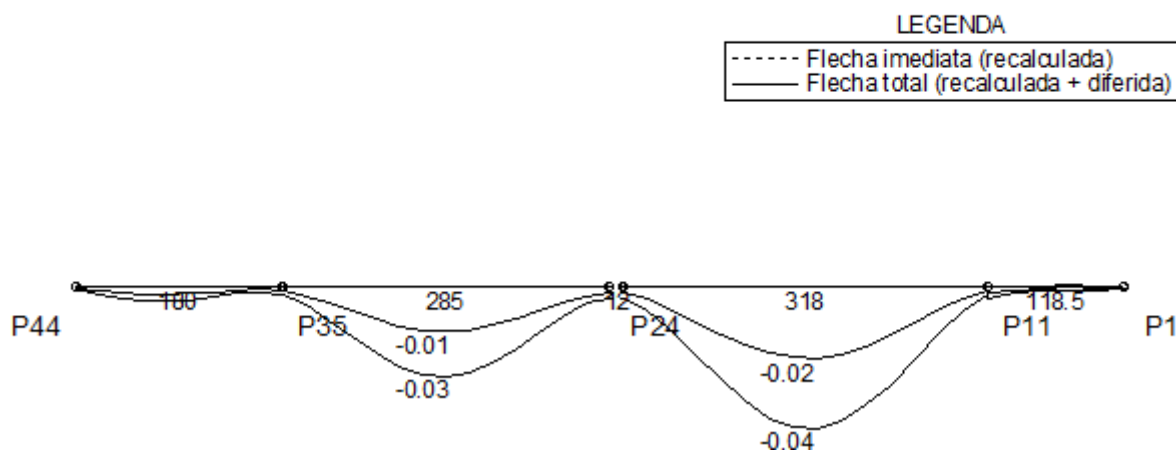


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]





DESLOCAMENTOS [cm;cm]



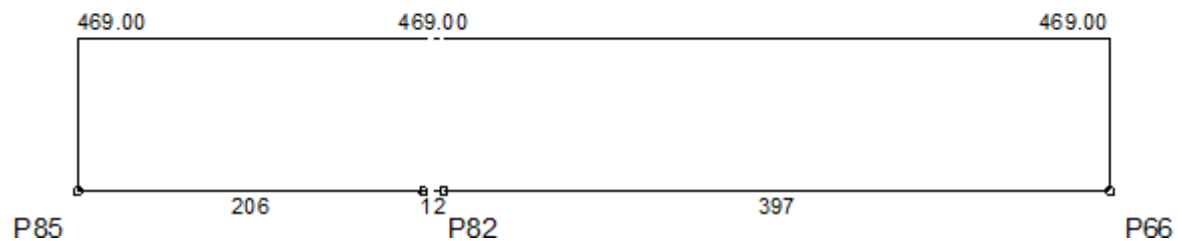
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	0.00	60	-0.01	122.1	-0.02	148.4	0.00	0
Flecha imediata (recalculada)	0.00	60	-0.01	122.1	-0.02	148.4	0.00	0
Flecha diferida	0.00	60	-0.01	122.1	-0.02	148.4	0.00	0
Flecha total	0.00	180	-0.03	122.1	-0.04	148.4	0.00	0

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10					
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	5.40	5.40
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.46	0.46	0.68	0.69
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	1385	1385
Momento em serviço (kgf.m)	-12	80	-244	-244	162	-390	-390	224	-351	-351	0	-109
Comprimento do sub-trecho (cm)	470	11609	5921	4825	16596	7078	6311	19576	5913	5925	0.00	5925
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		4.28			
Multiplicador flecha total	2.06		2.06		2.04		2.04		1.96			

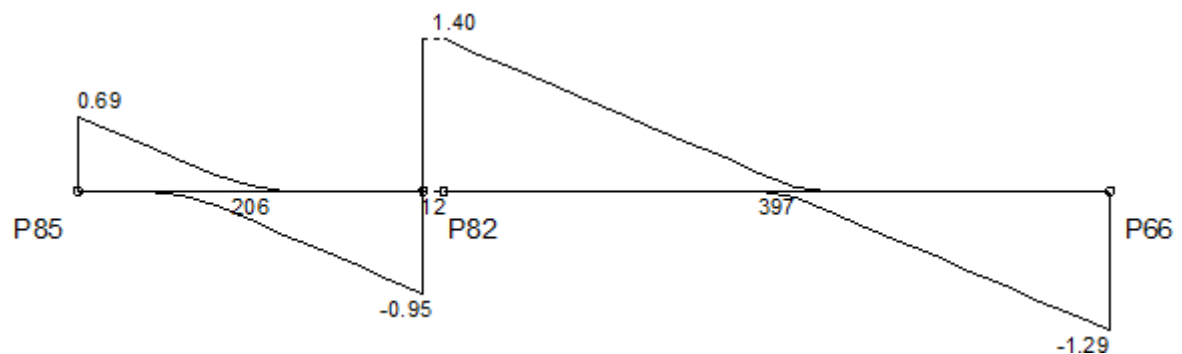


Diagramas: VIGA VB21 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

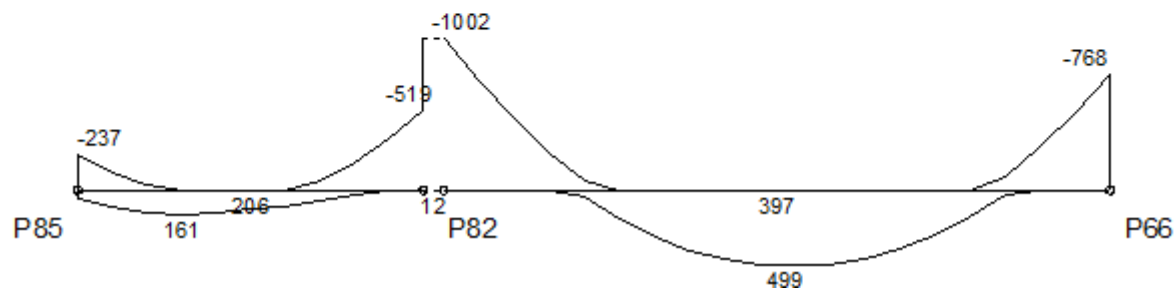


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

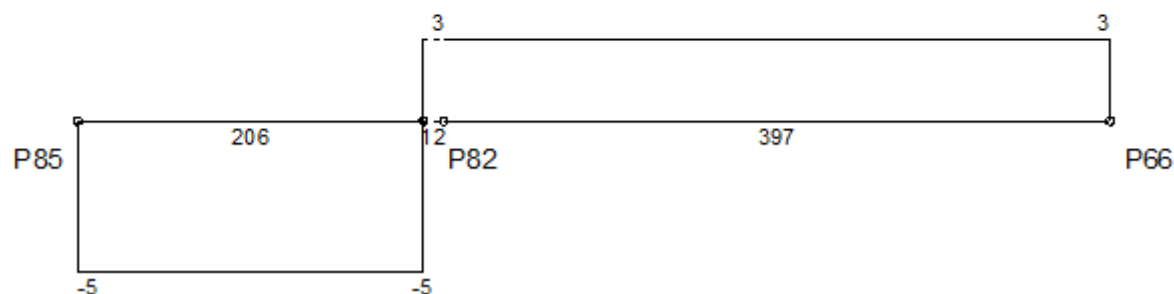




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]

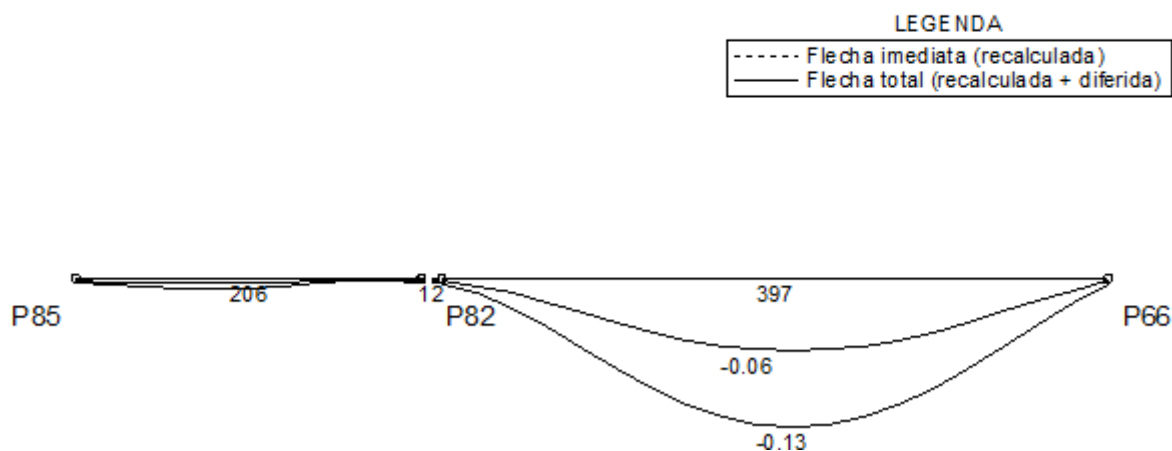


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]





DESLOCAMENTOS [cm;cm]



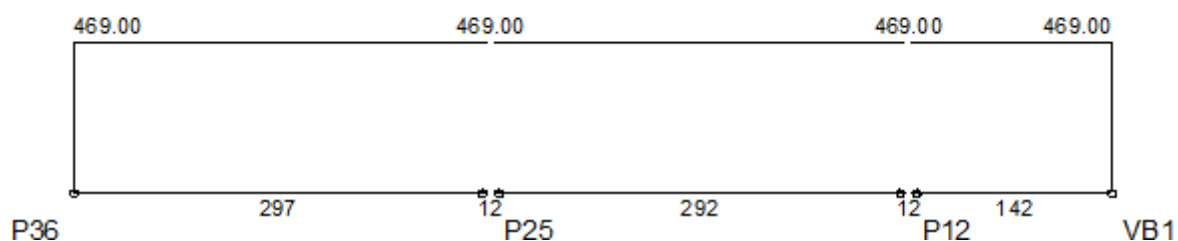
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	0.00	61.8	-0.06	188
Flecha imediata (recalculada)	0.00	61.8	-0.06	188
Flecha diferida	0.00	61.8	-0.07	188
Flecha total	-0.01	82.4	-0.13	209

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-26	93	-674	-674	388	-407
Comprimento do sub-trecho (cm)	9.00	125.60	71.38	84.21	256.94	55.86
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

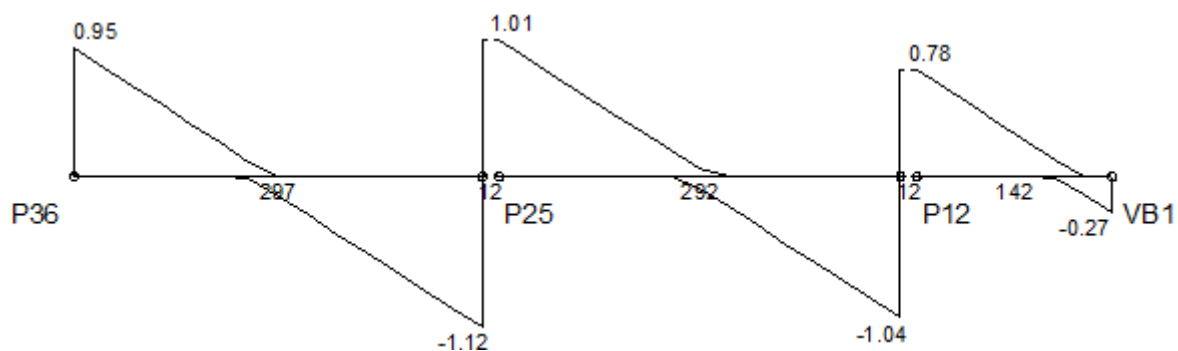


Diagramas: VIGA VB22 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

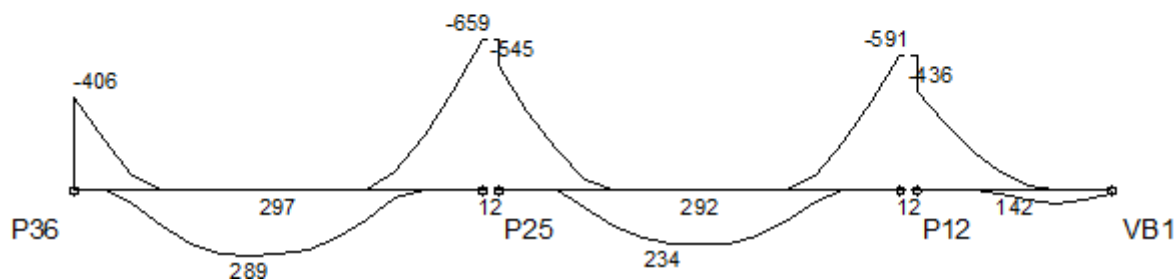


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

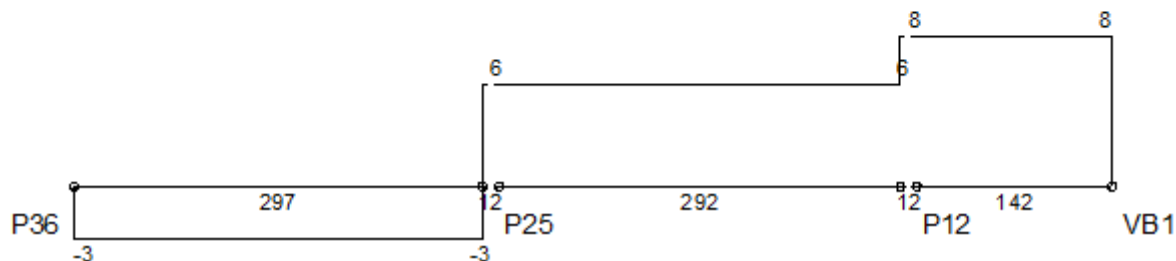




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

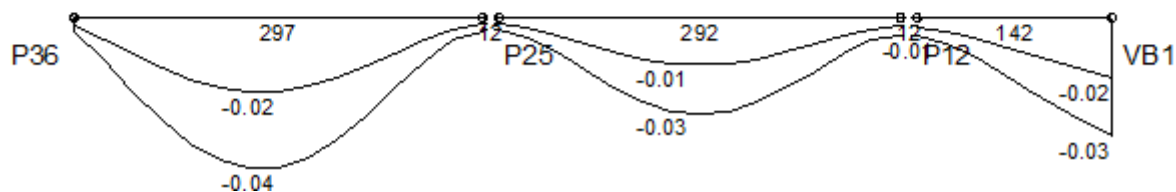




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



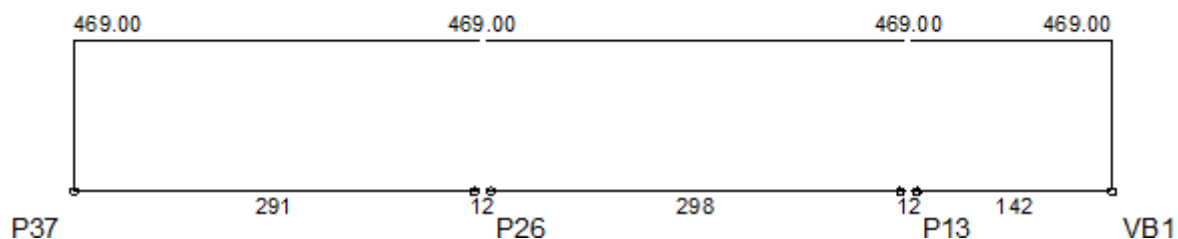
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	127.3	-0.01	125.1	-0.02	142
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	127.3	-0.01	125.1	-0.02	142
Flecha diferida	-0.02	127.3	-0.01	125.1	-0.02	142
Flecha total	-0.04	127.3	-0.03	125.1	-0.03	142

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	-
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	-
Momento em serviço (kgf.m)	-182	221	-425	-425	162	-343	-343	32	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	34.56	193.12	69.32	62.07	166.25	63.68	73.04	68.96	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		2.06		2.06		2.06		

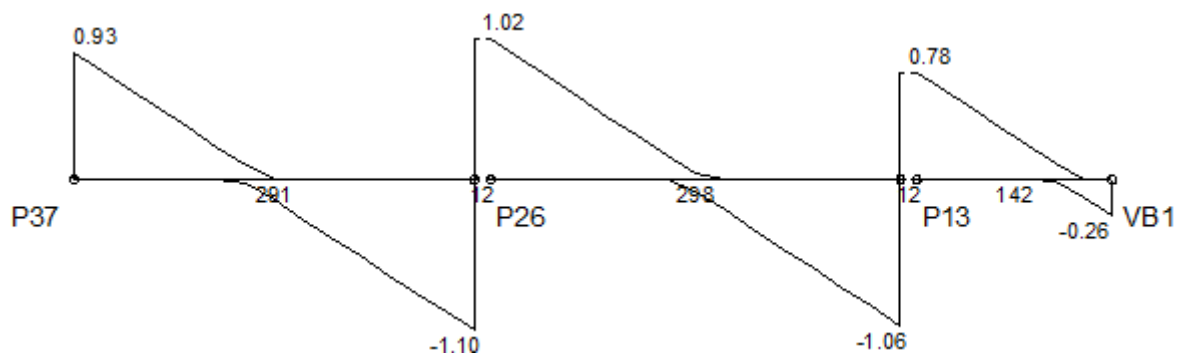


Diagramas: VIGA VB23 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

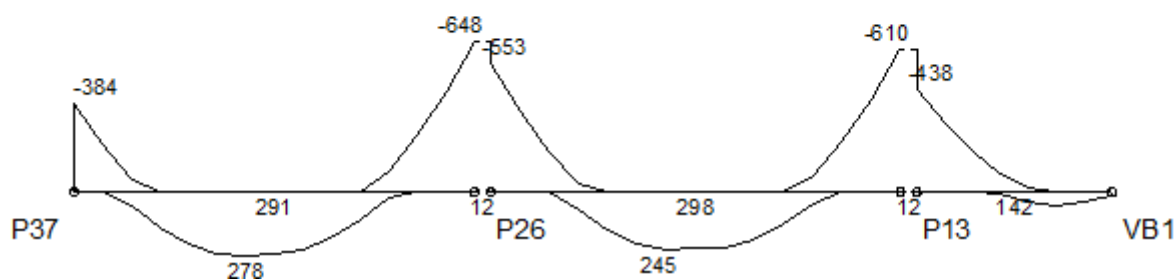


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

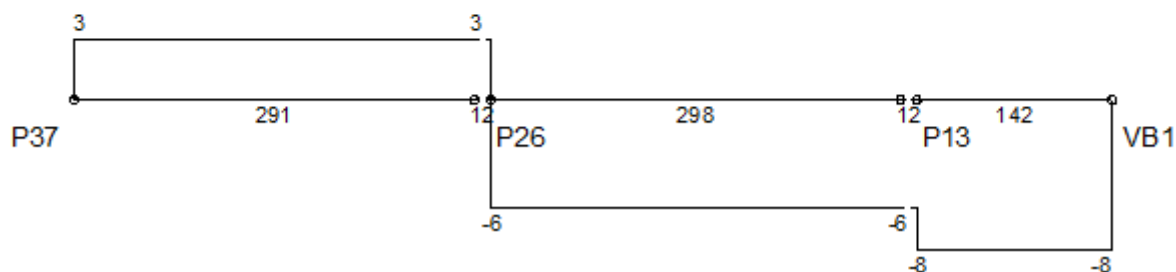




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

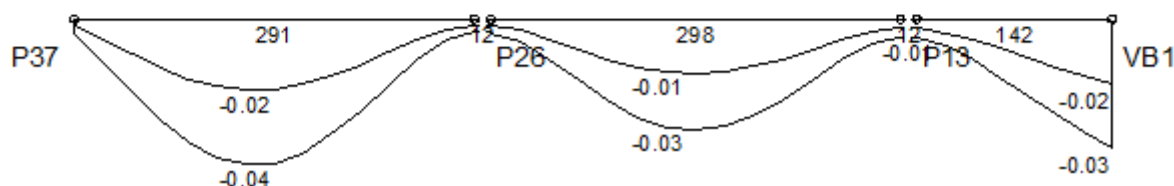




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



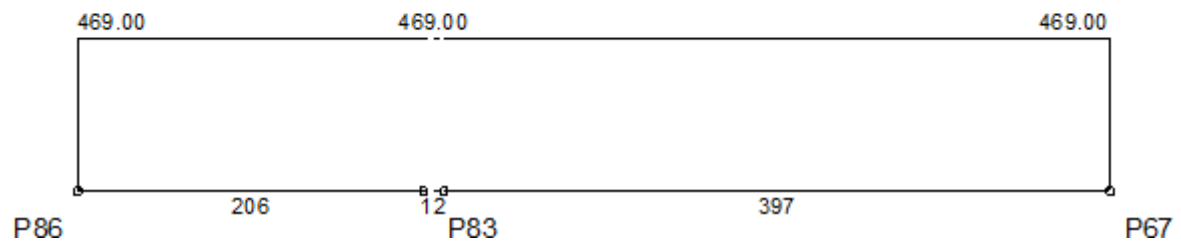
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	124.7	-0.01	127.7	-0.02	142
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	124.7	-0.01	127.7	-0.02	142
Flecha diferida	-0.02	124.7	-0.02	127.7	-0.02	142
Flecha total	-0.04	124.7	-0.03	127.7	-0.03	142

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	-
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	-
Momento em serviço (kgf.m)	-184	210	-398	-398	172	-336	-336	30	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	35.41	188.90	66.69	65.28	170.99	61.73	78.85	63.15	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		2.06		2.06		2.06		

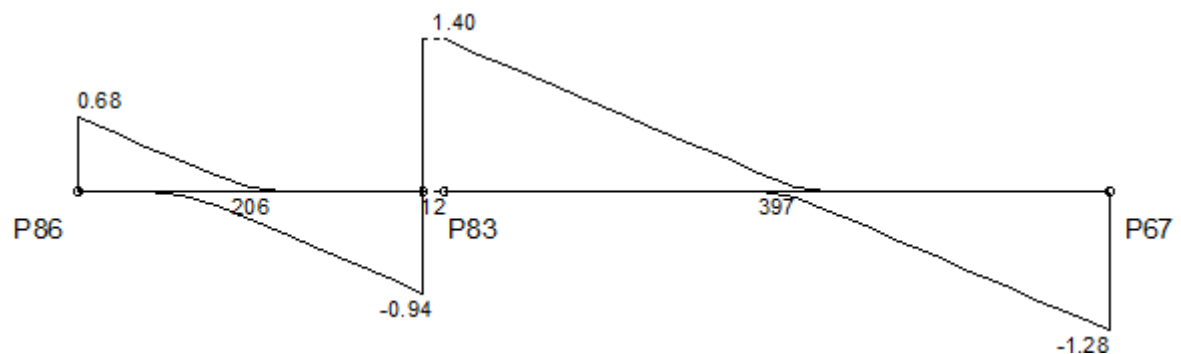


Diagramas: VIGA VB24 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

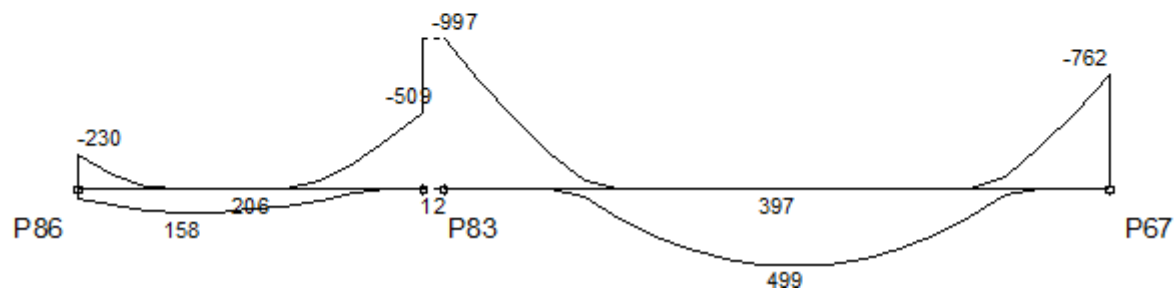


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

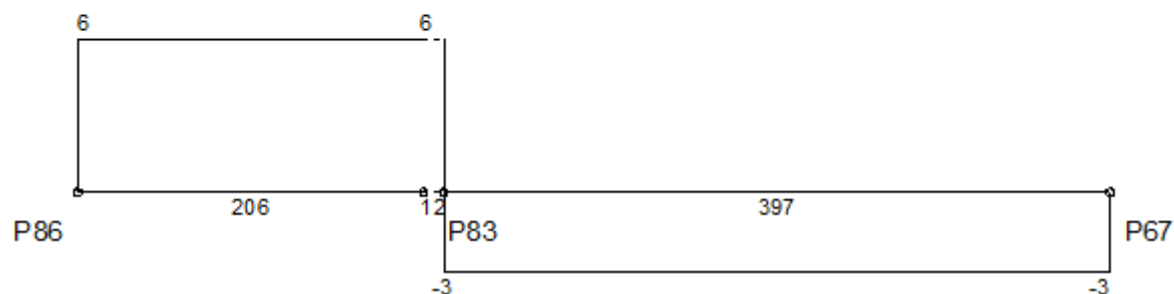




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]

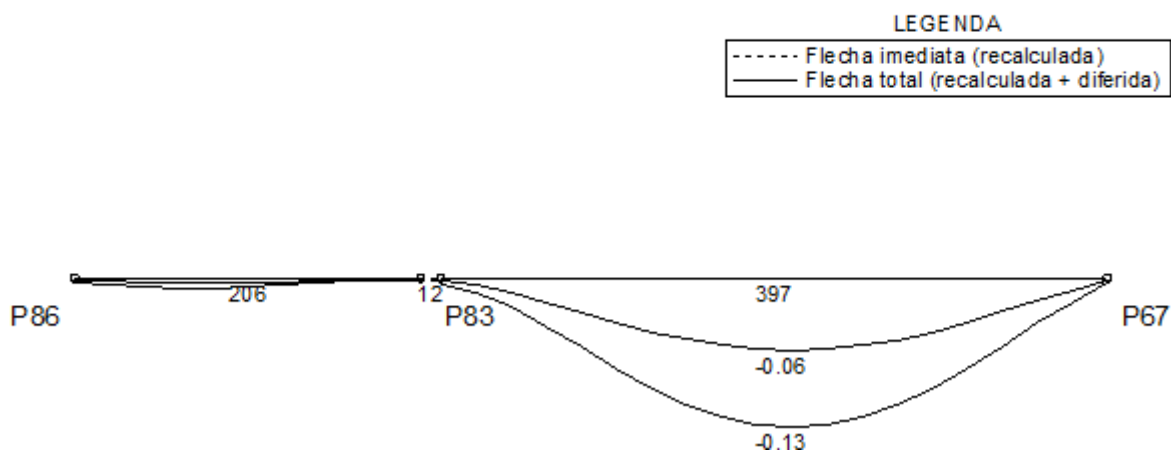


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]





DESLOCAMENTOS [cm;cm]



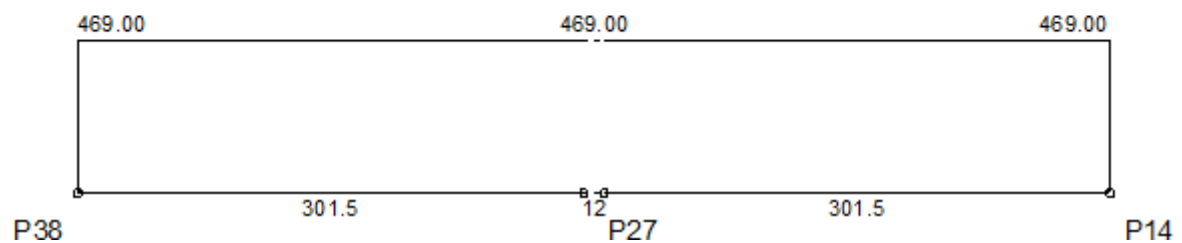
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	0.00	61.8	-0.06	209
Flecha imediata (recalculada)	0.00	61.8	-0.06	209
Flecha diferida	0.00	61.8	-0.07	209
Flecha total	-0.01	82.4	-0.13	209

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-1	100	-654	-654	388	-424
Comprimento do sub-trecho (cm)	0.45	129.91	75.64	82.24	257.00	57.75
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

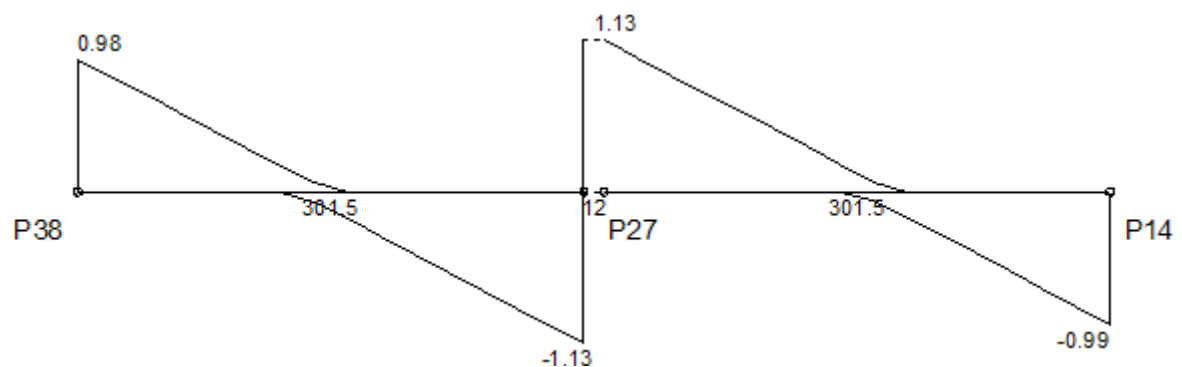


Diagramas: VIGA VB25 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

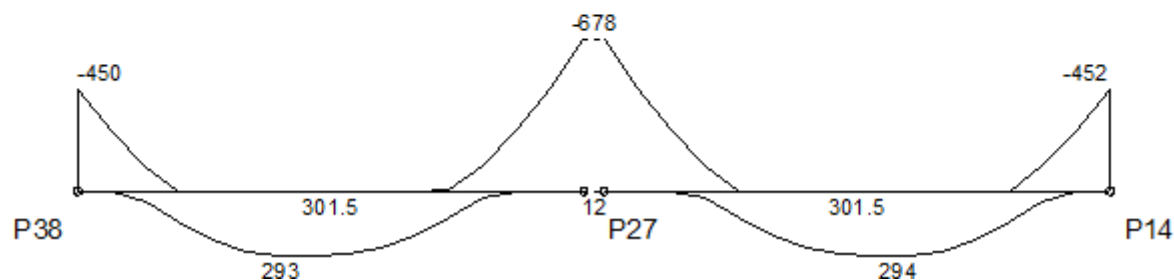


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

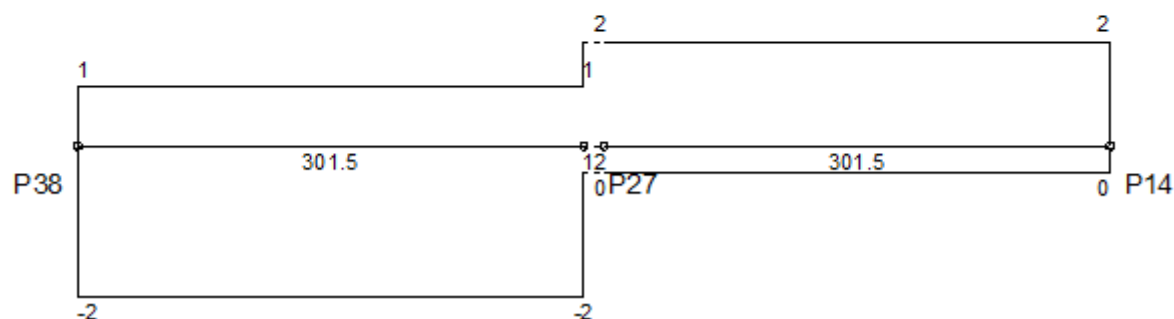




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]

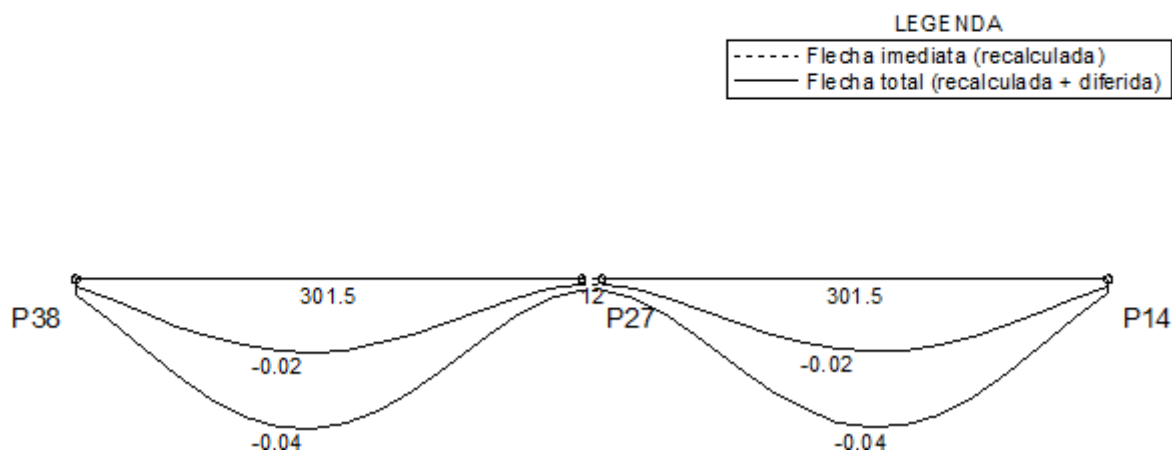


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]





DESLOCAMENTOS [cm;cm]



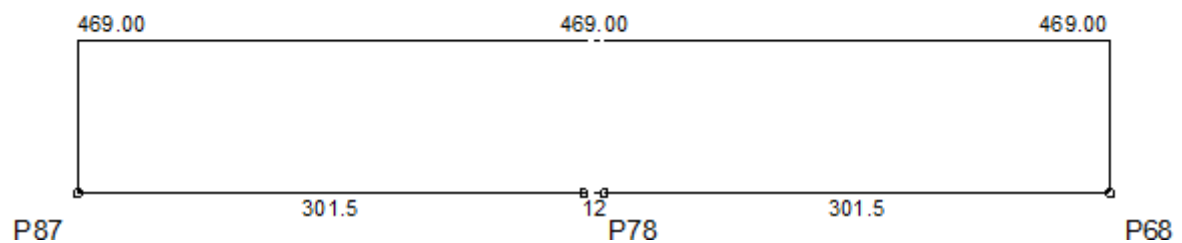
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha diferida	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha total	-0.04	120.6	-0.04	160.8

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-214	224	-462	-462	223	-173
Comprimento do sub-trecho (cm)	39.01	194.83	67.66	73.63	195.16	32.72
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

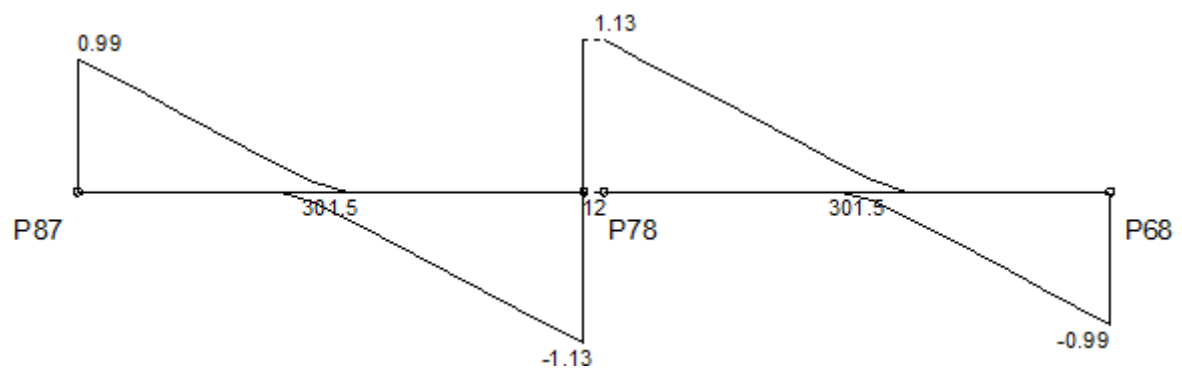


Diagramas: VIGA VB26 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

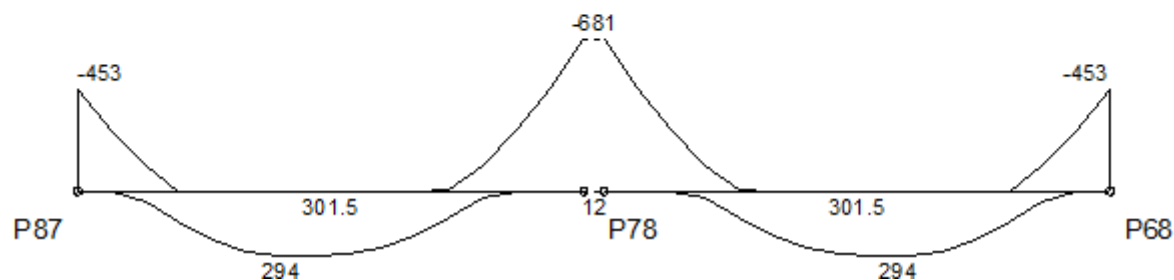


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

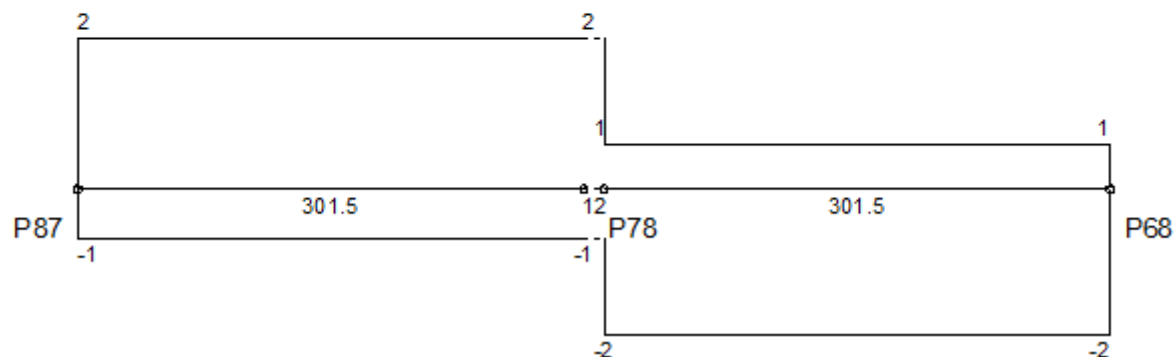




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

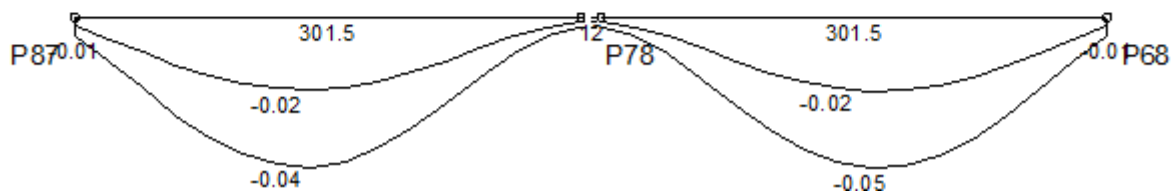




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



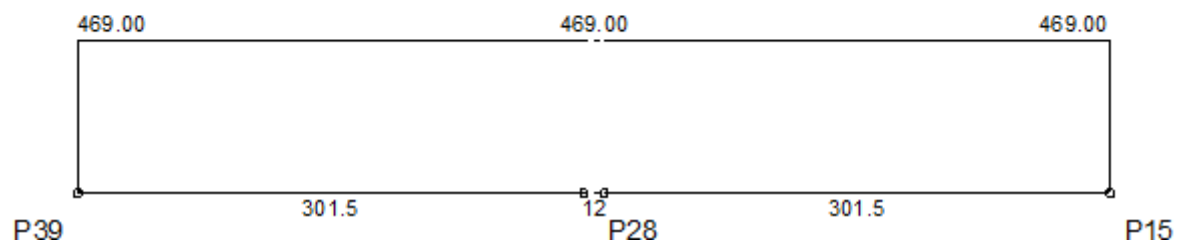
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha diferida	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha total	-0.04	120.6	-0.04	160.8

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-192	223	-442	-442	224	-187
Comprimento do sub-trecho (cm)	35.73	194.64	71.13	71.16	195.41	34.92
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

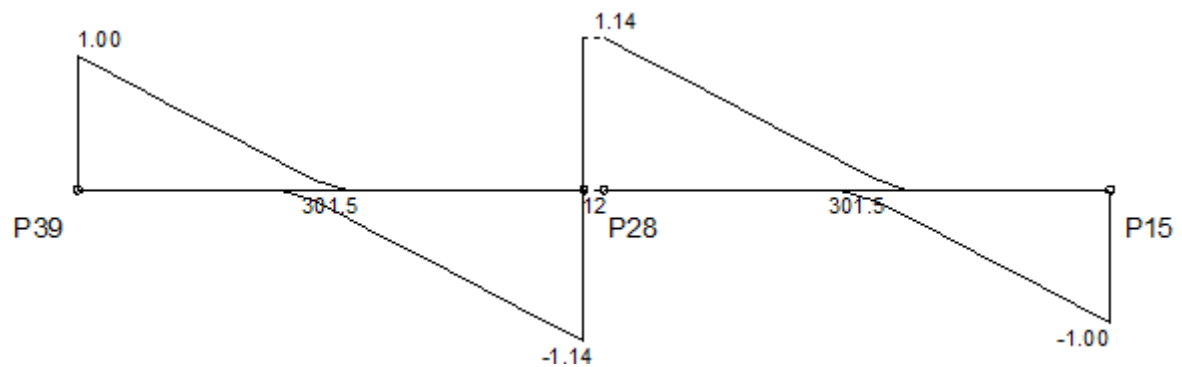


Diagramas: VIGA VB27 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

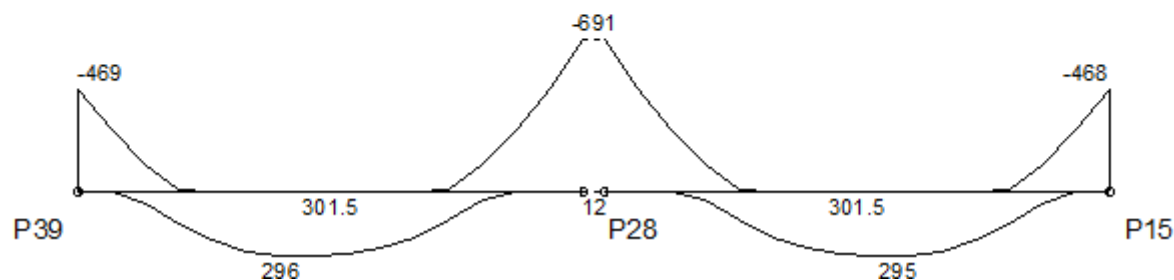


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

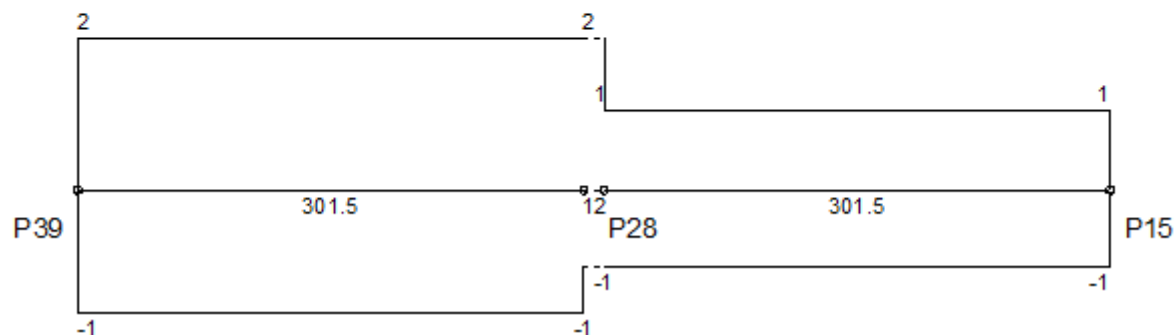




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]

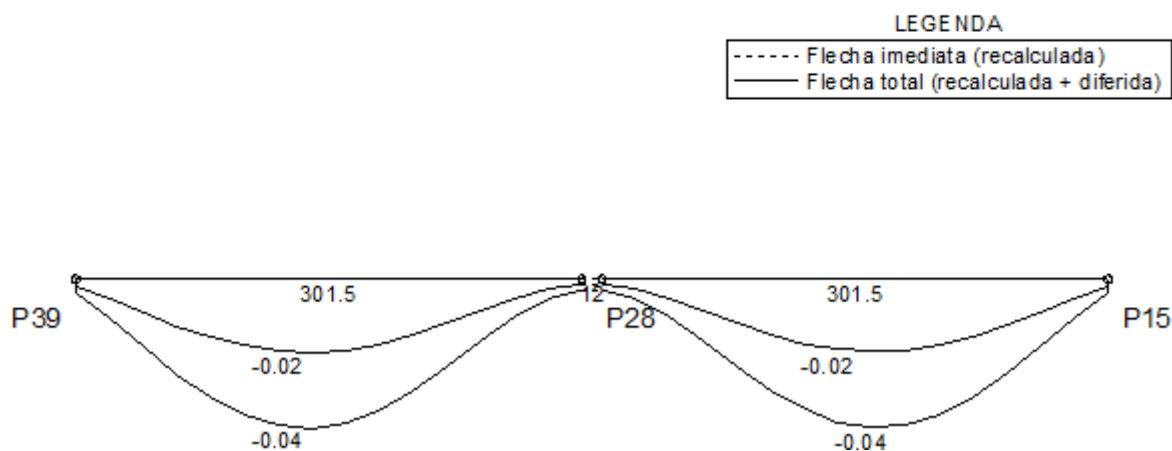


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]





DESLOCAMENTOS [cm;cm]



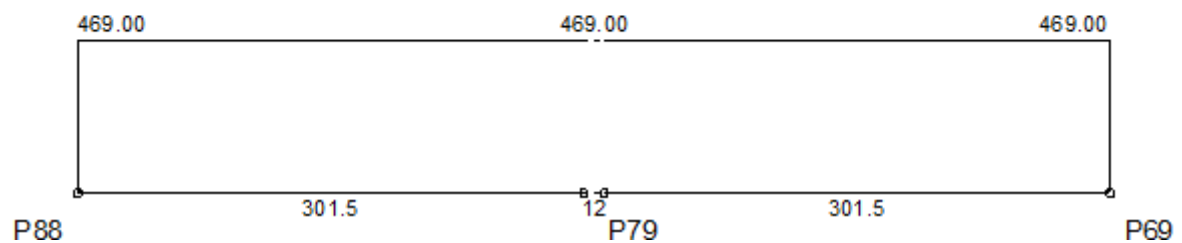
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha diferida	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha total	-0.04	120.6	-0.04	160.8

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-194	223	-437	-437	222	-196
Comprimento do sub-trecho (cm)	36.14	194.70	70.66	70.62	194.40	36.47
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

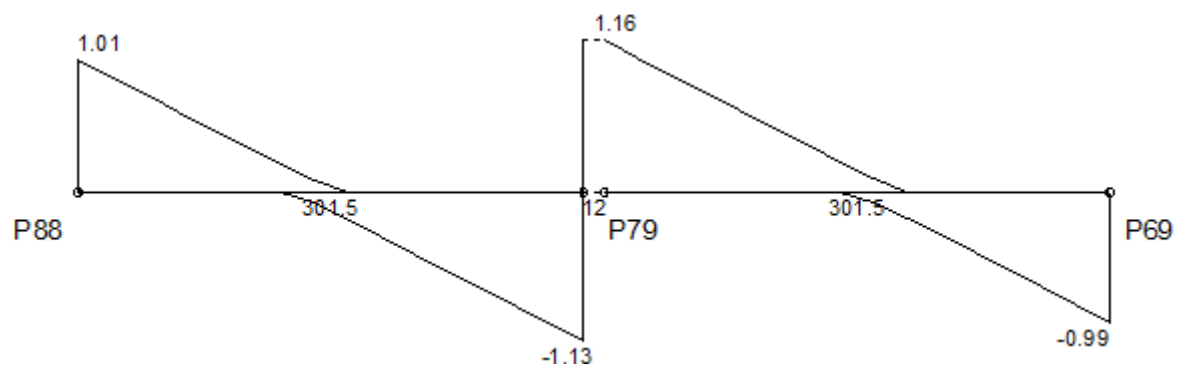


Diagramas: VIGA VB28 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

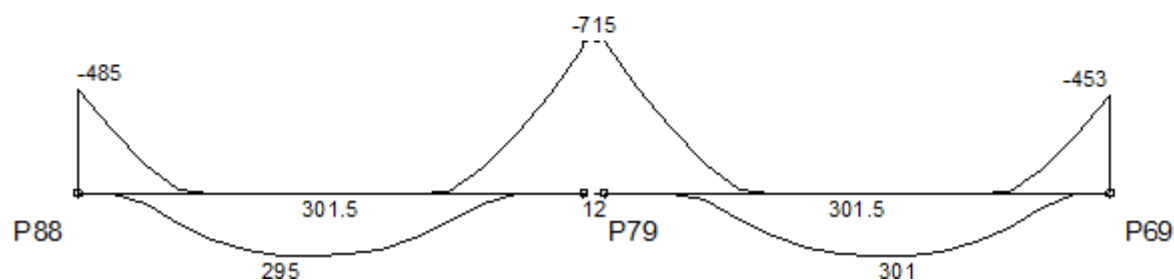


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

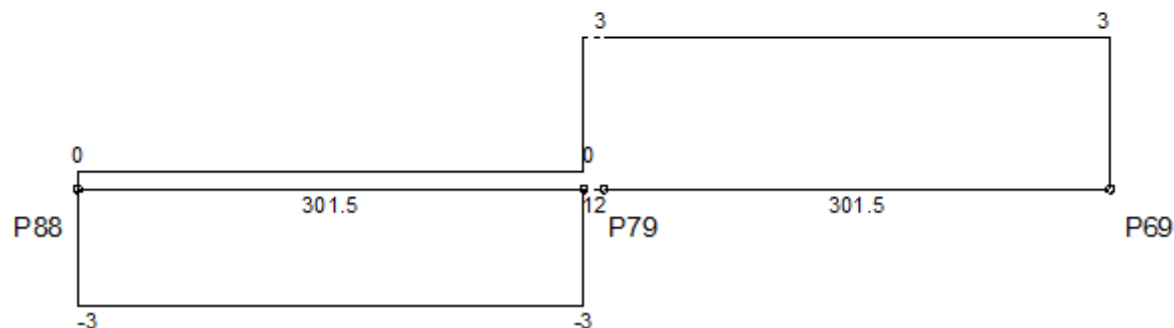




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]

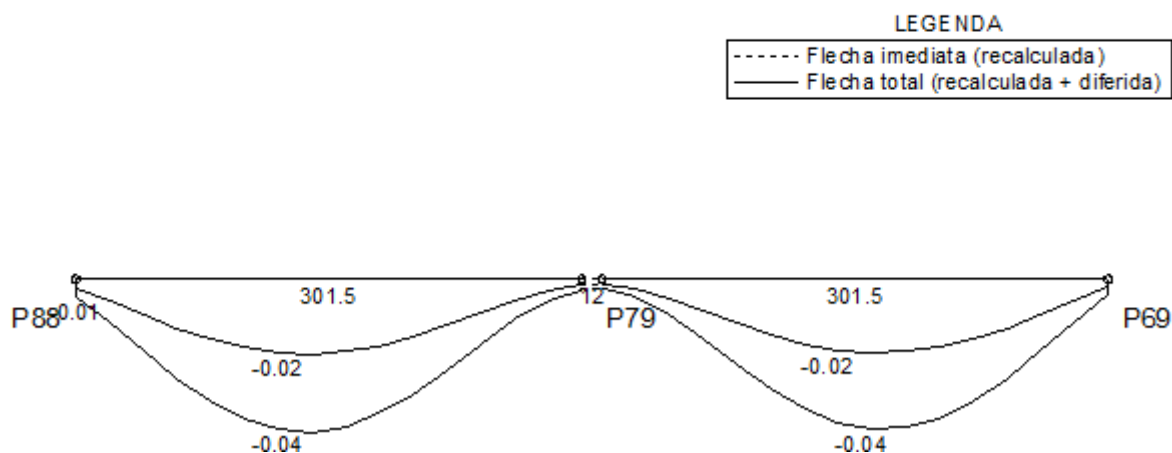


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]





DESLOCAMENTOS [cm;cm]



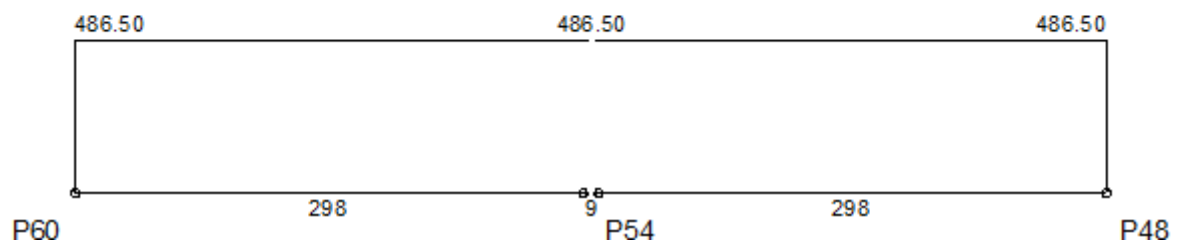
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha diferida	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha total	-0.05	120.6	-0.04	160.8

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-192	226	-455	-455	226	-172
Comprimento do sub-trecho (cm)	35.55	196.06	69.89	72.52	196.45	32.51
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15			
Multiplicador flecha total	2.06		2.06			

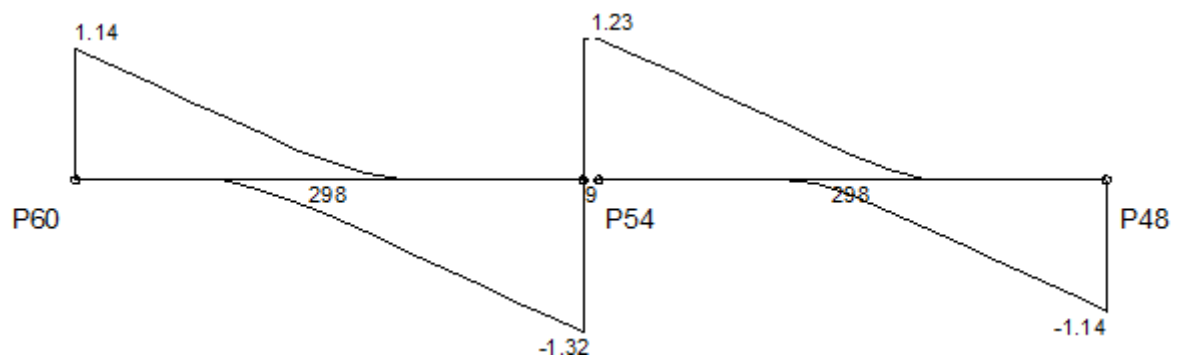


Diagramas: VIGA VB29 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

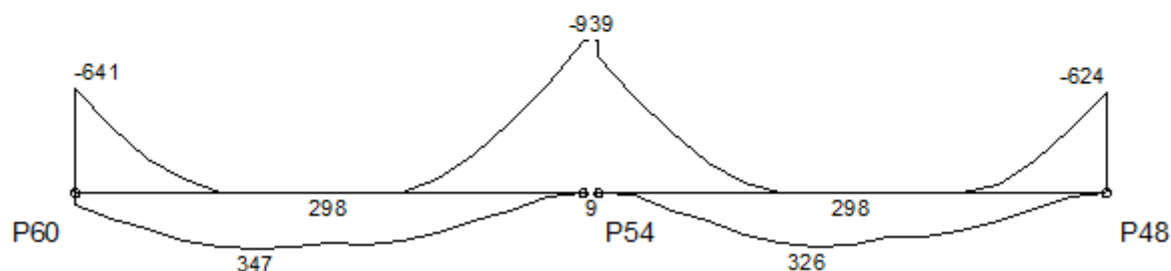


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

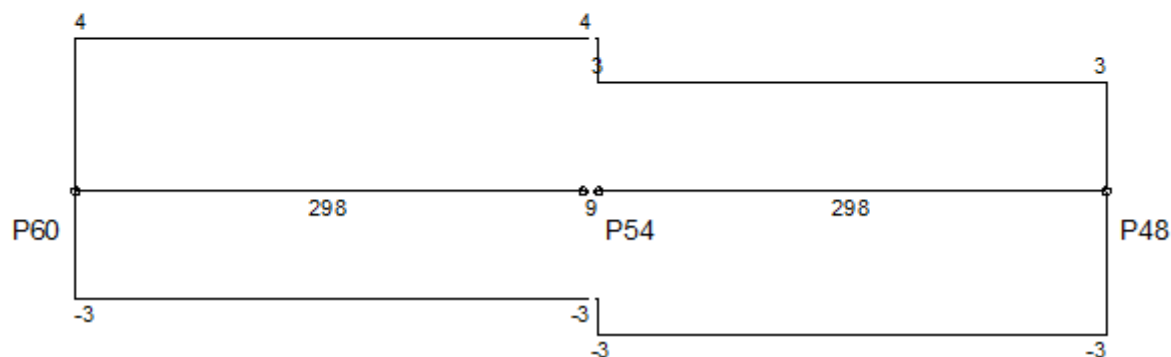




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

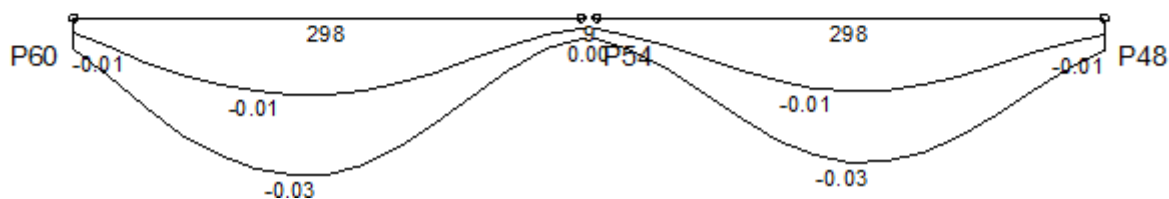




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



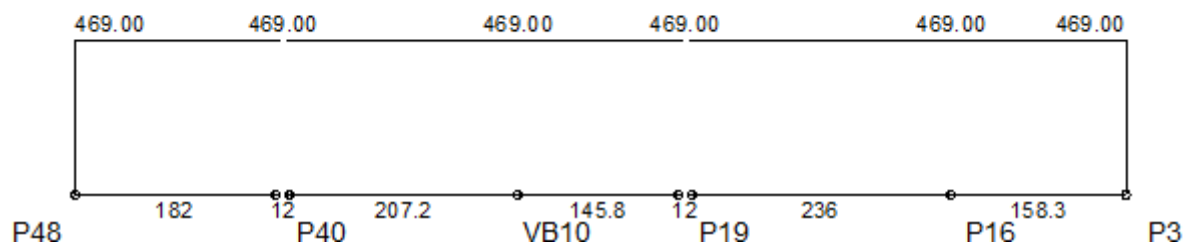
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	106.4	-0.01	127.7
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	106.4	-0.01	127.7
Flecha diferida	-0.02	106.4	-0.01	127.7
Flecha total	-0.03	127.7	-0.03	149

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
Momento de fissuração (kgf.m)	1100	1100	1100	1100	1100	1100
Momento em serviço (kgf.m)	-175	232	-461	-461	205	-257
Comprimento do sub-trecho (cm)	32.26	194.05	71.69	67.60	184.31	46.09
Inércia equivalente (m4 E-4)	5.00			5.00		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

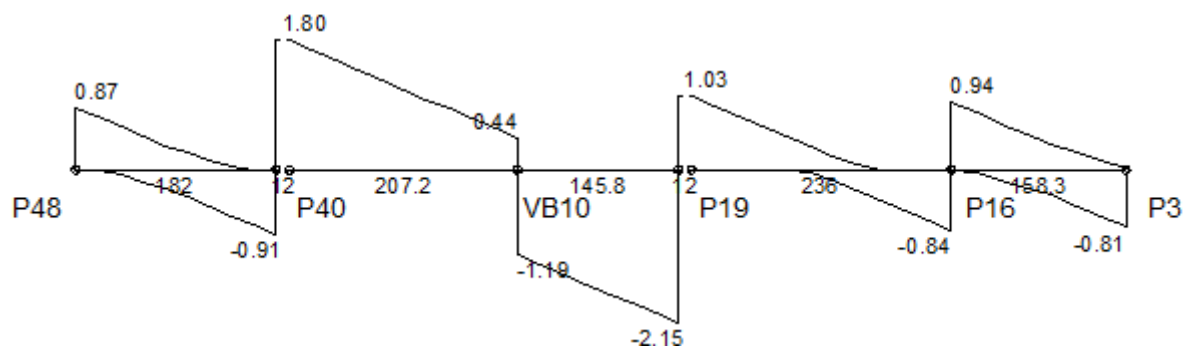


Diagramas: VIGA VB30 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

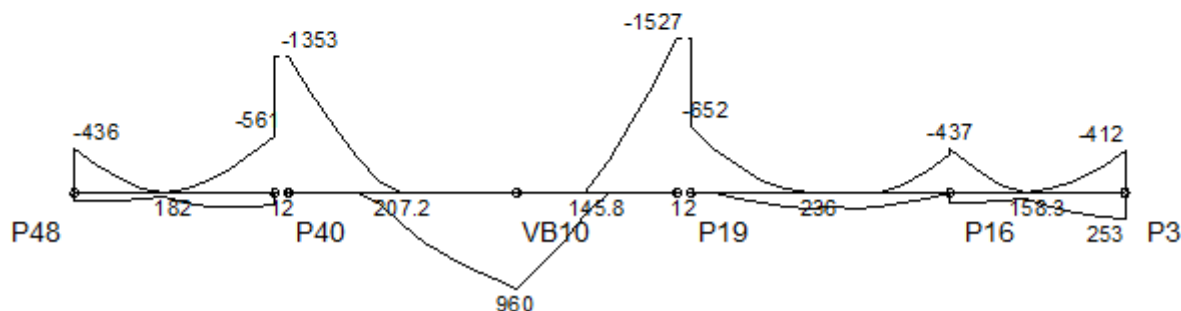


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf,cm]

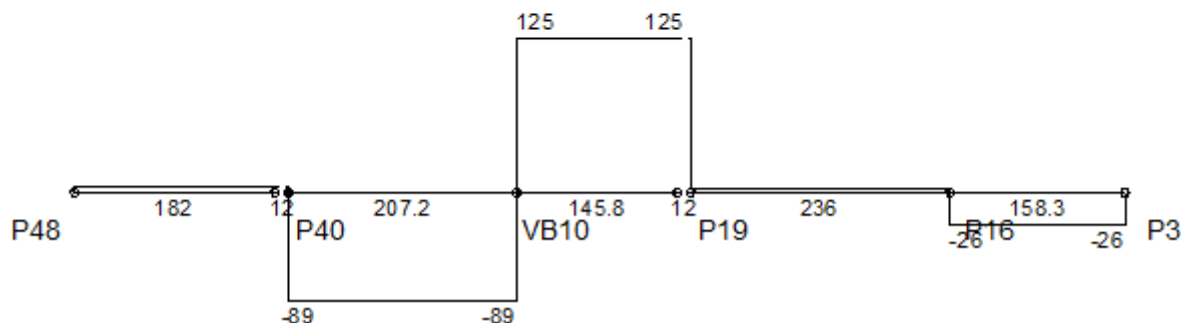




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]

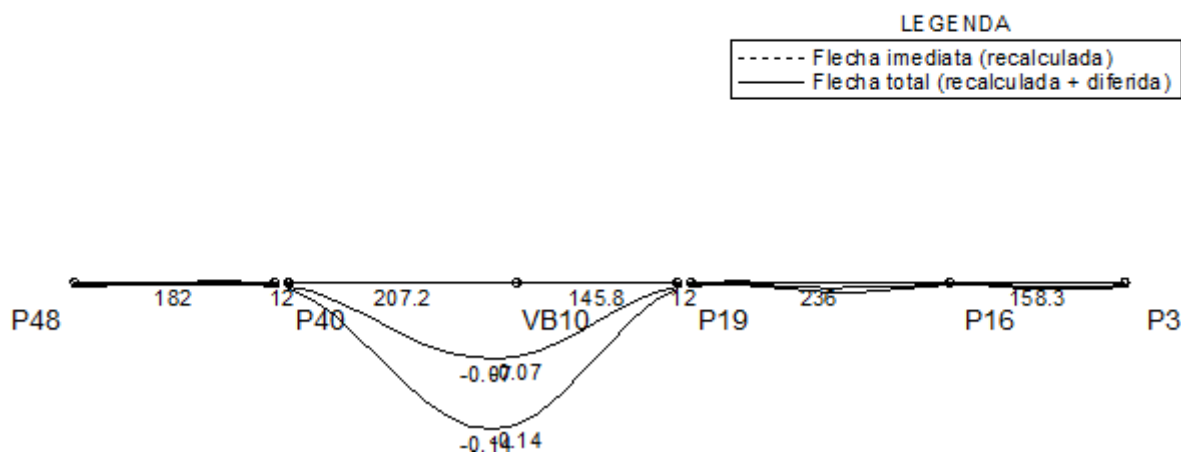


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]





DESLOCAMENTOS [cm;cm]



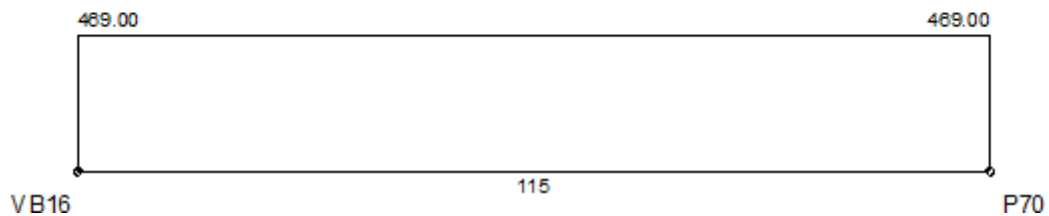
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	0.00	182	-0.07	186.5	0.00	128.7	0.00	67.8
Flecha imediata (recalculada)	0.00	182	-0.07	186.5	0.00	128.7	0.00	67.8
Flecha diferida	0.00	182	-0.07	186.5	0.00	128.7	0.00	67.8
Flecha total	-0.01	182	-0.14	186.5	-0.01	128.7	-0.01	67.8

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10					
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.66	0.66	0.63	0.72	0.72	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-94	4	-782	-782	706	-1011	-1011	91	-162	-162	29	-140
Comprimento do sub-trecho (cm)	55.0 2	18.4 8	108.5 0	77.0 2	200.5 1	75.4 7	70.5 8	123.6 5	41.7 7	38.8 7	68.5 2	50.9 0
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		2.90		2.79		3.15					
Multiplicador flecha total	1.94		1.93		1.93		1.94					

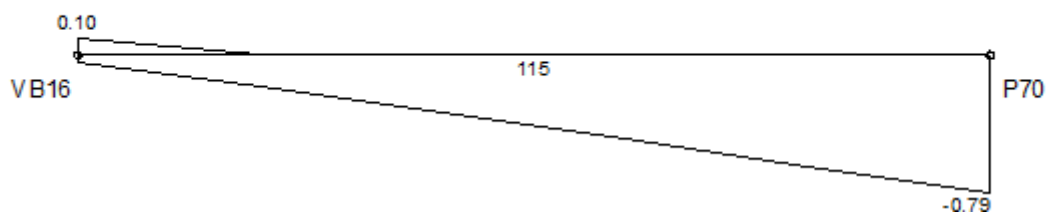


Diagramas: VIGA VB31 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

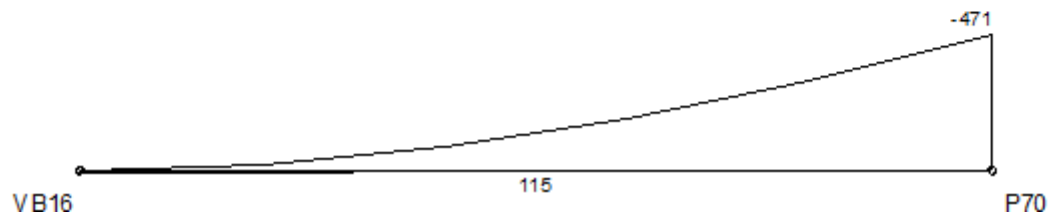


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

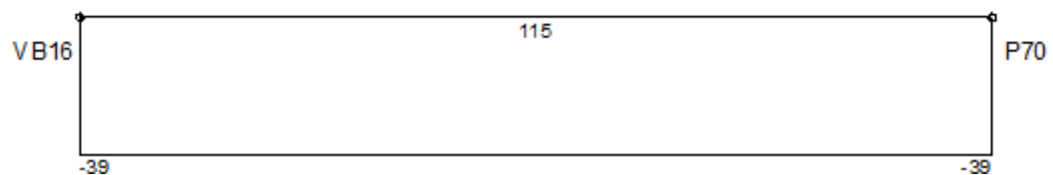




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

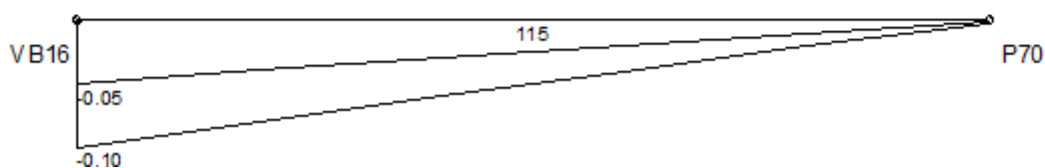




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



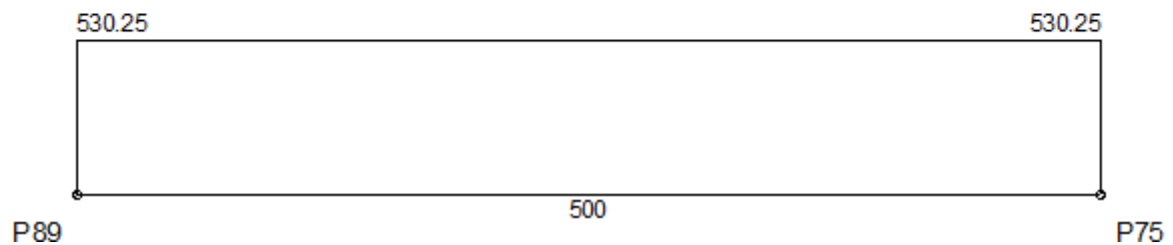
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.05	0
Flecha imediata (recalculada)	-0.05	0
Flecha diferida	-0.05	0
Flecha total	-0.10	0

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	-	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-	0	-211
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	0.00	57.50
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

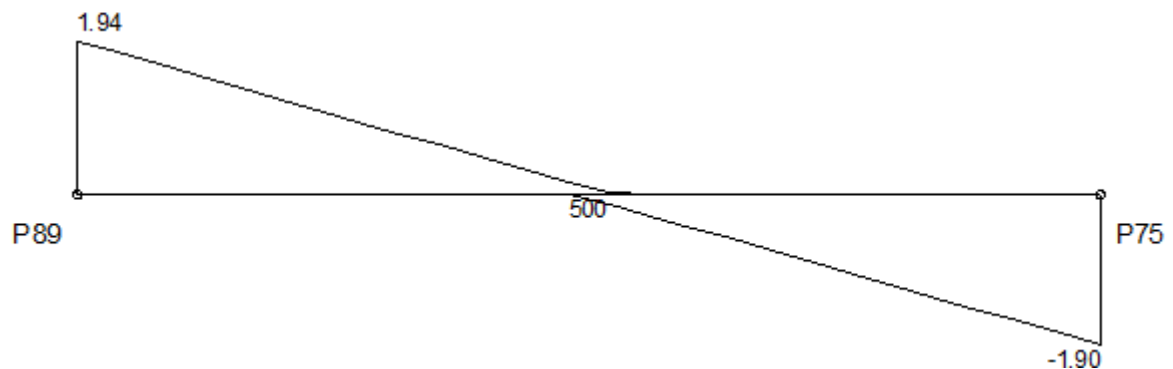


Diagramas: VIGA VB32 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

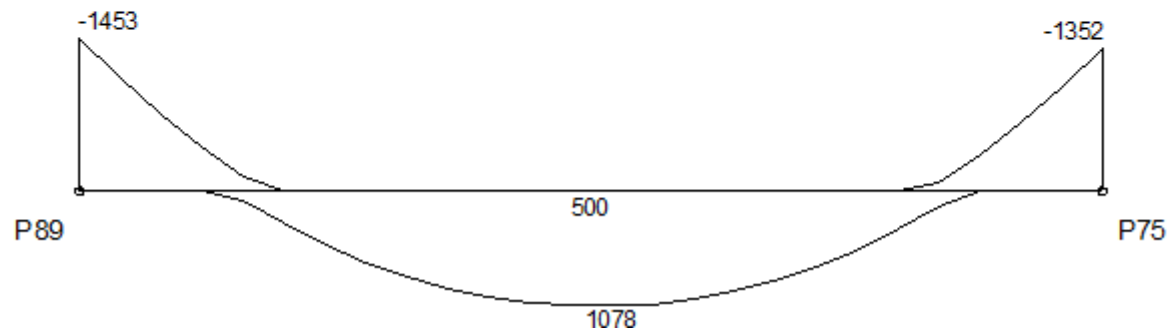


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

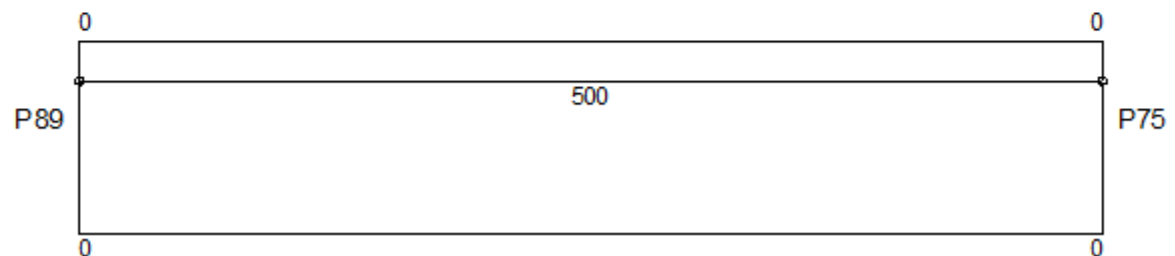




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

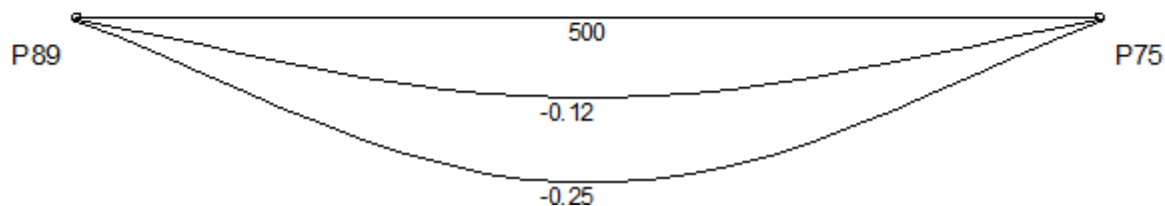




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



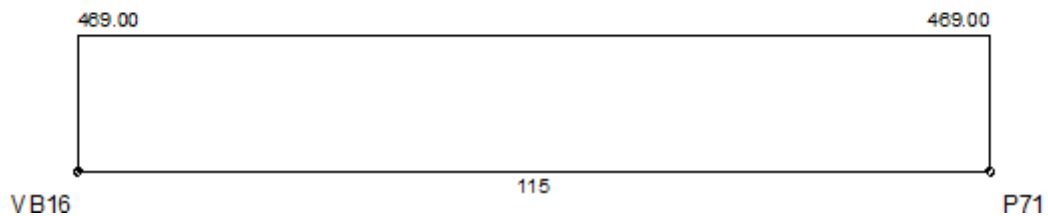
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.12	240
Flecha imediata (recalculada)	-0.12	240
Flecha diferida	-0.13	240
Flecha total	-0.25	240

Envoltória	Vão 1		Nó F
	Nó I	Vão	
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	6.79	6.79	6.79
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.96	0.67	0.67
Momento de fissuração (kgf.m)	1492	1492	1492
Momento em serviço (kgf.m)	-778	907	-719
Comprimento do sub-trecho (cm)	67.32	369.88	62.81
Inércia equivalente (m4 E-4)	6.79		
Multiplicador flecha total	2.06		

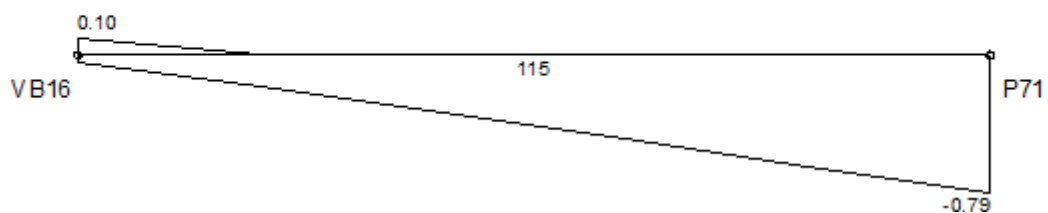


Diagramas: VIGA VB33 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

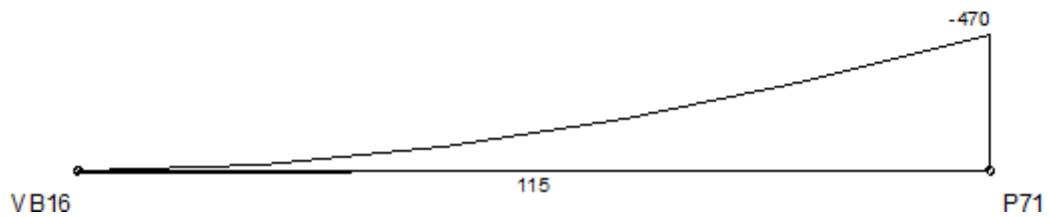


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

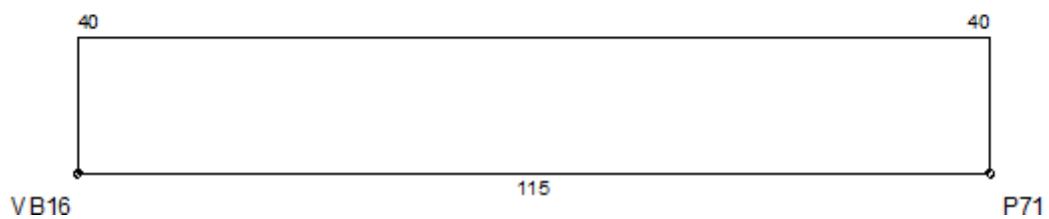




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

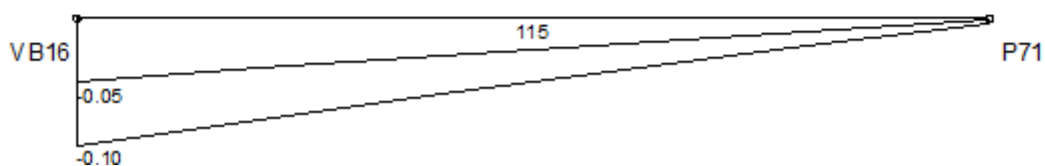




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



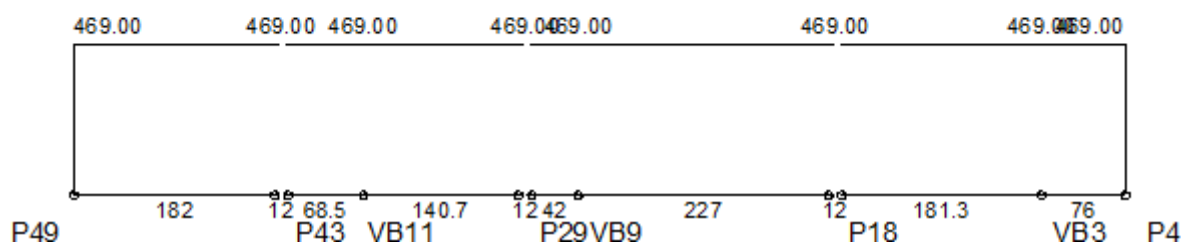
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.05	0
Flecha imediata (recalculada)	-0.05	0
Flecha diferida	-0.05	0
Flecha total	-0.10	0

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	-	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-	0	-209
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	0.00	57.50
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

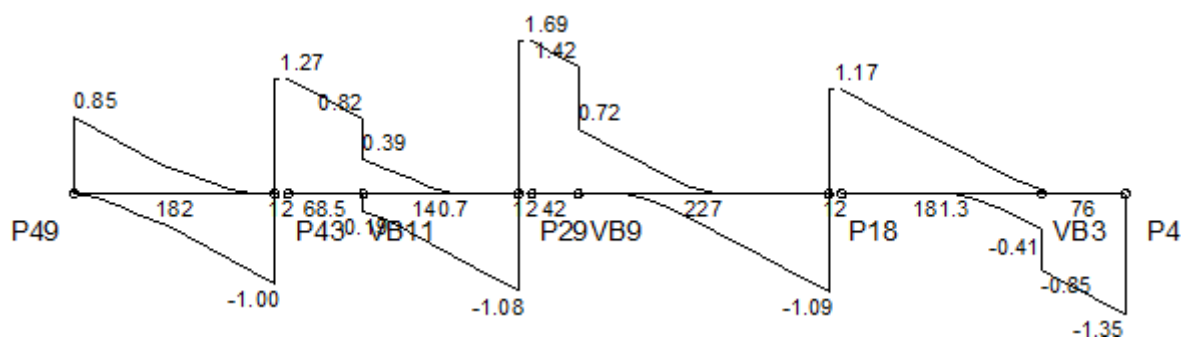


Diagramas: VIGA VB34 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

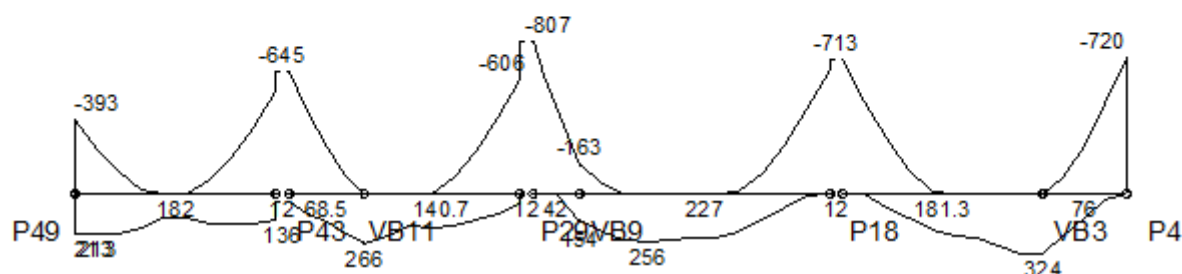


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

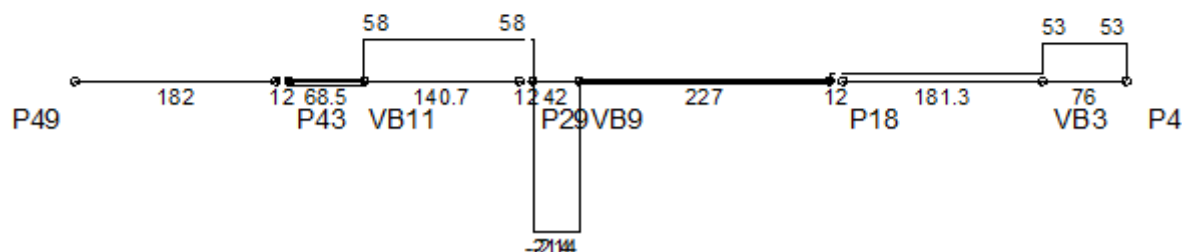




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

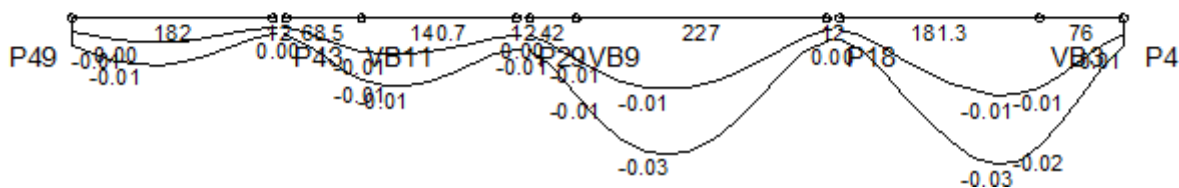




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



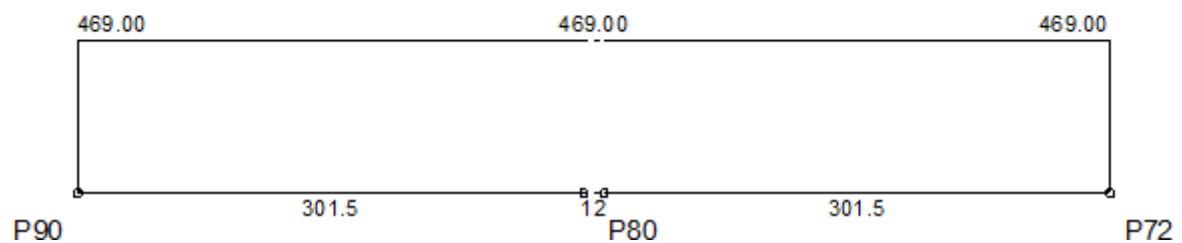
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	0.00	40.4	-0.01	68.5	-0.01	104	-0.01	141
Flecha imediata (recalculada)	0.00	40.4	-0.01	68.5	-0.01	104	-0.01	141
Flecha diferida	0.00	40.4	-0.01	68.5	-0.01	104	-0.01	141
Flecha total	-0.01	40.4	-0.01	88.6	-0.03	104	-0.03	141

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10					
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m ⁴ E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m ⁴ E-4)	0.45	0.45	0.46	0.46	0.45	0.60	0.60	0.45	0.60	0.60	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-52	79	-254	-254	129	-425	-425	166	-361	-361	204	-309
Comprimento do sub-trecho (cm)	17.03	115.05	49.92	41.67	115.45	52.09	38.80	169.62	60.62	62.11	152.00	43.14
Inércia equivalente (m ⁴ E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15	
Multiplicador flecha total	2.03		1.93		1.93		1.93		1.93		1.93	

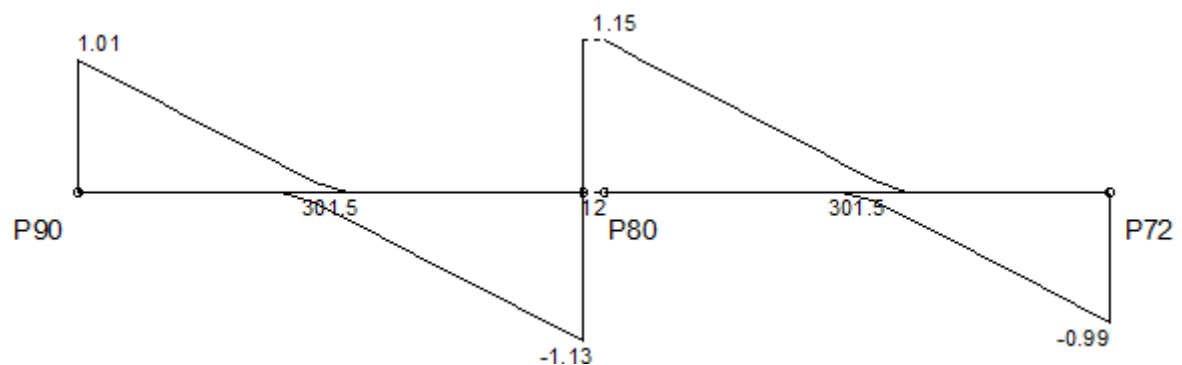


Diagramas: VIGA VB35 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

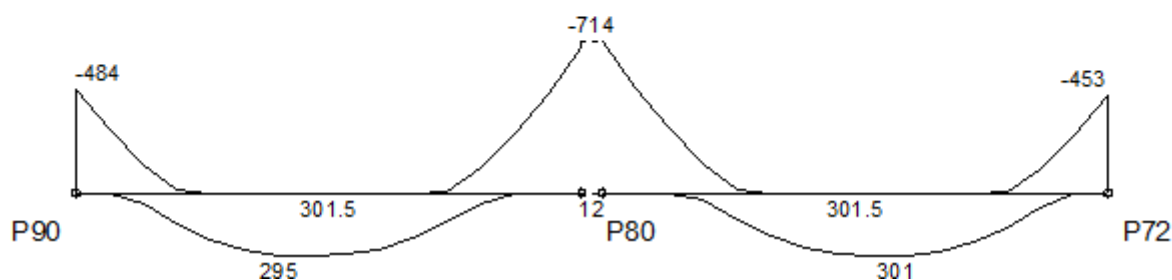


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

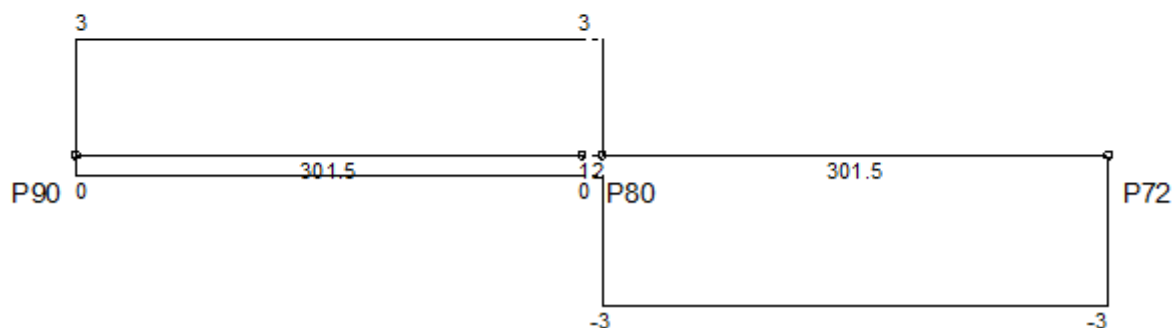




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]

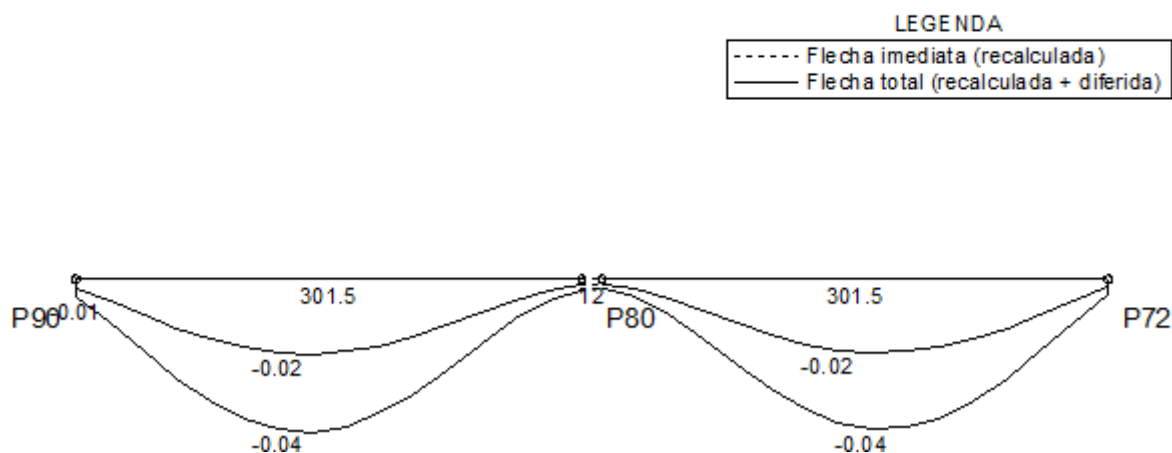


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]





DESLOCAMENTOS [cm;cm]



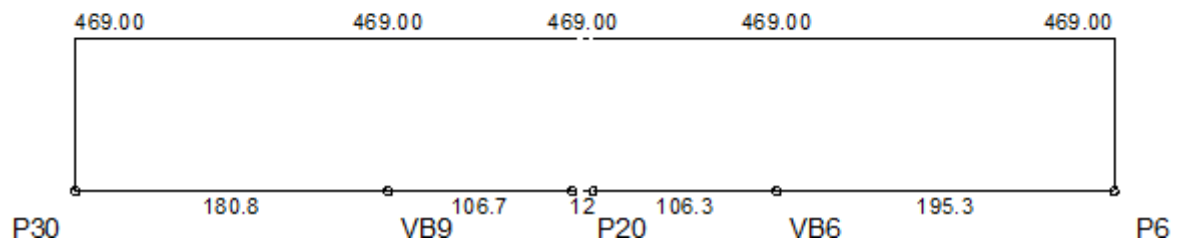
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha diferida	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha total	-0.05	120.6	-0.04	160.8

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-191	226	-455	-455	226	-173
Comprimento do sub-trecho (cm)	35.50	196.07	69.92	72.48	196.43	32.60
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

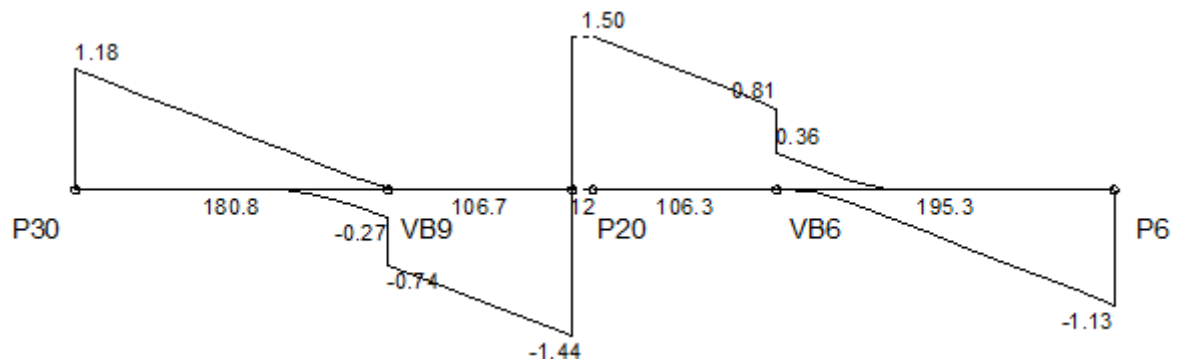


Diagramas: VIGA VB36 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

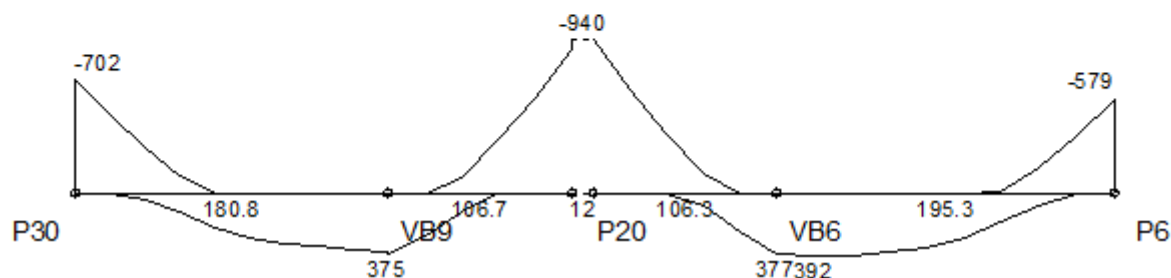


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

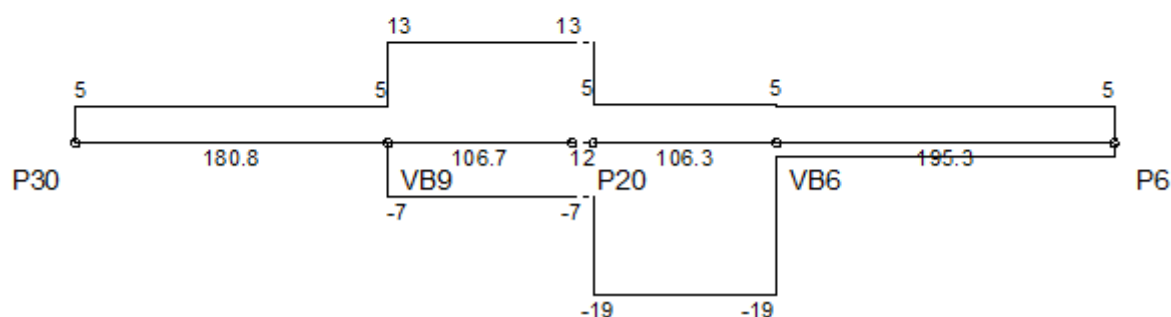




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]

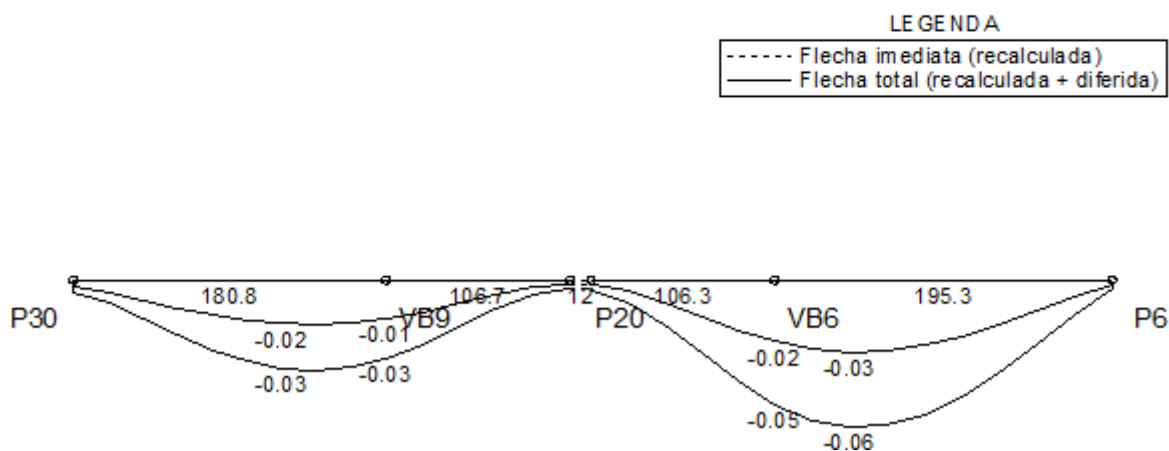


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]





DESLOCAMENTOS [cm;cm]



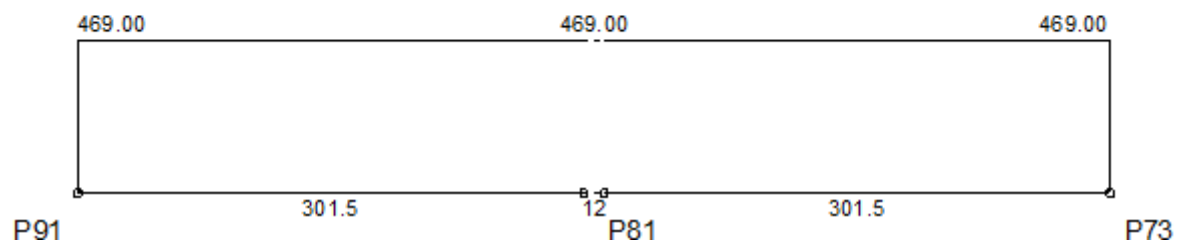
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	120.5	-0.03	149.6
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	120.5	-0.03	149.6
Flecha diferida	-0.02	120.5	-0.03	149.6
Flecha total	-0.03	120.5	-0.06	149.6

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-288	202	-569	-569	283	-250
Comprimento do sub-trecho (cm)	52.19	170.15	65.16	65.19	195.19	41.12
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

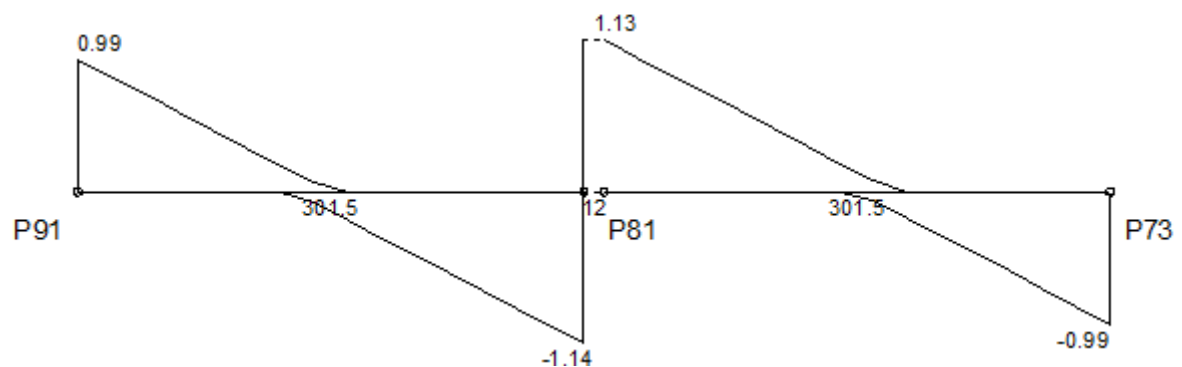


Diagramas: VIGA VB37 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

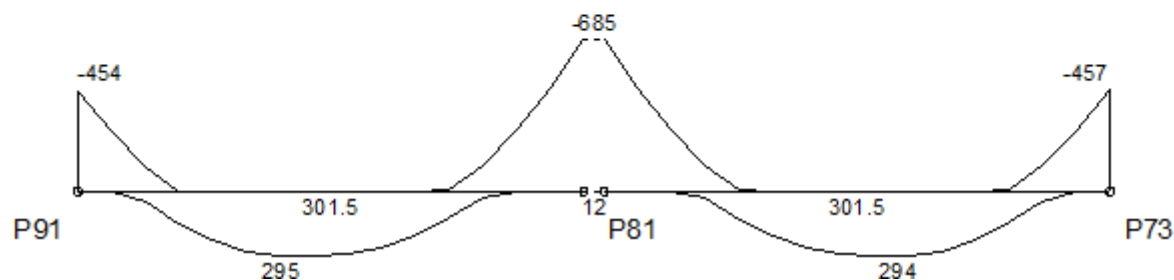


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

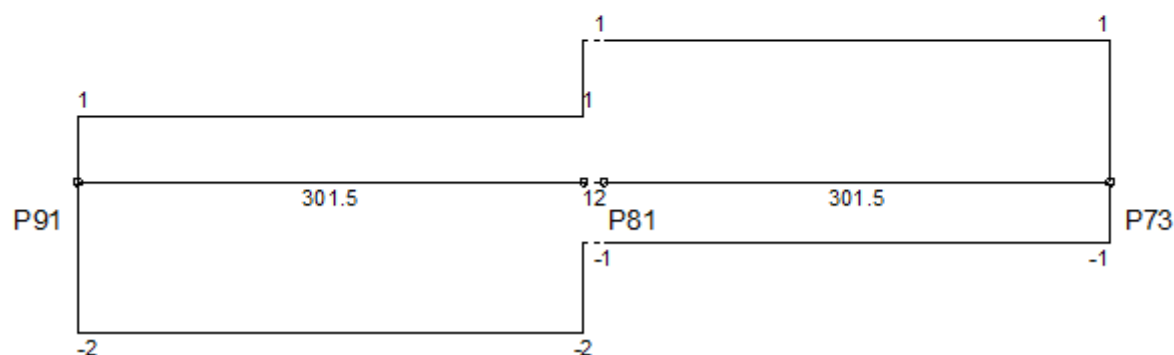




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

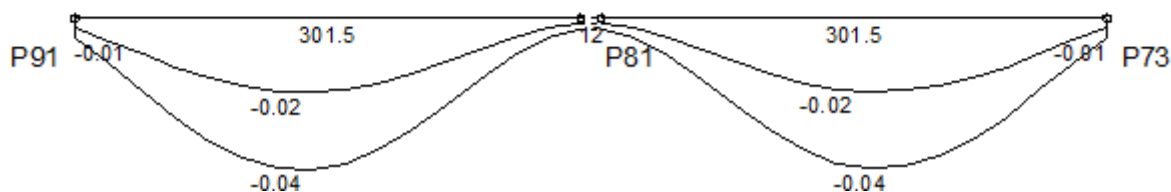




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



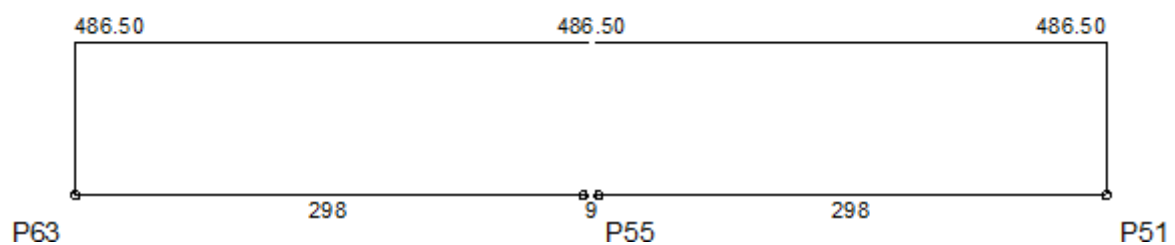
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha diferida	-0.02	120.6	-0.02	140.7
Flecha total	-0.04	120.6	-0.04	160.8

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-185	224	-445	-445	223	-193
Comprimento do sub-trecho (cm)	34.70	195.34	71.46	70.94	194.58	35.98
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

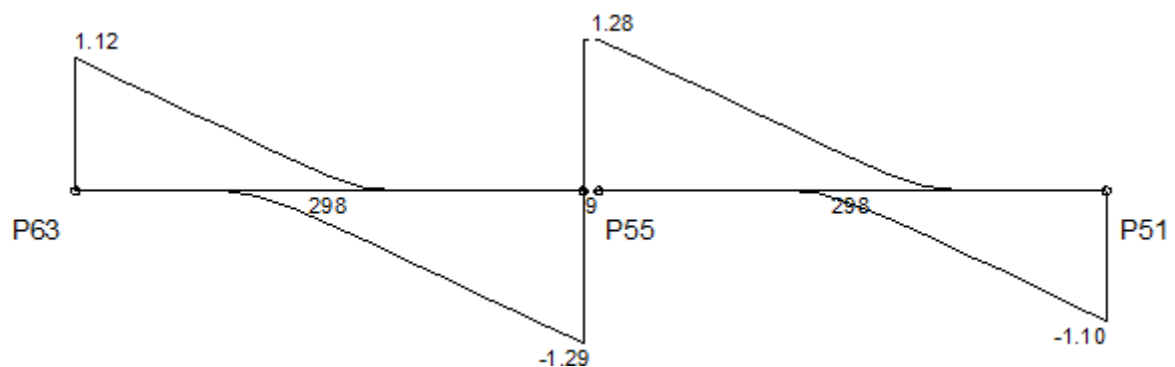


Diagramas: VIGA VB38 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

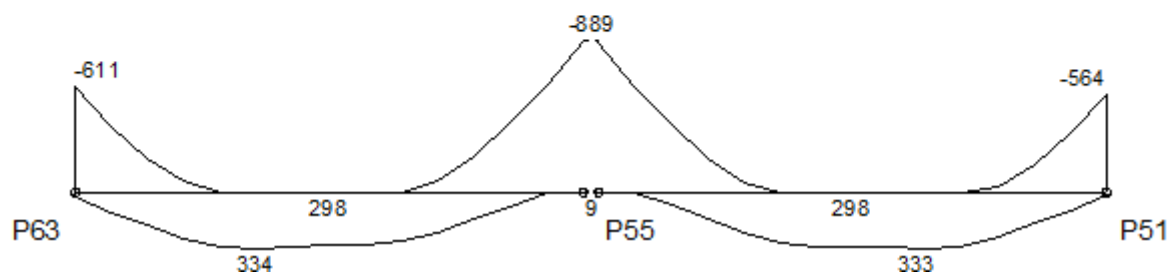


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

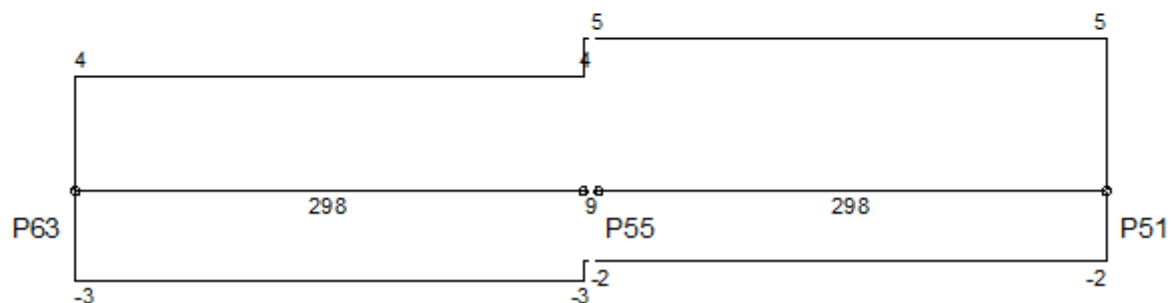




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

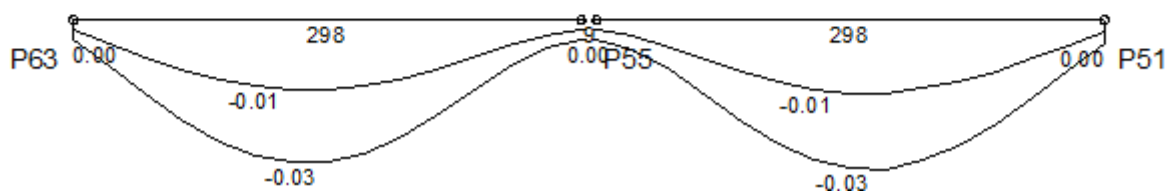




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



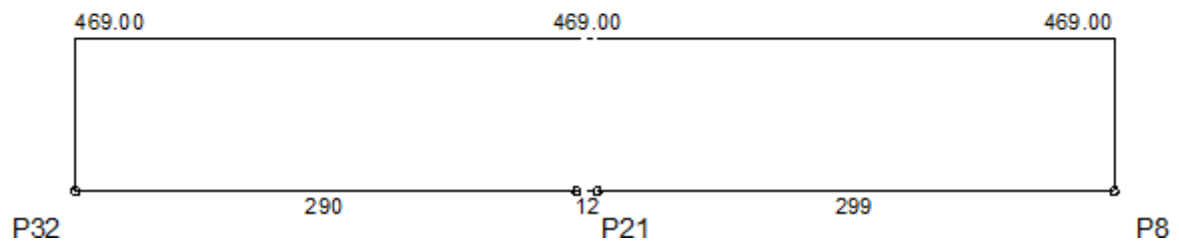
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	106.4	-0.01	127.7
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	106.4	-0.01	127.7
Flecha diferida	-0.02	106.4	-0.02	127.7
Flecha total	-0.03	127.7	-0.03	149

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
Momento de fissuração (kgf.m)	1100	1100	1100	1100	1100	1100
Momento em serviço (kgf.m)	-181	231	-455	-455	233	-185
Comprimento do sub-trecho (cm)	33.24	193.67	71.09	69.52	194.78	33.70
Inércia equivalente (m4 E-4)	5.00			5.00		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

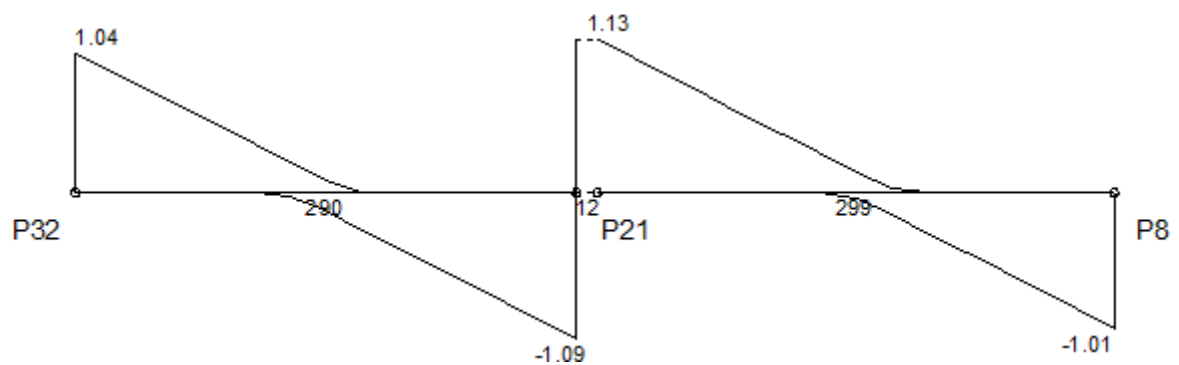


Diagramas: VIGA VB39 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

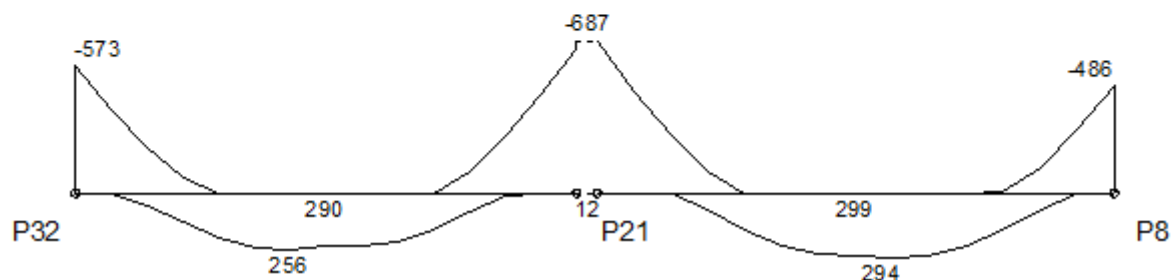


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

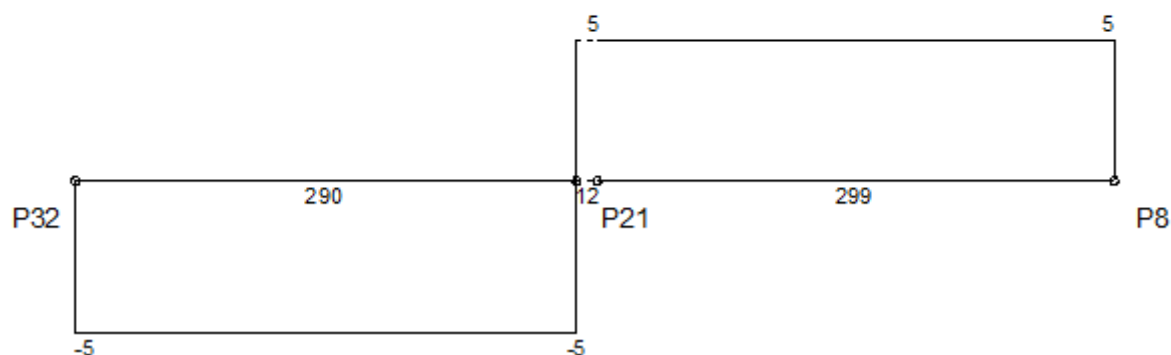




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

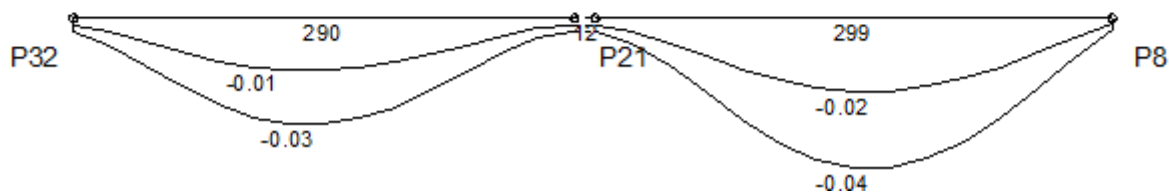




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



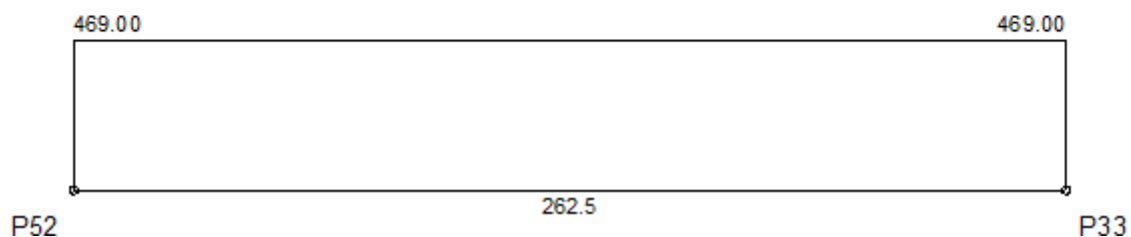
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	103.6	-0.02	149.5
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	103.6	-0.02	149.5
Flecha diferida	-0.02	103.6	-0.02	149.5
Flecha total	-0.03	124.3	-0.04	149.5

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-266	175	-410	-410	219	-208
Comprimento do sub-trecho (cm)	51.15	172.53	66.32	67.30	193.17	38.52
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

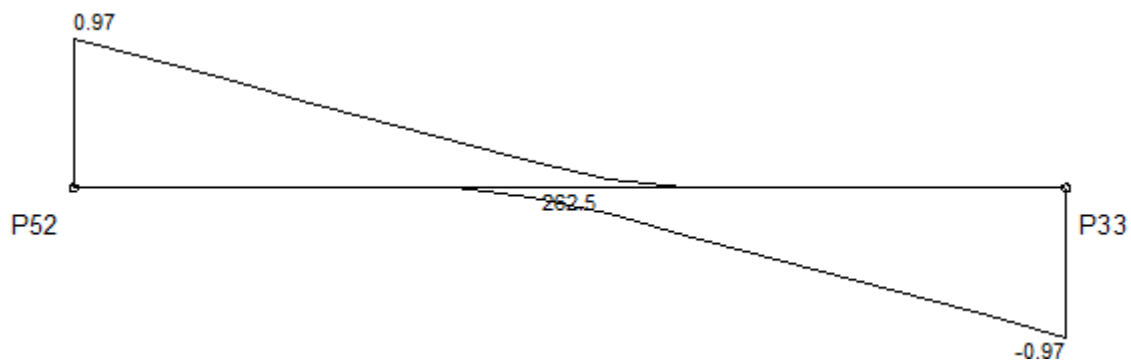


Diagramas: VIGA VB40 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

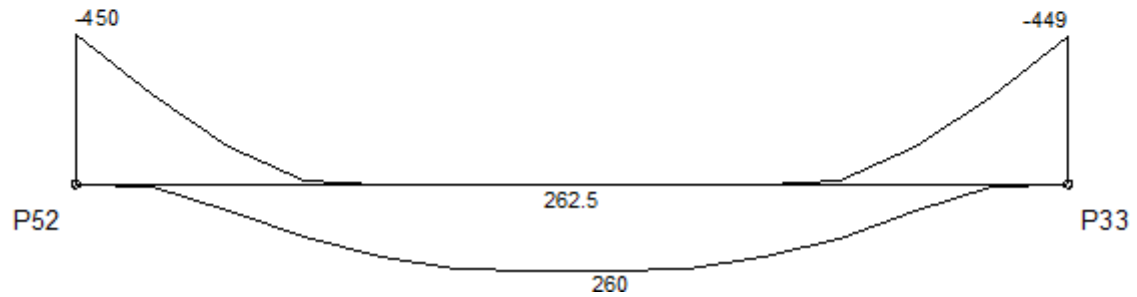


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

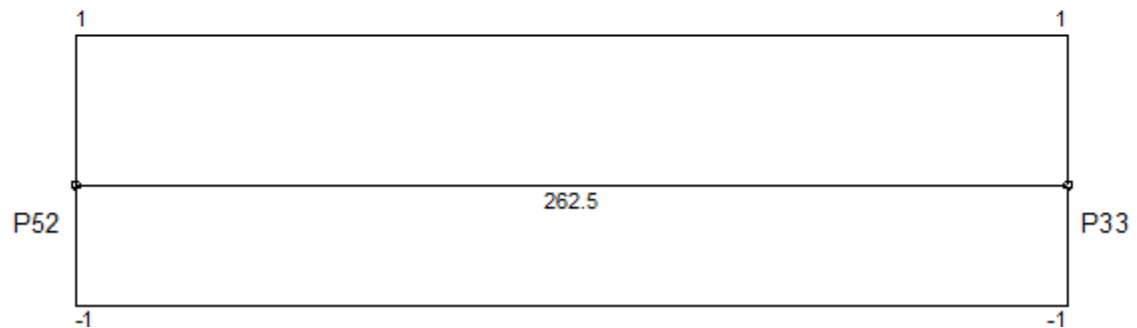




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

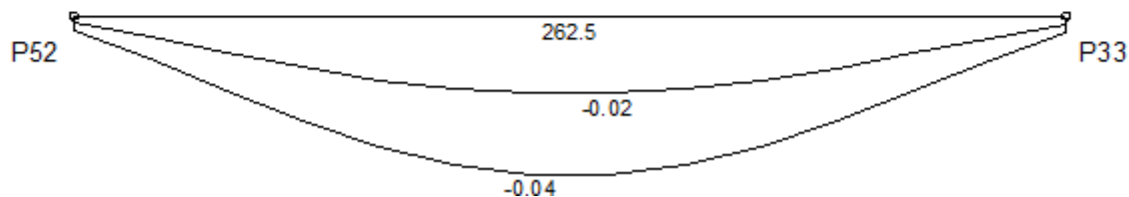




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



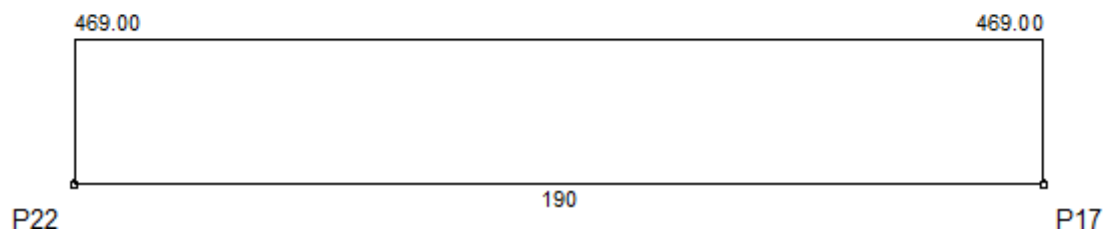
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	141.4
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	141.4
Flecha diferida	-0.02	141.4
Flecha total	-0.04	121.2

Envoltória	Vão 1		Nó F
	Nó I	Vão	
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-200	204	-195
Comprimento do sub-trecho (cm)	37.98	187.16	37.37
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

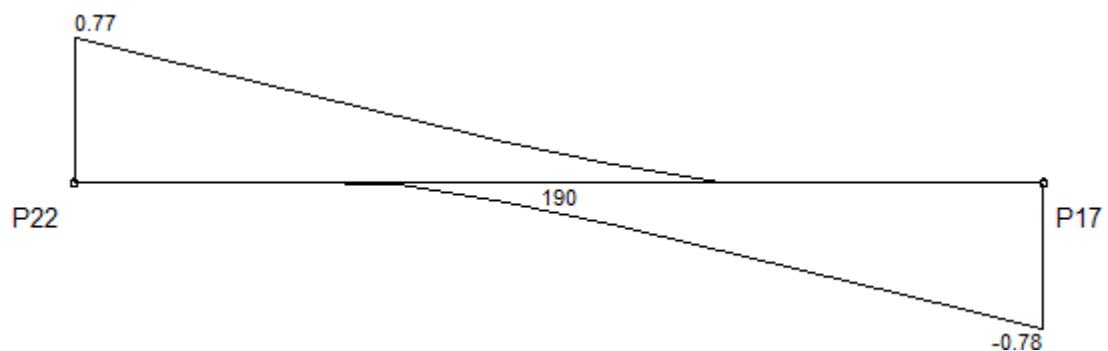


Diagramas: VIGA VB41 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

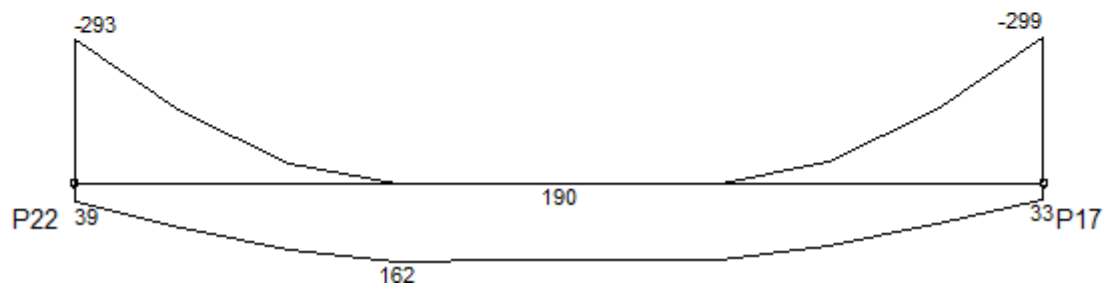


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

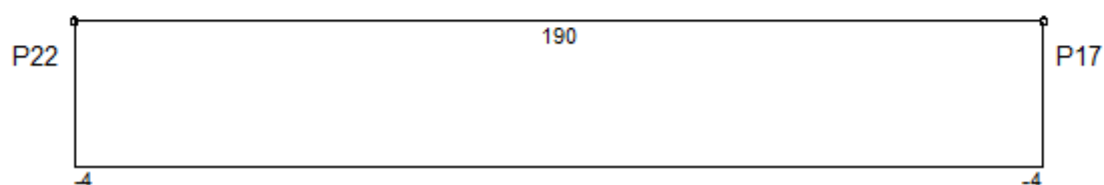




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

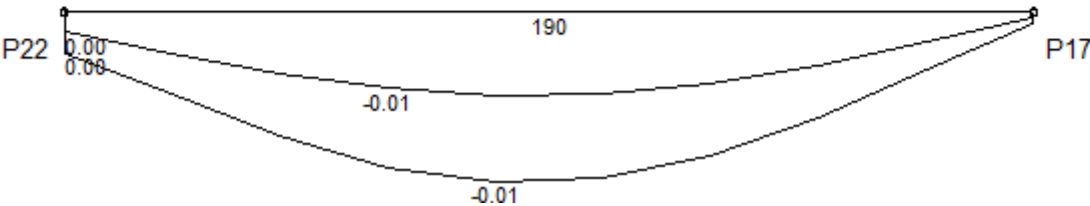




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



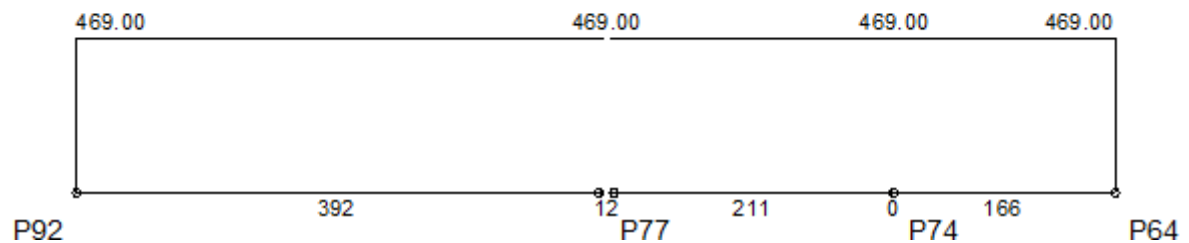
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	63.3
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	63.3
Flecha diferida	-0.01	63.3
Flecha total	-0.01	84.4

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-88	121	-88
Comprimento do sub-trecho (cm)	22.66	144.74	22.60
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

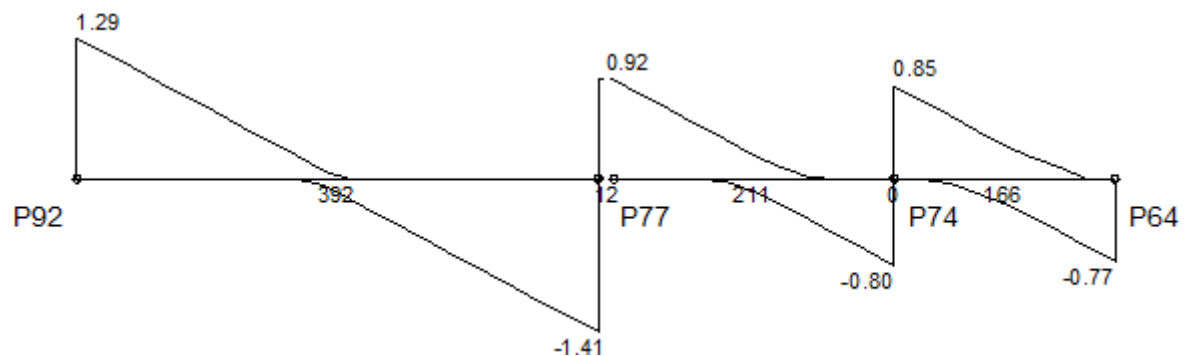


Diagramas: VIGA VB42 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

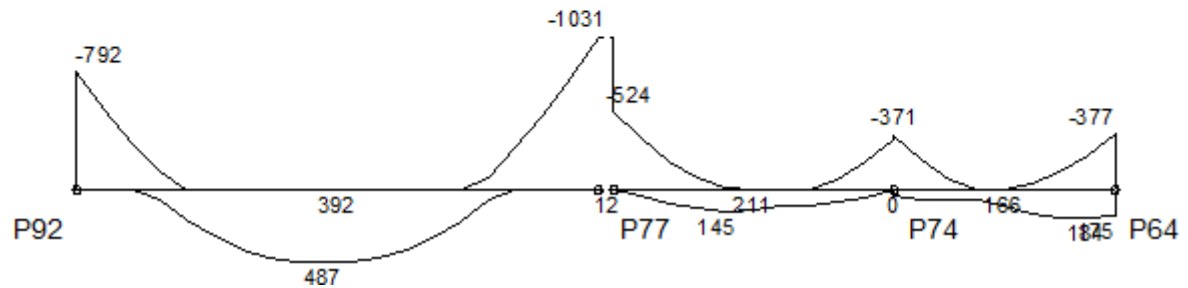


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

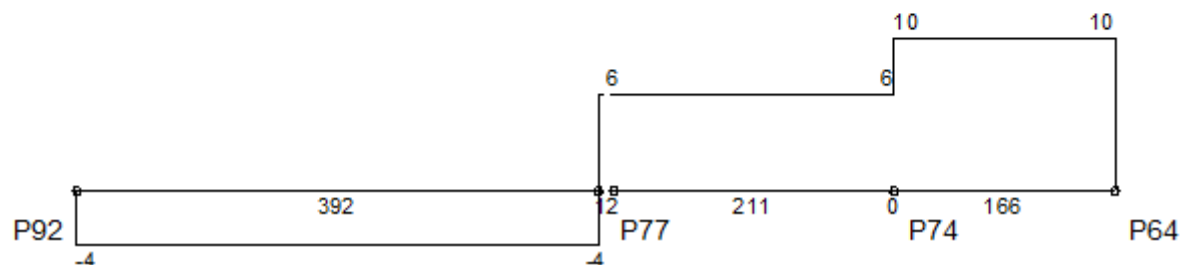




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

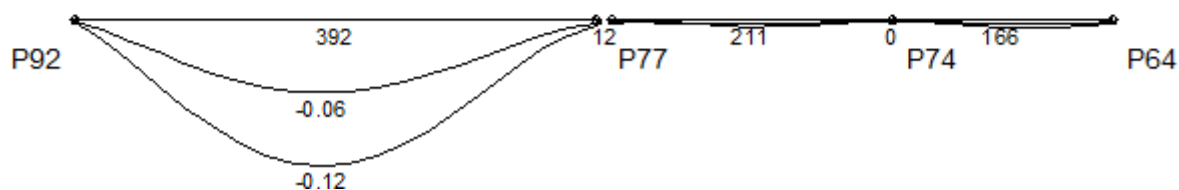




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



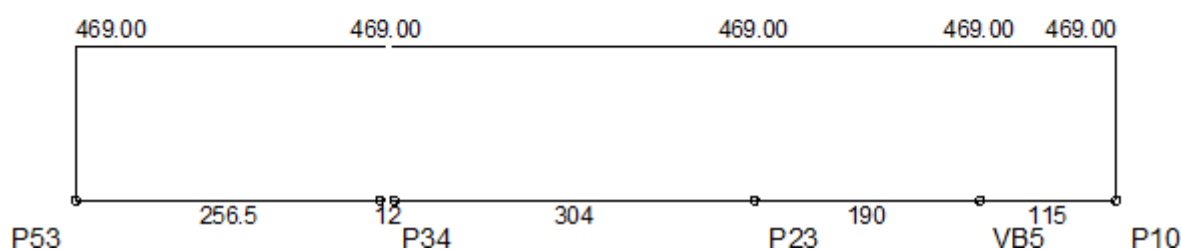
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.06	185.7	0.00	84.4	0.00	83
Flecha imediata (recalculada)	-0.06	185.7	0.00	84.4	0.00	83
Flecha diferida	-0.06	185.7	0.00	84.4	0.00	83
Flecha total	-0.12	185.7	0.00	84.4	0.00	83

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-394	380	-657	-657	66	-143	-143	55	-70
Comprimento do sub-trecho (cm)	54.69	254.38	82.98	68.40	105.08	37.45	43.38	97.64	24.98
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		
Multiplicador flecha total	2.03		1.94		1.94		1.94		

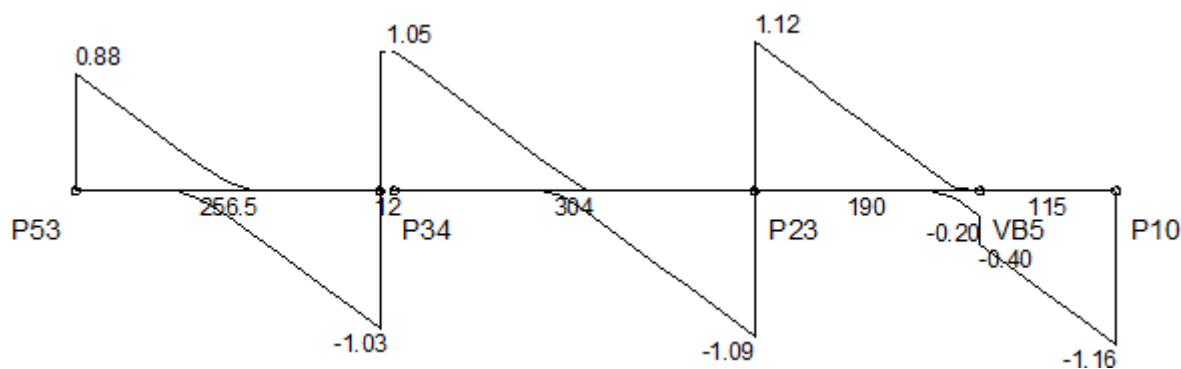


Diagramas: VIGA VB43 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

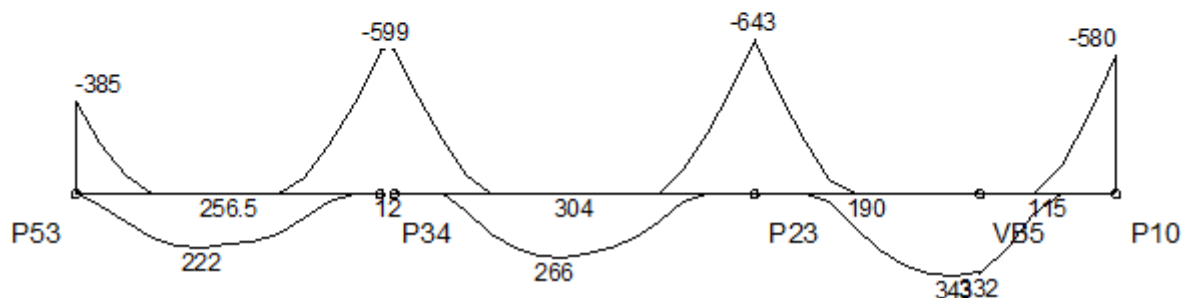


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf,cm]

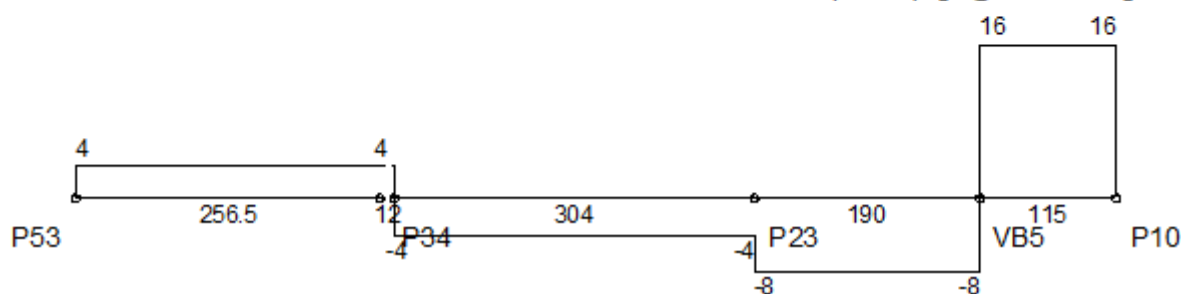




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

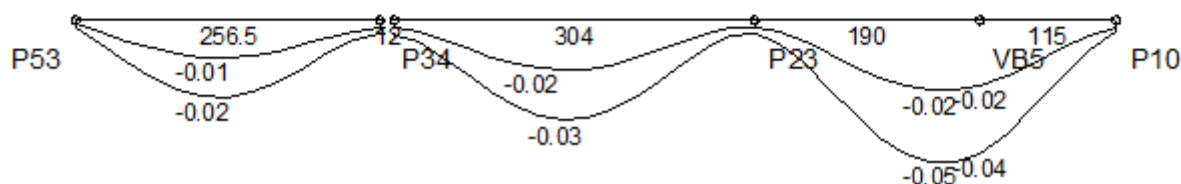




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



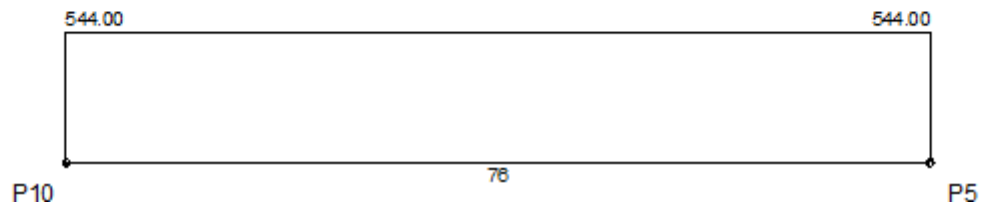
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	106.9	-0.02	121.6	-0.02	147.8
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	106.9	-0.02	121.6	-0.02	147.8
Flecha diferida	-0.01	106.9	-0.02	121.6	-0.02	147.8
Flecha total	-0.02	106.9	-0.03	141.9	-0.04	147.8

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-134	162	-339	-339	176	-411	-411	241	-375
Comprimento do sub-trecho (cm)	29.89	165.77	60.85	61.68	172.85	69.47	65.53	182.51	56.95
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06			2.06		

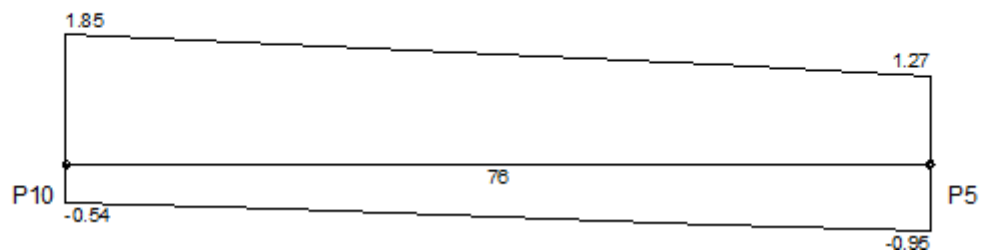


Diagramas: VIGA VB44 - Fundação

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

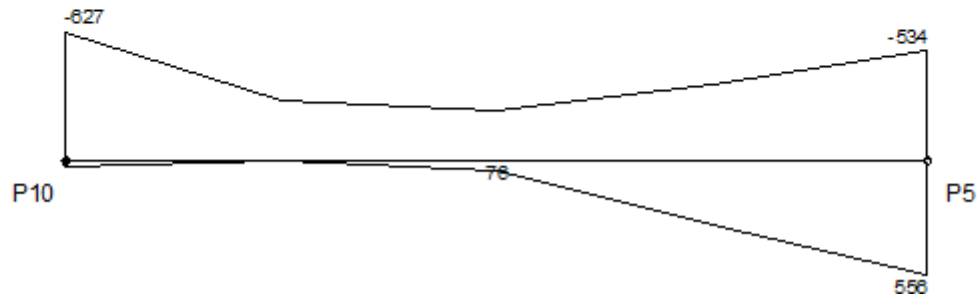


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

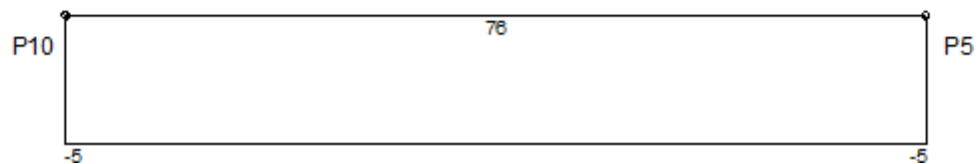




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

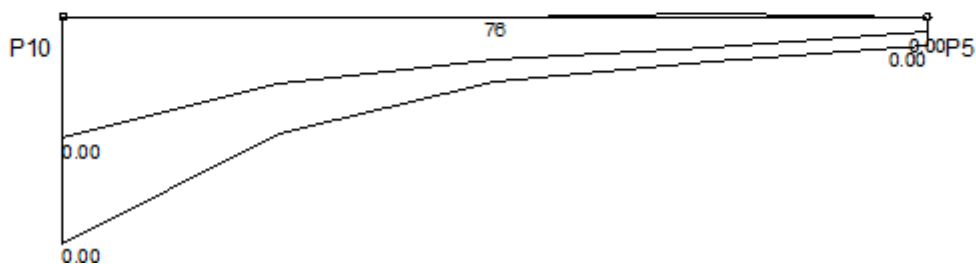




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	0.00	0
Flecha imediata (recalculada)	0.00	0
Flecha diferida	0.00	0
Flecha total	0.00	0

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	5.40	5.40	5.40
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.69	0.68	0.69
Momento de fissuração (kgf.m)	1385	1385	1385
Momento em serviço (kgf.m)	-276	0	-24
Comprimento do sub-trecho (cm)	38.00	0.00	38.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	5.40		
Multiplicador flecha total	1.99		



Pavimento Térreo



(66) **3402-3900**



smdus
@barradogarcas.mt.gov.br



Rua Independência, nº 739, Centro
Barra do Garças/MT



Resultados dos Pilares

Térreo		fck = 250.00 kgf/cm²	E = 241500 kgf/cm²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m³					
Lance 2			cobr = 3.00 cm						
Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	leb vínc leh vínc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	24.00 X 30.00	308.00 308.00	734.00 EL 308.00 RR	2.03 -0.47	87 119	807 836	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.4 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	105.82 35.52
P2 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	1.21 0.24	27 49	143 212	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P3 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	3.18 0.55	321 391	420 662	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P4 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	3.54 0.88	326 387	493 707	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P5 1:20	24.00 X 30.00	308.00 308.00	734.00 EL 308.00 RR	2.42 -0.88	63 162	938 940	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.4 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	105.82 35.52
P6 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.65 0.73	231 245	284 302	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P7 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	1.42 0.67	26 92	301 314	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52



P8 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.60 0.65	192 203	365 368	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P9 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	1.26 0.53	27 78	388 373	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P10 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	3.03 0.08	212 215	253 310	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P11 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.75 0.70	213 209	499 551	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P12 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.09 1.08	221 209	271 300	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P13 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.08 1.04	207 202	268 298	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P14 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.08 1.02	172 182	433 438	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P15 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.88 0.85	188 195	353 341	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P16 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.02 0.54	324 289	369 421	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P17 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR	1.04 0.15	181 185	254 318	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52



			308.00 RR				1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0		
P18 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.63 1.17	134 215	539 695	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P19 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	3.39 1.67	58 122	690 925	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P20 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	1.44 0.36	61 98	546 585	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P21 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.45 0.58	126 138	446 472	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P22 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.45 0.19	173 179	373 372	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P23 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.15 0.54	151 155	170 215	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P24 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	2.31 1.08	186 85	497 513	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P25 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.39 0.56	118 124	330 345	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P26 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.40 0.56	120 126	309 322	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52



							0.7 4 ø 10.0		
P27 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	1.15 0.50	14 55	310 359	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P28 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	1.15 0.49	12 53	353 412	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P29 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	3.46 1.79	504 656	614 756	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P30 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.94 0.72	153 146	440 580	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P31 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	1.53 0.71	16 89	297 325	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P32 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.41 0.45	108 101	366 475	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P33 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.70 0.75	207 216	489 482	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P34 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.05 0.98	151 154	437 523	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P35 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.14 1.09	174 177	435 438	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52



P36 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.84 0.88	140 150	457 399	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P37 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.83 0.85	135 145	446 410	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P38 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.04 1.00	170 179	348 332	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P39 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.89 0.85	187 196	238 238	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P40 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.37 1.15	115 111	1013 1042	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P41 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	1.02 0.26	24 119	219 226	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P42 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	1.15 0.39	23 117	238 239	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P43 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.51 0.55	83 81	852 869	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P44 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.10 0.72	253 228	448 486	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	71.05 30.45
P45 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	368.50 RR	2.15 1.10	19 268	218 202	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 30.45



			308.00 RR				1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0		
P46 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	368.50 RR 308.00 RR	2.09 1.09	15 341	165 189	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 30.45
P47 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	368.50 RR 308.00 RR	2.07 1.06	21 282	203 208	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 30.45
P48 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	3.15 1.77	420 409	378 361	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	71.05 30.45
P49 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.77 0.98	302 311	523 490	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	71.05 30.45
P50 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	368.50 RR 308.00 RR	1.95 0.98	36 183	217 203	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 30.45
P51 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.33 0.86	281 278	322 312	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P52 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.63 0.67	209 216	275 238	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P53 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.24 0.94	262 231	211 252	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P54 1:20	15.00 X 30.00	308.00 308.00	473.00 RR 308.00 RR	2.52 1.34	68 85	981 951	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	109.11 35.52



							0.7 4 ø 10.0		
P55 1:20	15.00 X 30.00	308.00 308.00	473.00 RR 308.00 RR	2.45 1.27	60 93	890 857	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	109.11 35.52
P56 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.25 0.57	335 319	415 450	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	71.05 30.45
P57 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	368.50 RR 308.00 RR	2.15 1.10	20 285	221 205	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 30.45
P58 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	368.50 RR 308.00 RR	2.09 1.09	14 342	167 192	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 30.45
P59 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	368.50 RR 308.00 RR	2.07 1.06	19 274	207 212	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 30.45
P60 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	3.29 1.34	396 394	355 329	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	71.05 30.45
P61 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	368.50 RR 308.00 RR	2.31 1.22	25 274	505 475	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 30.45
P62 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	368.50 RR 308.00 RR	1.87 0.92	24 245	201 236	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	85.00 30.45
P63 1:20	15.00 X 35.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	3.23 1.35	363 359	354 294	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.6 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	71.05 30.45



P64 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.25 0.42	273 270	549 570	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P65 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.94 1.00	267 252	505 510	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P66 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.08 1.07	245 262	465 403	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P67 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.01 1.02	240 257	443 426	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P68 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.51 1.32	174 183	310 322	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P69 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.13 0.96	176 186	627 575	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P70 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.48 0.57	207 263	418 376	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P71 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.49 0.58	206 263	408 367	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P72 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.11 0.95	176 186	628 578	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P73 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR	2.63 1.40	176 186	187 237	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52



			308.00 RR				1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0		
P74 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.11 0.91	218 202	641 642	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P75 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.98 0.88	414 420	98 149	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P76 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	2.30 1.12	181 68	918 924	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P77 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	2.39 1.13	190 65	731 734	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P78 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	1.15 0.50	12 50	316 368	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P79 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	1.16 0.50	15 52	413 481	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P80 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	1.16 0.50	16 52	410 478	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P81 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	367.00 RR 308.00 RR	1.15 0.50	9 46	326 379	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	90.70 35.52
P82 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.54 0.60	123 131	478 531	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52



							0.7 4 ø 10.0		
P83 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.54 0.61	124 132	460 509	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P84 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.44 0.96	390 375	435 476	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P85 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.94 0.79	134 137	450 385	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P86 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	1.87 0.76	126 130	429 412	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P87 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.50 1.31	172 181	295 307	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P88 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.35 1.18	210 217	443 420	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P89 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.34 1.23	495 498	182 195	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P90 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.34 1.17	209 216	441 421	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
P91 1:20	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.61 1.39	175 184	176 222	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52



P92	14.00 X 30.00	308.00 308.00	308.00 RR 308.00 RR	2.42 1.07	348 334	560 599	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	76.12 35.52
-----	---------------------	------------------	------------------------------	--------------	------------	------------	---	------------	----------------





Cálculo do Pilar P1

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 24.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.58

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL le = 734.00 cm Esbeltez = 105.82	Msdtopo = 87 kgf.m Msdbase = 119 kgf.m	Ndmax = 2.03 tf Ndmin = -0.47 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 807 kgf.m Msdbase = 836 kgf.m	Gama-n = 1.00 Td = 75 kgf.m (Asl = 0.19 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 4 Msdcentro = 8 Msdbase = 8 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 188 Mcd = 0	M1d,min = 37 M2d,min = 168	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 8 kgf.m Msdy) = 819 kgf.m Mrdx) = 19 kgf.m Mrdy) = 1894 kgf.m Mrd/Msd=2.31
H	Msdtopo = 768 Msdcentro = 327 Msdbase = 819 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 26 Mcd = 0	M1d,min = 40 M2d,min = 11	4ø10.0 3.14 cm ² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.02 tf VBd base = 0.02 tf VHd topo = 0.53 tf VHd base = 0.53 tf Gama-n = 1.00	Td = 75 kgf.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.02 tf VRd2 = 26.04 tf	Td = 75 kgf.m TRd2 = 1886 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.53 tf VRd2 = 27.08 tf	Td = 75 kgf.m TRd2 = 1886 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 20.00 cm Vc0 = 4.62 tf k = 1.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 1.93 tf Aswmin = 2.46 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 4.80 tf k = 1.00 Vc = 4.80 tf	Vmin = 2.51 tf Aswmin = 2.46 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 6.67 cm Ae = 352.00 cm²	A90 = 0.25 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 2.46 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

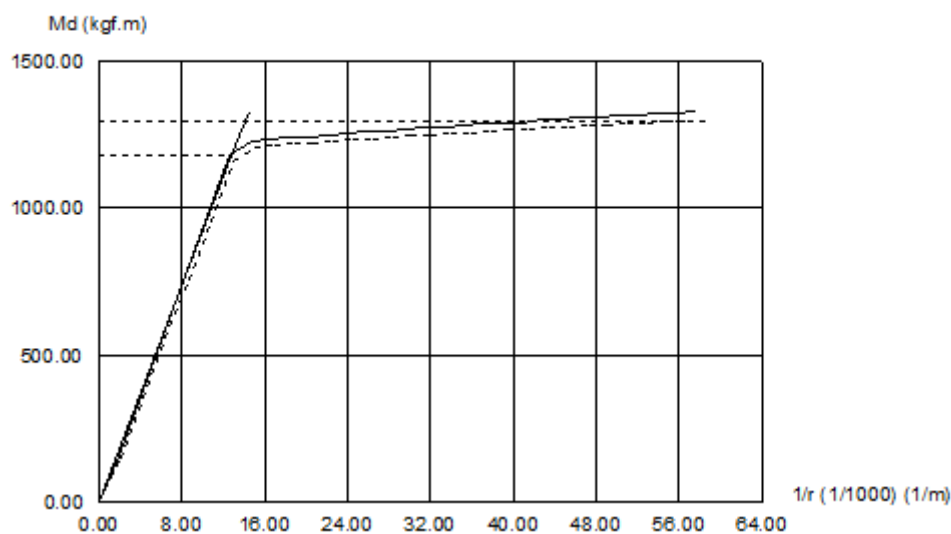


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

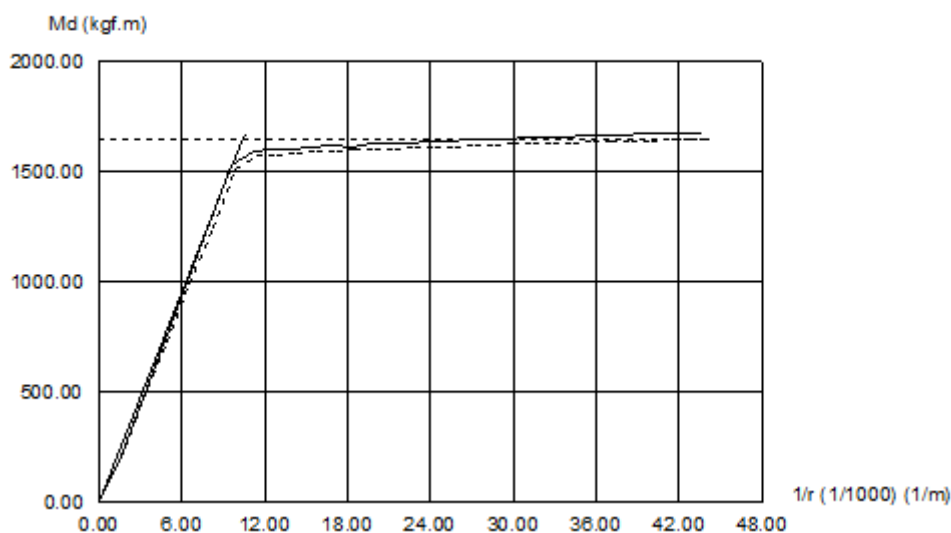




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

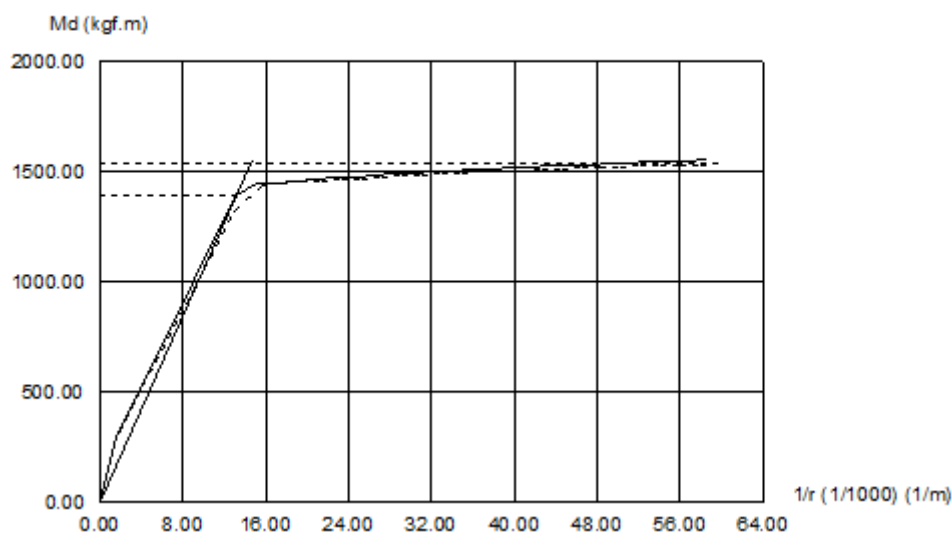
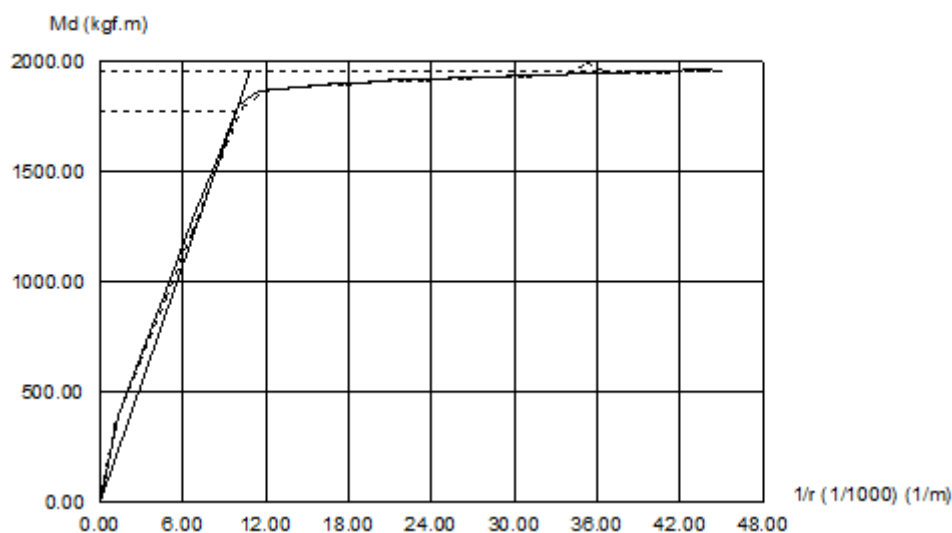


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P2

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 27 kgf.m Msdbase = 49 kgf.m	Ndmax = 1.51 tf Ndmin = 0.31 tf ni = 0.02 Gama-n = 1.25 Td = 1 kgf.m (Asl = 0.00 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 143 kgf.m Msdbase = 212 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 1 Msdcentro = 2 Msdbase = 2 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 36 Mcd = 0	M1d,mín = 14 M2d,mín = 30	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V1+0.84D1 Msdx) = 2 kgf.m Msdy) = 263 kgf.m Mrdx) = 13 kgf.m Mrdy) = 1747 kgf.m Mrd/Msd=6.63
H	Msdtopo = 141 Msdcentro = 84 Msdbase = 211 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 12 Mcd = 0	M1d,mín = 18 M2d,mín = 5	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.02 tf VBd base = 0.02 tf VHd topo = 0.11 tf VHd base = 0.11 tf Gama-n = 1.25	Td = 1 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.02 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.11 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.79 Vc = 5.01 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.01 cm²/m ø 5.0 c/12

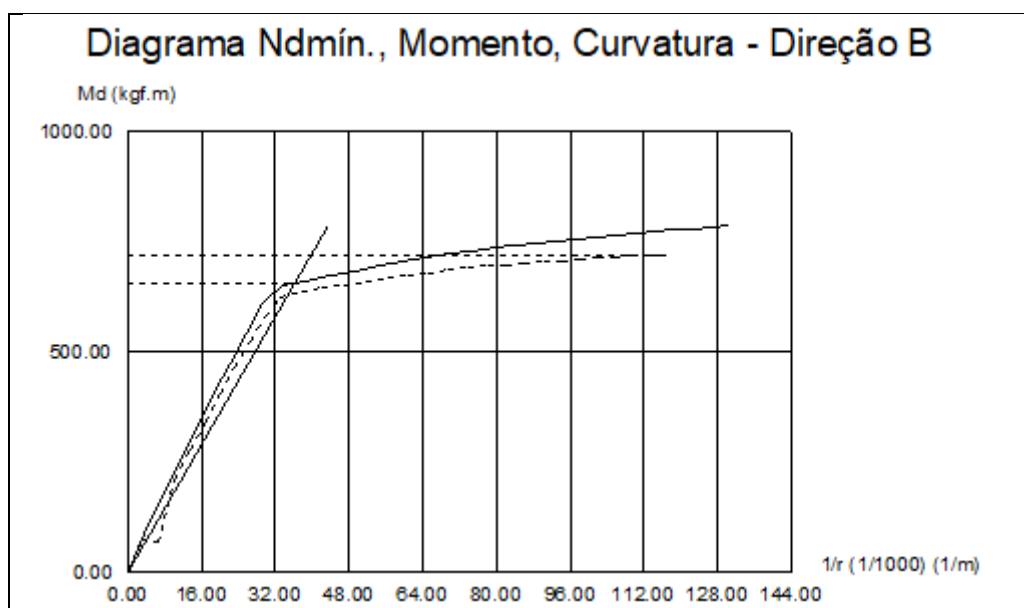




Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

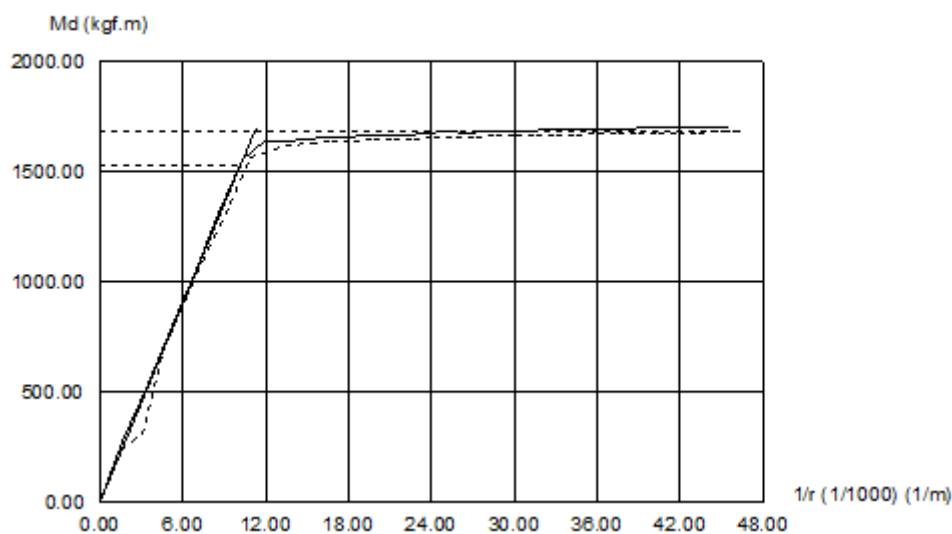


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

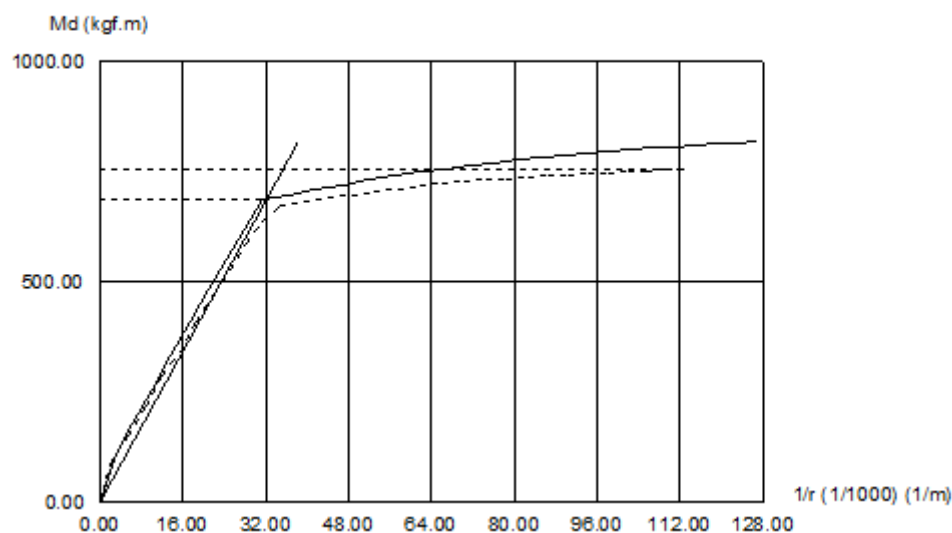
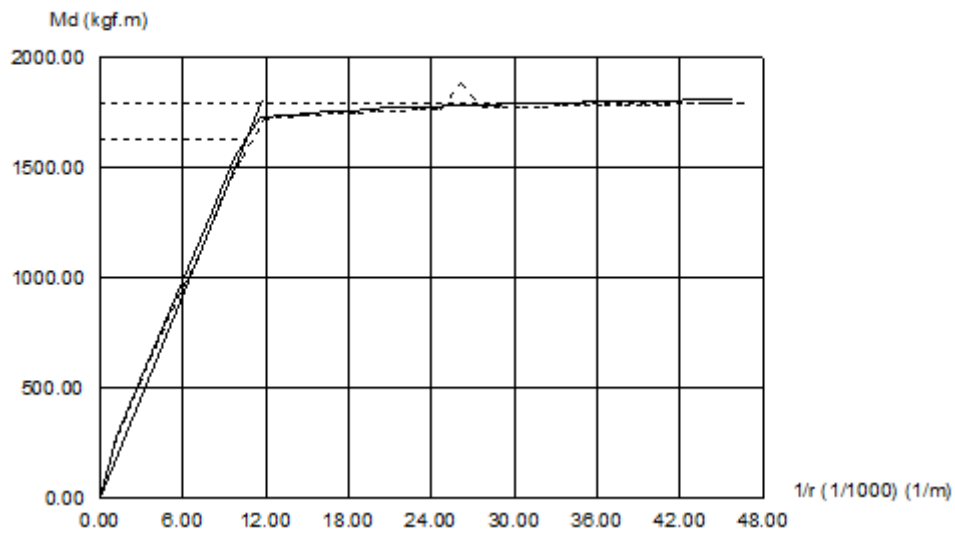




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P3

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 321 kgf.m Msdbase = 391 kgf.m	Ndmax = 3.97 tf Ndmin = 0.69 tf ni = 0.05
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 420 kgf.m Msdbase = 662 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 20 kgf.m (Asl = 0.10 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 297 Msdcentro = 127 Msdbase = 318 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 53 Mcd = 2	M1d,mín = 30 M2d,mín = 41	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 397 kgf.m Msdy = 711 kgf.m Mrdx = 578 kgf.m Mrdy = 1034 kgf.m Mrd/Msd=1.45
H	Msdtopo = 239 Msdcentro = 245 Msdbase = 569 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 23 Mcd = 0	M1d,mín = 37 M2d,mín = 10	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.23 tf VBd base = 0.23 tf VHd topo = 0.35 tf VHd base = 0.35 tf Gama-n = 1.25	Td = 20 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.23 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 20 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.35 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 20 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.16 Vc = 2.67 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.57 Vc = 4.40 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.18 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P4

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 326 kgf.m Msdbase = 387 kgf.m	Ndmax = 4.43 tf Ndmin = 1.10 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 493 kgf.m Msdbase = 707 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 49 kgf.m (Asl = 0.24 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 295 Msdcentro = 124 Msdbase = 311 lambda1 = 82.10	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 104 Mcd = 5	M1d,mín = 68 M2d,mín = 93	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 389 kgf.m Msdy = 884 kgf.m Mrdx = 598 kgf.m Mrdy = 1359 kgf.m Mrd/Msd=1.54
H	Msdtopo = 493 Msdcentro = 283 Msdbase = 707 lambda1 = 83.29	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 42 Mcd = 1	M1d,mín = 85 M2d,mín = 24	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.23 tf VBd base = 0.23 tf VHd topo = 0.39 tf VHd base = 0.39 tf Gama-n = 1.25	Td = 49 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.23 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 49 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12
H	Vd = 0.39 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 49 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.19 Vc = 2.76 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.51 Vc = 4.23 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.43 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P5

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 24.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.58

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL le = 734.00 cm Esbeltez = 105.82	Msdtopo = 63 kgf.m Msdbase = 162 kgf.m	Ndmax = 2.42 tf Ndmin = -0.88 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 938 kgf.m Msdbase = 940 kgf.m	Gama-n = 1.00 Td = 36 kgf.m (Asl = 0.09 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 17 Msdcentro = 18 Msdbase = 18 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 0 Mcd = 0	M1d,mín = 19 M2d,mín = 0	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 18 kgf.m Msdy) = 852 kgf.m Mrdx) = 35 kgf.m Mrdy) = 1649 kgf.m Mrd/Msd=1.93
H	Msdtopo = 694 Msdcentro = 341 Msdbase = 852 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 0 Mcd = 0	M1d,mín = 21 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.05 tf VBd base = 0.05 tf VHd topo = 0.61 tf VHd base = 0.61 tf Gama-n = 1.00	Td = 36 kgf.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.05 tf VRd2 = 26.04 tf	Td = 36 kgf.m TRd2 = 1886 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.61 tf VRd2 = 27.08 tf	Td = 36 kgf.m TRd2 = 1886 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 20.00 cm Vc0 = 4.62 tf k = 1.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 1.93 tf Aswmin = 2.46 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 4.80 tf k = 1.00 Vc = 4.80 tf	Vmin = 2.51 tf Aswmin = 2.46 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 6.67 cm Ae = 352.00 cm²	A90 = 0.12 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 2.46 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

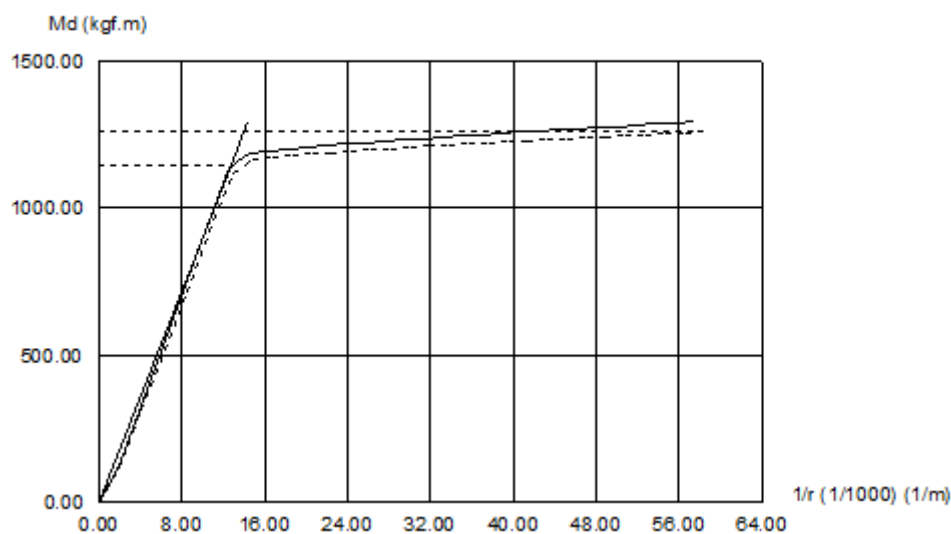


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

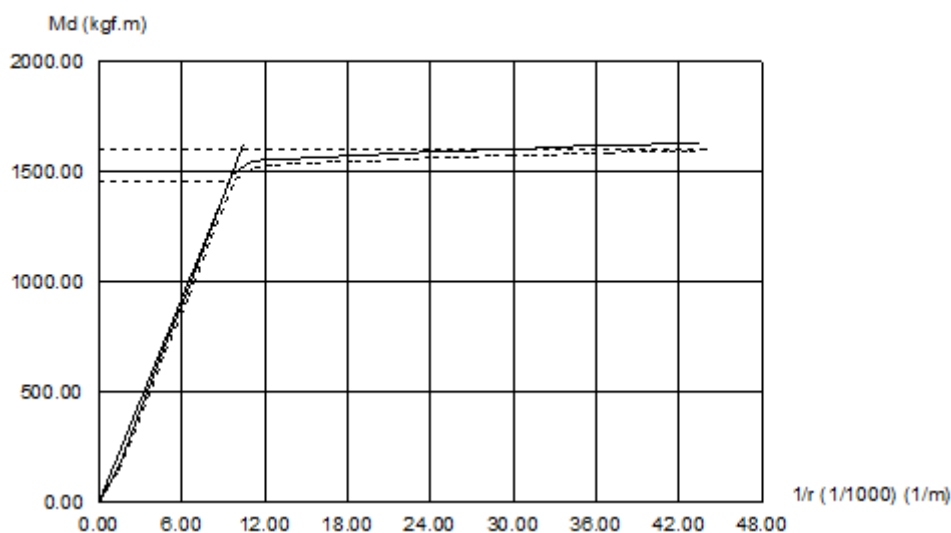




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

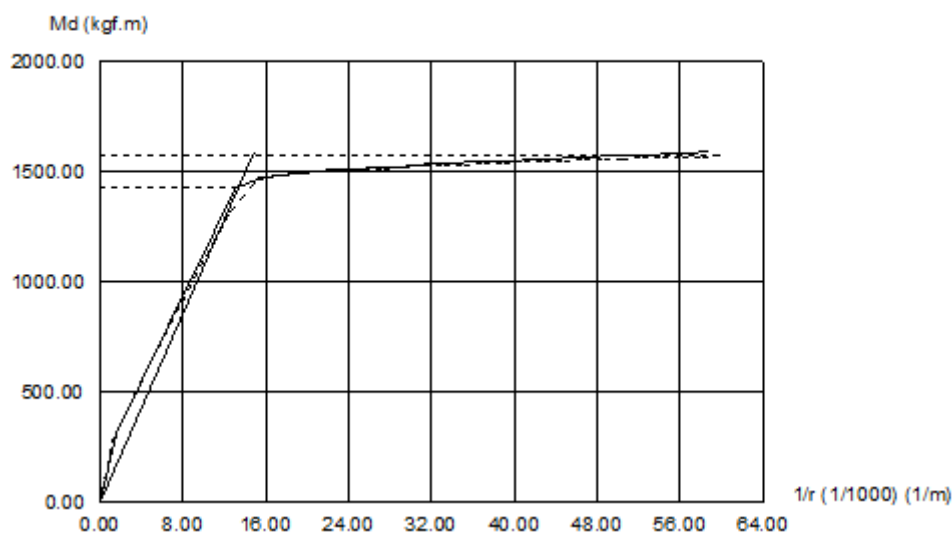
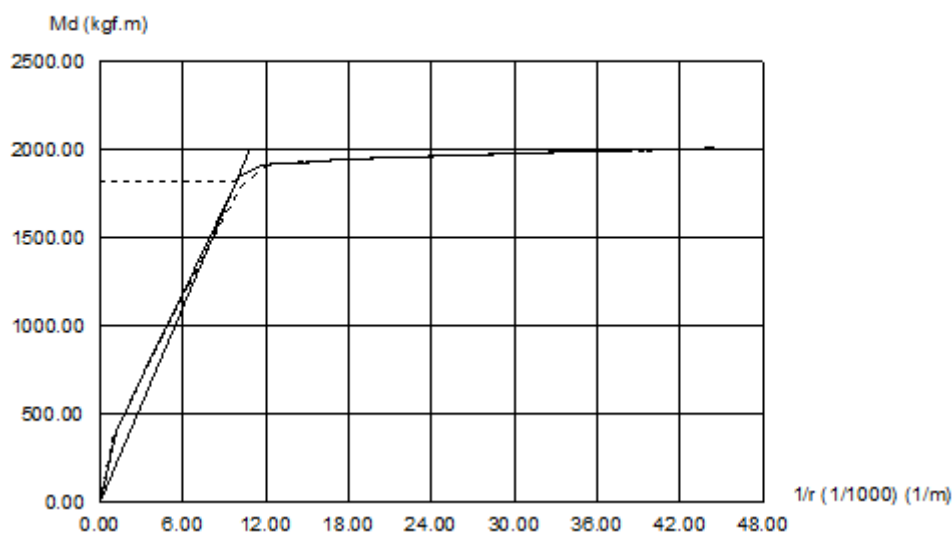


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P6

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 231 kgf.m Msdbase = 245 kgf.m	Ndmax = 2.07 tf Ndmin = 0.91 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 284 kgf.m Msdbase = 302 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 17 kgf.m (Asl = 0.08 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 231 Msdcentro = 98 Msdbase = 245 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 54 Mcd = 1	M1d,mín = 32 M2d,mín = 43	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 307 kgf.m Msdy = 3 kgf.m Mrdx = 775 kgf.m Mrdy = 8 kgf.m Mrd/Msd=2.53
H	Msdtopo = 22 Msdcentro = 22 Msdbase = 2 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 7 Mcd = 0	M1d,mín = 40 M2d,mín = 11		



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.15 tf VBd base = 0.15 tf VHd topo = 0.19 tf VHd base = 0.19 tf Gama-n = 1.25	Td = 17 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.15 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 0.19 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.27 Vc = 2.93 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.89 Vc = 5.28 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.15 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P7

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 26 kgf.m Msdbase = 92 kgf.m	Ndmax = 1.78 tf Ndmin = 0.84 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 301 kgf.m Msdbase = 314 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 5 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 0 Msdcentro = 4 Msdbase = 4 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 48 Mcd = 0	M1d,mín = 19 M2d,mín = 41	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 6 kgf.m Msdy = 388 kgf.m Mrdx = 26 kgf.m Mrdy = 1781 kgf.m Mrd/Msd=4.59
H	Msdtopo = 296 Msdcentro = 124 Msdbase = 311 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 16 Mcd = 0	M1d,mín = 24 M2d,mín = 7	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.04 tf VBd base = 0.04 tf VHd topo = 0.20 tf VHd base = 0.20 tf Gama-n = 1.25	Td = 5 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.04 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.20 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.69 Vc = 4.72 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.09 cm²/m ø 5.0 c/12

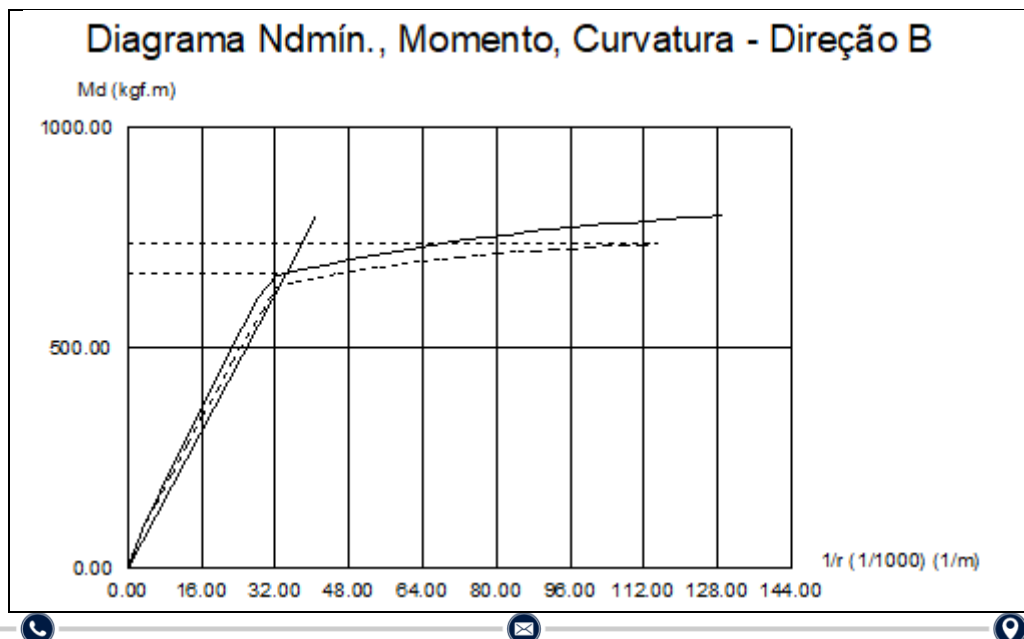




Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

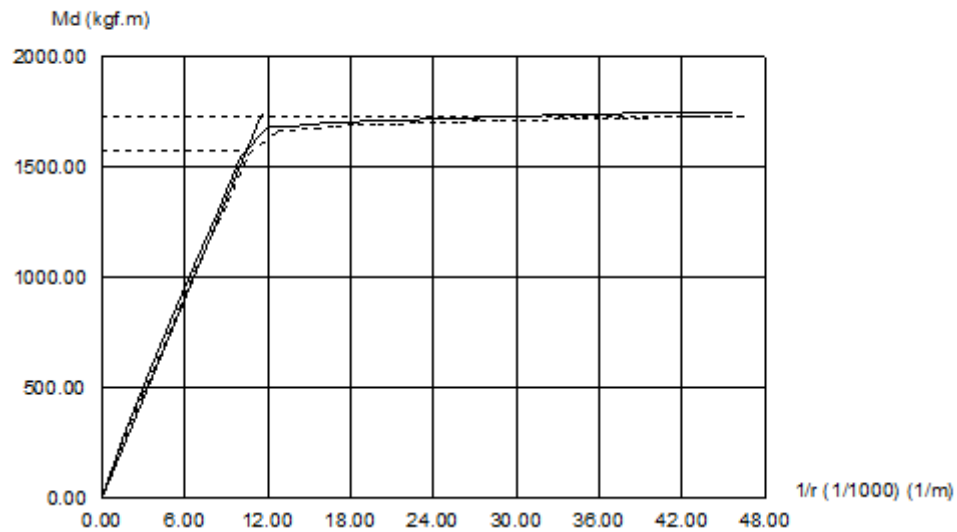


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

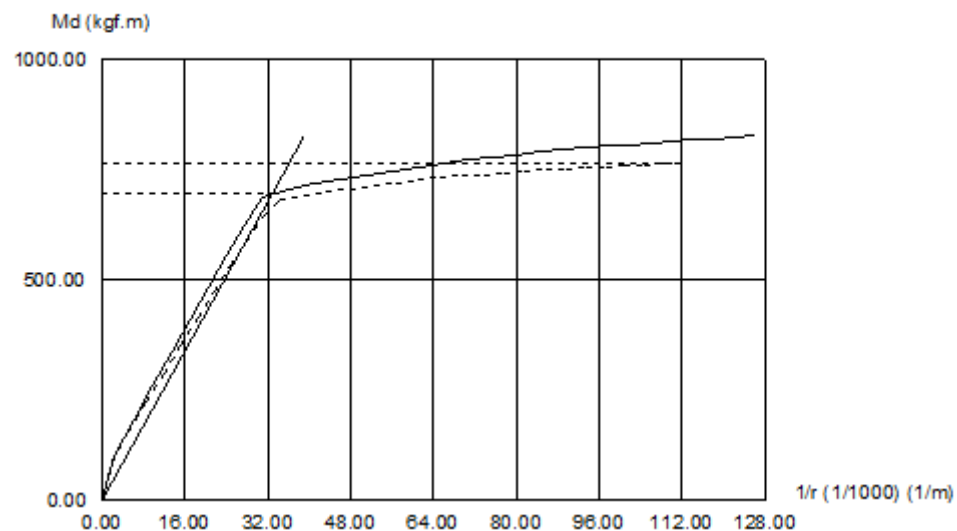
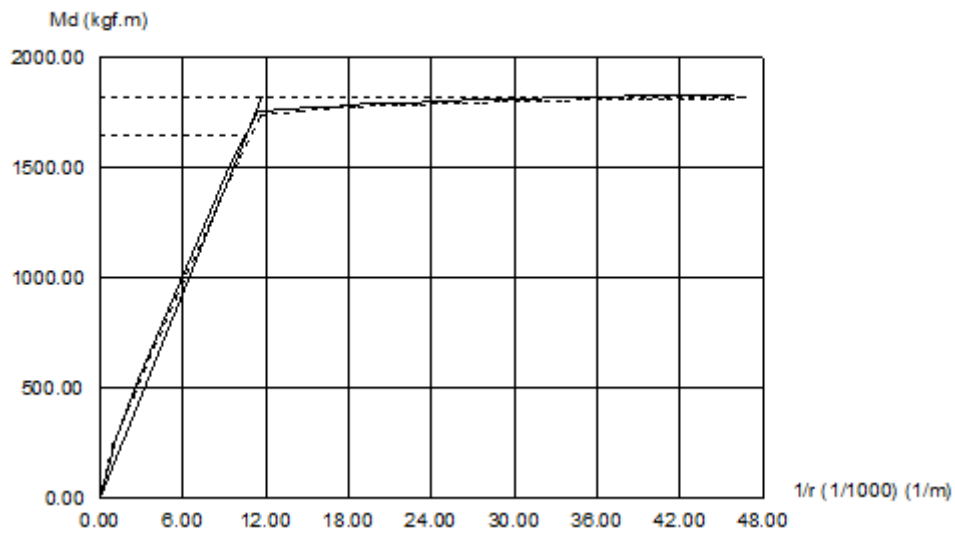




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P8

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 192 kgf.m Msdbase = 203 kgf.m	Ndmax = 2.00 tf Ndmin = 0.81 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.25 Td = 5 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 365 kgf.m Msdbase = 368 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 192 Msdcentro = 81 Msdbase = 203 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 50 Mcd = 1	M1d,mín = 31 M2d,mín = 42	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 253 kgf.m Msdy = 82 kgf.m Mrdx = 730 kgf.m Mrdy = 235 kgf.m Mrd/Msd=2.88
H	Msdtopo = 74 Msdcentro = 30 Msdbase = 65 lambda1 = 67.33	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 9 Mcd = 0	M1d,mín = 38 M2d,mín = 11		



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.13 tf VBd base = 0.13 tf VHd topo = 0.24 tf VHd base = 0.24 tf Gama-n = 1.25	Td = 5 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.13 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.24 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.30 Vc = 3.01 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.49 Vc = 4.17 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm ²	A90 = 0.04 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm ² /m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P9

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 27 kgf.m Msdbase = 78 kgf.m	Ndmax = 1.57 tf Ndmin = 0.66 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 388 kgf.m Msdbase = 373 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 9 kgf.m (Asl = 0.05 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 4 Msdcentro = 4 Msdbase = 3 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 58 Mcd = 0	M1d,mín = 23 M2d,mín = 49	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 5 kgf.m Msdy = 484 kgf.m Mrdx = 17 kgf.m Mrdy = 1814 kgf.m Mrd/Msd=3.74
H	Msdtopo = 388 Msdcentro = 155 Msdbase = 373 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 19 Mcd = 0	M1d,mín = 29 M2d,mín = 8	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.03 tf VBd base = 0.03 tf VHd topo = 0.25 tf VHd base = 0.25 tf Gama-n = 1.25	Td = 9 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.03 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.25 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.38 Vc = 3.87 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.08 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.16 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

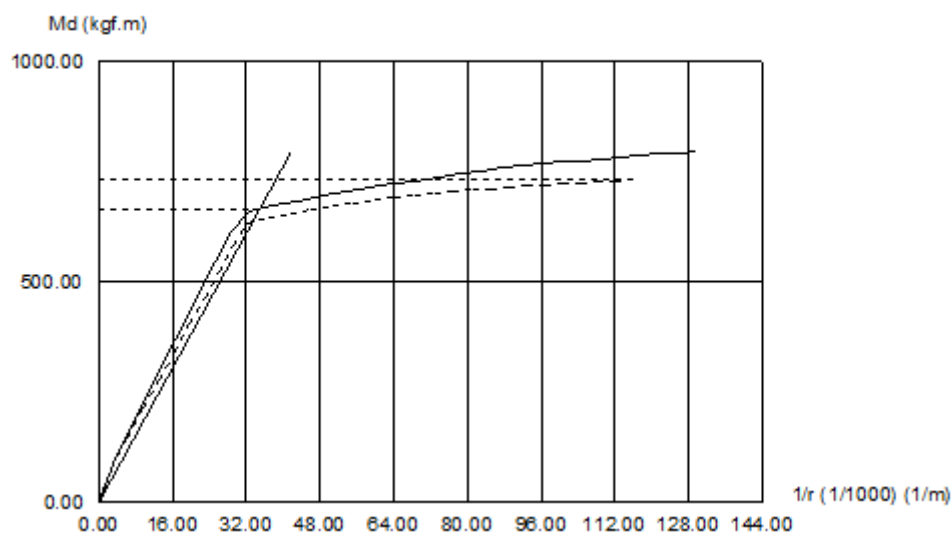


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

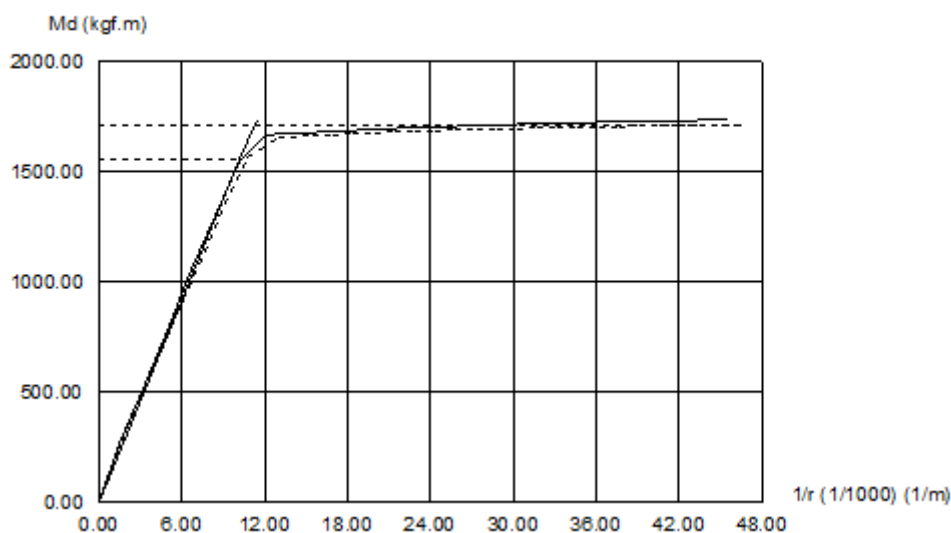




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

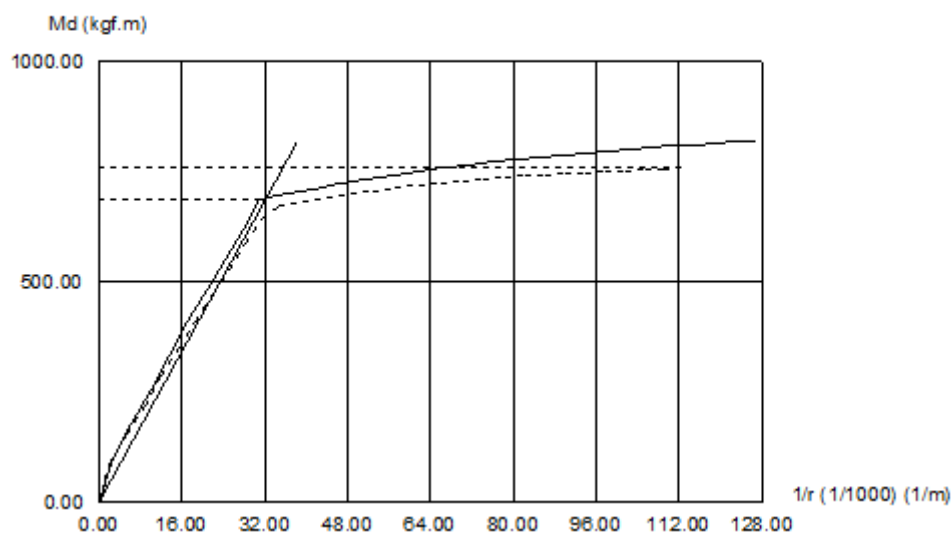
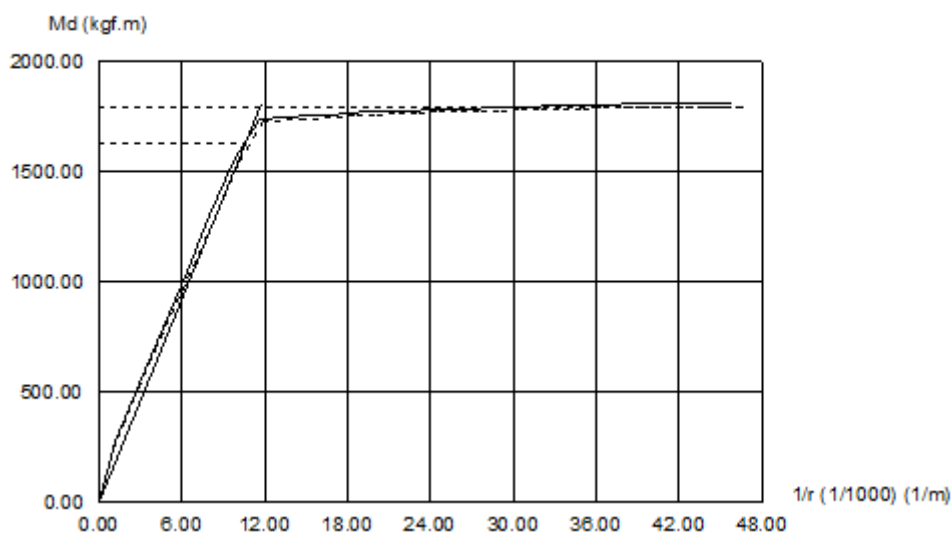


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P10

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 212 kgf.m Msdbase = 215 kgf.m	Ndmax = 3.79 tf Ndmin = 0.10 tf ni = 0.05 Gama-n = 1.25 Td = 6 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 253 kgf.m Msdbase = 310 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 212 Msdcentro = 86 Msdbase = 215 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 33 Mcd = 0	M1d,mín = 19 M2d,mín = 25	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 265 kgf.m Msdy) = 140 kgf.m Mrdx) = 676 kgf.m Mrdy) = 357 kgf.m Mrd/Msd=2.55
H	Msdtopo = 112 Msdcentro = 45 Msdbase = 95 lambda1 = 74.47	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 9 Mcd = 0	M1d,mín = 23 M2d,mín = 6	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.14 tf VBd base = 0.14 tf VHd topo = 0.18 tf VHd base = 0.18 tf Gama-n = 1.25	Td = 6 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.14 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.18 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.44 Vc = 3.32 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.73 Vc = 4.86 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.06 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P11

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 213 kgf.m Msdbase = 209 kgf.m	Ndmax = 3.44 tf Ndmin = 0.88 tf ni = 0.05
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 499 kgf.m Msdbase = 551 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 24 kgf.m (Asl = 0.12 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 213 Msdcentro = 85 Msdbase = 209 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 52 Mcd = 1	M1d,mín = 32 M2d,mín = 43	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 266 kgf.m Msdy = 498 kgf.m Mrdx = 575 kgf.m Mrdy = 1074 kgf.m Mrd/Msd=2.16
H	Msdtopo = 398 Msdcentro = 159 Msdbase = 331 lambda1 = 87.58	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 21 Mcd = 1	M1d,mín = 40 M2d,mín = 11	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.14 tf VBd base = 0.14 tf VHd topo = 0.34 tf VHd base = 0.34 tf Gama-n = 1.25	Td = 24 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.14 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 24 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.34 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 24 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.54 Vc = 3.55 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.26 Vc = 3.53 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.21 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P12

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 221 kgf.m Msdbase = 209 kgf.m	Ndmax = 2.61 tf Ndmin = 1.35 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.25 Td = 8 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 271 kgf.m Msdbase = 300 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 221 Msdcentro = 89 Msdbase = 209 lambda1 = 87.37	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 61 Mcd = 1	M1d,mín = 38 M2d,mín = 52	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 277 kgf.m Msdy = 62 kgf.m Mrdx = 760 kgf.m Mrdy = 171 kgf.m Mrd/Msd=2.75
H	Msdtopo = 50 Msdcentro = 20 Msdbase = 29 lambda1 = 65.11	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 7 Mcd = 0	M1d,mín = 48 M2d,mín = 13		



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.14 tf VBd base = 0.14 tf VHd topo = 0.18 tf VHd base = 0.18 tf Gama-n = 1.25	Td = 8 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.14 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.18 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.32 Vc = 3.05 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm ²	A90 = 0.07 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm ² /m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P13

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 207 kgf.m Msdbase = 202 kgf.m	Ndmax = 2.60 tf Ndmin = 1.31 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.25 Td = 7 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 268 kgf.m Msdbase = 298 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 207 Msdcentro = 83 Msdbase = 202 lambda1 = 86.34	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 59 Mcd = 1	M1d,mín = 37 M2d,mín = 51	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 259 kgf.m Msdy = 71 kgf.m Mrdx = 752 kgf.m Mrdy = 206 kgf.m Mrd/Msd=2.90
H	Msdtopo = 57 Msdcentro = 23 Msdbase = 35 lambda1 = 65.55	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 8 Mcd = 0	M1d,mín = 47 M2d,mín = 13		



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.13 tf VBd base = 0.13 tf VHd topo = 0.18 tf VHd base = 0.18 tf Gama-n = 1.25	Td = 7 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.13 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.18 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.34 Vc = 3.09 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.06 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P14

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 172 kgf.m Msdbase = 182 kgf.m	Ndmax = 2.60 tf Ndmin = 1.27 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.25 Td = 9 kgf.m (Asl = 0.05 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 433 kgf.m Msdbase = 438 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 172 Msdcentro = 73 Msdbase = 182 lambda1 = 82.07	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 61 Mcd = 1	M1d,mín = 40 M2d,mín = 54	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 228 kgf.m Msdy = 176 kgf.m Mrdx = 696 kgf.m Mrdy = 537 kgf.m Mrd/Msd=3.06
H	Msdtopo = 177 Msdcentro = 71 Msdbase = 140 lambda1 = 71.40	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 17 Mcd = 0	M1d,mín = 50 M2d,mín = 14	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.11 tf VBd base = 0.11 tf VHd topo = 0.28 tf VHd base = 0.28 tf Gama-n = 1.25	Td = 9 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.11 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.43 Vc = 3.29 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.39 Vc = 3.90 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.08 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P15

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 188 kgf.m Msdbase = 195 kgf.m	Ndmax = 2.35 tf Ndmin = 1.06 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 353 kgf.m Msdbase = 341 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 14 kgf.m (Asl = 0.07 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 188 Msdcetro = 78 Msdbase = 195 lambda1 = 85.72	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 57 Mcd = 1	M1d,mín = 36 M2d,mín = 49	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 244 kgf.m Msdy) = 17 kgf.m Mrdx) = 778 kgf.m Mrdy) = 56 kgf.m Mrd/Msd=3.18
H	Msdtopo = 43 Msdcetro = 43 Msdbase = 14 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 12 Mcd = 0	M1d,mín = 45 M2d,mín = 13	3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.12 tf VBd base = 0.12 tf VHd topo = 0.22 tf VHd base = 0.22 tf Gama-n = 1.25	Td = 14 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.12 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 14 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.22 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 14 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.37 Vc = 3.17 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.66 Vc = 4.66 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.12 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P16

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 324 kgf.m Msdbase = 289 kgf.m	Ndmax = 2.53 tf Ndmin = 0.67 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 369 kgf.m Msdbase = 421 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 13 kgf.m (Asl = 0.07 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 318 Msdcentro = 127 Msdbase = 288 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 32 Mcd = 0	M1d,mín = 17 M2d,mín = 22	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 398 kgf.m Msdy) = 201 kgf.m Mrdx) = 675 kgf.m Mrdy) = 341 kgf.m Mrd/Msd=1.70
H	Msdtopo = 161 Msdcentro = 64 Msdbase = 134 lambda1 = 81.98	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 10 Mcd = 0	M1d,mín = 21 M2d,mín = 6	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.20 tf VBd base = 0.20 tf VHd topo = 0.26 tf VHd base = 0.26 tf Gama-n = 1.25	Td = 13 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.20 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.26 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.40 Vc = 3.24 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.35 Vc = 3.77 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.12 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P17

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 181 kgf.m Msdbase = 185 kgf.m	Ndmax = 1.30 tf Ndmin = 0.19 tf ni = 0.02 Gama-n = 1.25 Td = 5 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 254 kgf.m Msdbase = 318 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 181 Msdcentro = 74 Msdbase = 185 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 35 Mcd = 0	M1d,mín = 20 M2d,mín = 27	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 232 kgf.m Msdy = 157 kgf.m Mrdx = 664 kgf.m Mrdy = 450 kgf.m Mrd/Msd=2.87
H	Msdtopo = 106 Msdcentro = 50 Msdbase = 126 lambda1 = 75.14	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 10 Mcd = 0	M1d,mín = 25 M2d,mín = 7	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.12 tf VBd base = 0.12 tf VHd topo = 0.19 tf VHd base = 0.19 tf Gama-n = 1.25	Td = 5 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.12 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.19 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.27 Vc = 2.93 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.25 Vc = 3.49 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P18

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 134 kgf.m Msdbase = 215 kgf.m	Ndmax = 3.29 tf Ndmin = 1.47 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 539 kgf.m Msdbase = 695 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 32 kgf.m (Asl = 0.16 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 63 Msdcentro = 34 Msdbase = 86 lambda1 = 74.18	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 44 Mcd = 1	M1d,mín = 32 M2d,mín = 43	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 108 kgf.m Msdy) = 865 kgf.m Mrdx) = 229 kgf.m Mrdy) = 1844 kgf.m Mrd/Msd=2.13
H	Msdtopo = 537 Msdcentro = 277 Msdbase = 692 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 24 Mcd = 0	M1d,mín = 39 M2d,mín = 11	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.11 tf VBd base = 0.11 tf VHd topo = 0.40 tf VHd base = 0.40 tf Gama-n = 1.25	Td = 32 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.11 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 32 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.40 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 32 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.42 Vc = 3.27 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.56 Vc = 4.37 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.28 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P19

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 58 kgf.m Msdbase = 122 kgf.m	Ndmax = 4.24 tf Ndmin = 2.09 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 690 kgf.m Msdbase = 925 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 24 kgf.m (Asl = 0.12 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 0 Msdcentro = 52 Msdbase = 52 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 139 Mcd = 3	M1d,mín = 56 M2d,mín = 118	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 64 kgf.m Msdy) = 1156 kgf.m Mrdx) = 113 kgf.m Mrdy) = 2029 kgf.m Mrd/Msd=1.75
H	Msdtopo = 690 Msdcentro = 370 Msdbase = 925 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 46 Mcd = 1	M1d,mín = 69 M2d,mín = 19	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.02 tf VBd base = 0.02 tf VHd topo = 0.52 tf VHd base = 0.52 tf Gama-n = 1.25	Td = 24 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.02 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 24 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 0.52 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 24 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.33 Vc = 3.72 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.21 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

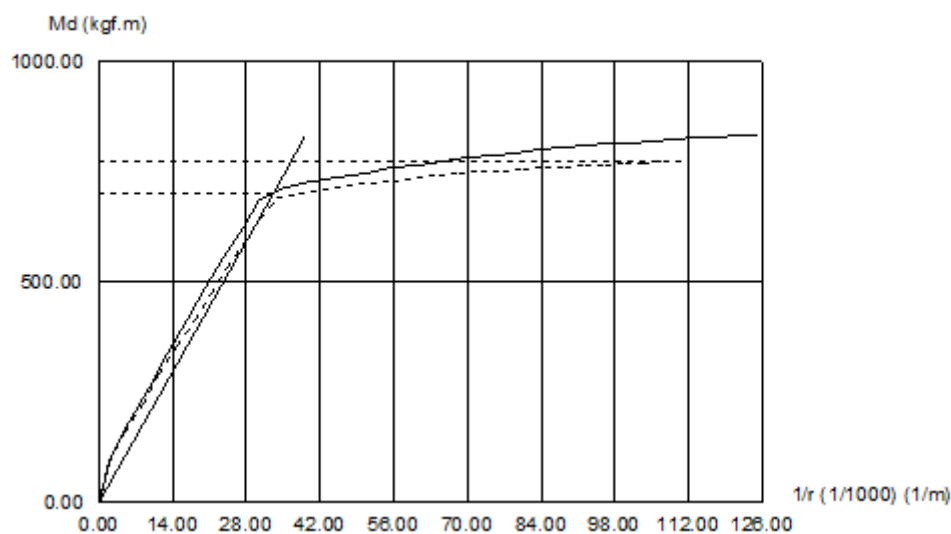


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

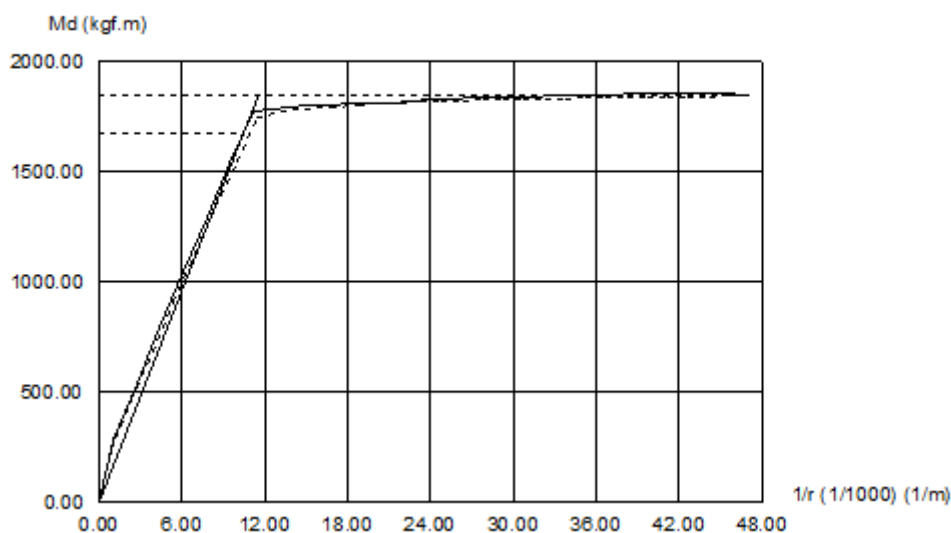




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

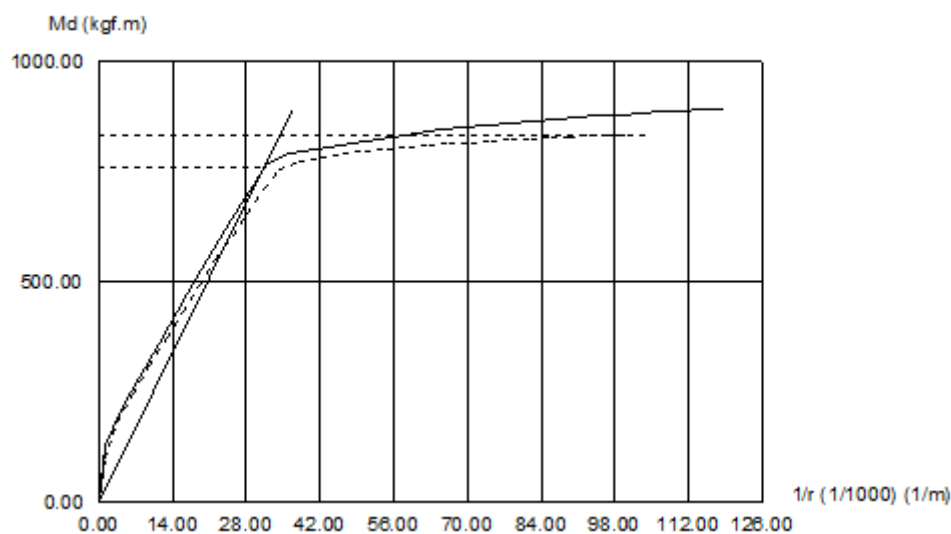
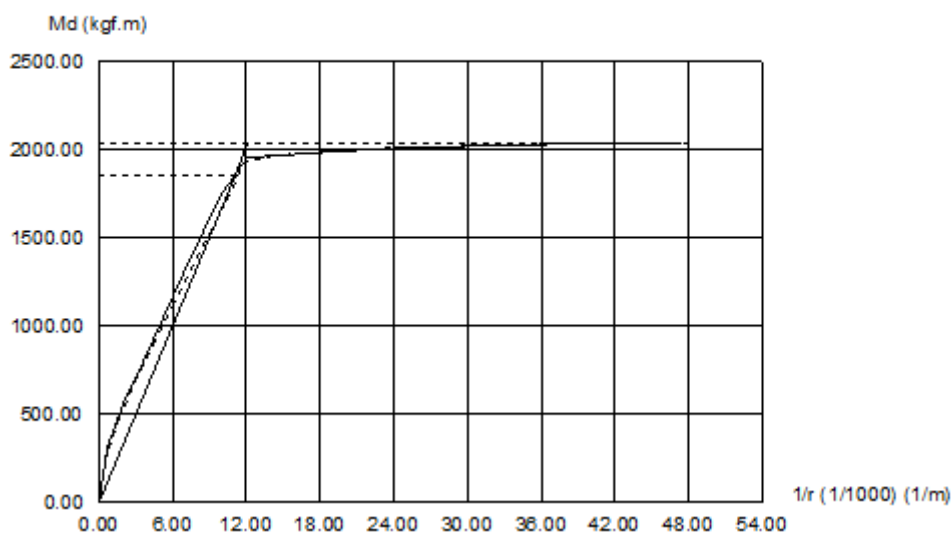


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P20

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 61 kgf.m Msdbase = 98 kgf.m	Ndmax = 1.80 tf Ndmin = 0.45 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 546 kgf.m Msdbase = 585 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 17 kgf.m (Asl = 0.08 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 7 Msdcentro = 7 Msdbase = 5 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 38 Mcd = 0	M1d,mín = 15 M2d,mín = 32	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 6 kgf.m Msdy) = 724 kgf.m Mrdx) = 14 kgf.m Mrdy) = 1754 kgf.m Mrd/Msd=2.42
H	Msdtopo = 540 Msdcentro = 232 Msdbase = 579 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 13 Mcd = 0	M1d,mín = 19 M2d,mín = 5	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.05 tf VBd base = 0.05 tf VHd topo = 0.37 tf VHd base = 0.37 tf Gama-n = 1.25	Td = 17 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.05 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.37 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.83 Vc = 4.21 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.32 Vc = 3.70 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.15 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12

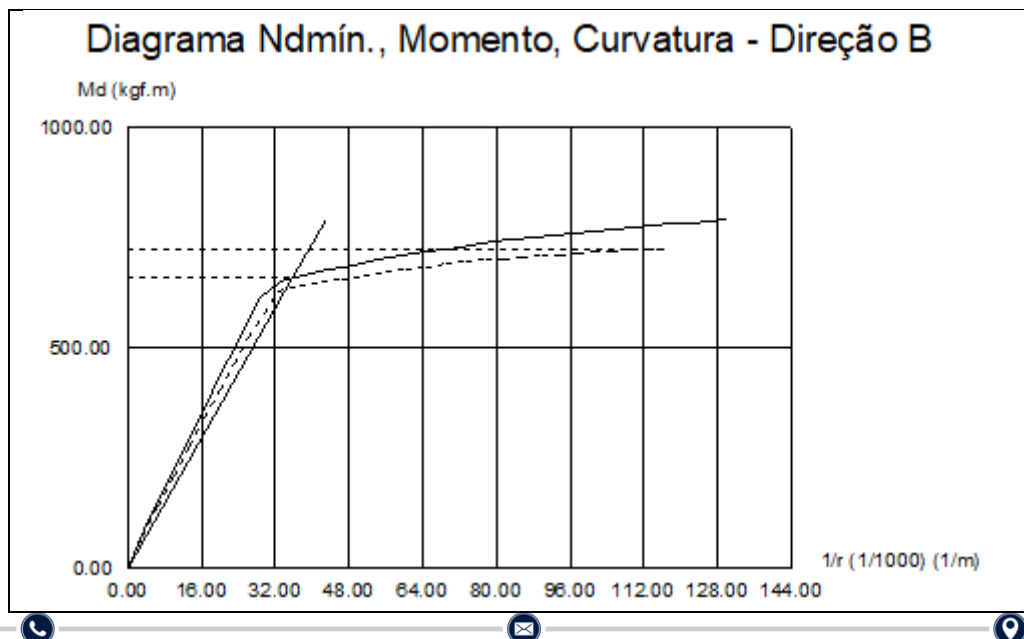




Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

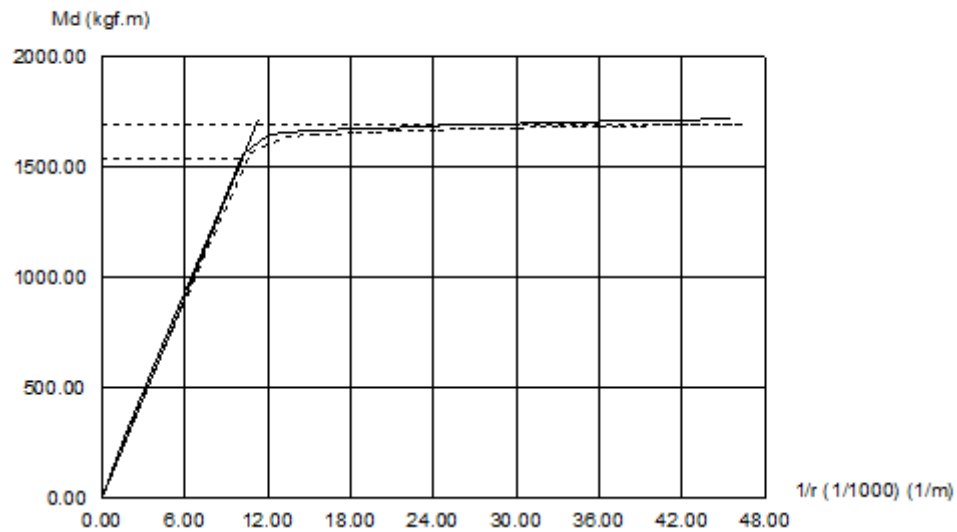


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

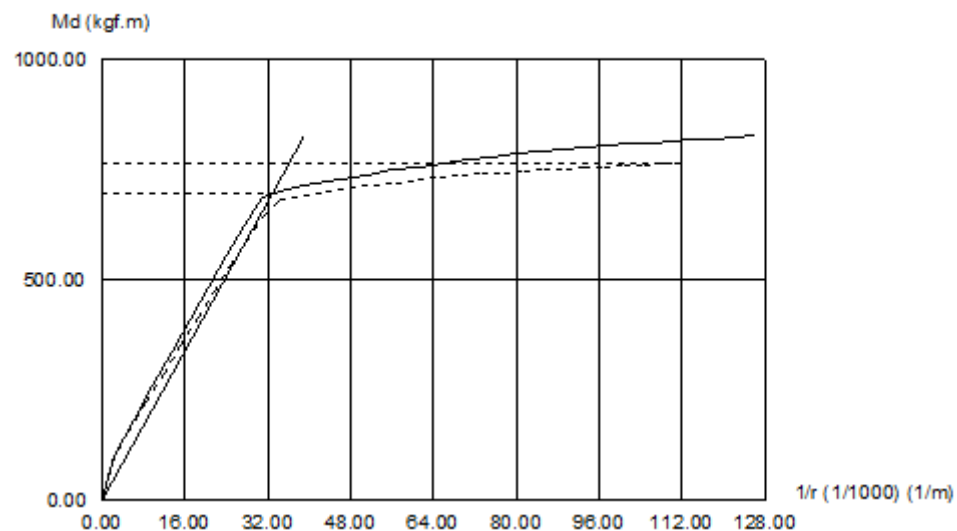
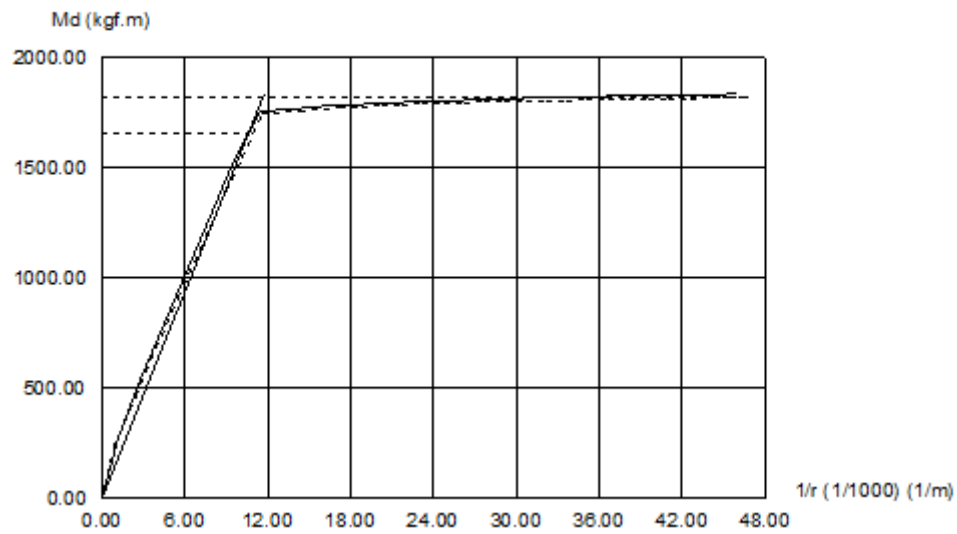




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P21

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 126 kgf.m Msdbase = 138 kgf.m	Ndmax = 1.81 tf Ndmin = 0.73 tf ni = 0.02 Gama-n = 1.25 Td = 4 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 446 kgf.m Msdbase = 472 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 49 Msdcentro = 23 Msdbase = 57 lambda1 = 76.47	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 25 Mcd = 0	M1d,mín = 17 M2d,mín = 24	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 71 kgf.m Msdy) = 588 kgf.m Mrdx) = 209 kgf.m Mrdy) = 1734 kgf.m Mrd/Msd=2.95
H	Msdtopo = 443 Msdcentro = 188 Msdbase = 471 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 14 Mcd = 0	M1d,mín = 22 M2d,mín = 6		

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.09 tf VBd base = 0.09 tf VHd topo = 0.30 tf VHd base = 0.30 tf Gama-n = 1.25	Td = 4 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.09 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.30 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.34 Vc = 3.08 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.47 Vc = 4.13 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P22

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 173 kgf.m Msdbase = 179 kgf.m	Ndmax = 1.81 tf Ndmin = 0.24 tf ni = 0.02 Gama-n = 1.25 Td = 5 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 373 kgf.m Msdbase = 372 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 173 Msdcentro = 71 Msdbase = 179 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 41 Mcd = 0	M1d,mín = 25 M2d,mín = 34	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 223 kgf.m Msdy = 137 kgf.m Mrdx = 682 kgf.m Mrdy = 419 kgf.m Mrd/Msd=3.05
H	Msdtopo = 108 Msdcentro = 44 Msdbase = 110 lambda1 = 71.34	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 11 Mcd = 0	M1d,mín = 31 M2d,mín = 9	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.11 tf VBd base = 0.11 tf VHd topo = 0.24 tf VHd base = 0.24 tf Gama-n = 1.25	Td = 5 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.11 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.24 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.37 Vc = 3.17 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.28 Vc = 3.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P23

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 151 kgf.m Msdbase = 155 kgf.m	Ndmax = 2.69 tf Ndmin = 0.68 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 170 kgf.m Msdbase = 215 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 13 kgf.m (Asl = 0.06 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 150 Msdcentro = 61 Msdbase = 152 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 38 Mcd = 0	M1d,mín = 23 M2d,mín = 31	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 187 kgf.m Msdy) = 29 kgf.m Mrdx) = 733 kgf.m Mrdy) = 113 kgf.m Mrd/Msd=3.91
H	Msdtopo = 23 Msdcentro = 23 Msdbase = 10 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 7 Mcd = 0	M1d,mín = 29 M2d,mín = 8	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 0.12 tf VHd base = 0.12 tf Gama-n = 1.25	Td = 13 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.12 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.76 Vc = 4.07 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.11 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.22 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P24

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 186 kgf.m Msdbase = 85 kgf.m	Ndmax = 2.88 tf Ndmin = 1.36 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 497 kgf.m Msdbase = 513 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 11 kgf.m (Asl = 0.05 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 171 Msdcentro = 137 Msdbase = 85 lambda1 = 39.62	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 111 Mcd = 1	M1d,mín = 44 M2d,mín = 94	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx) = 311 kgf.m Msdy) = 98 kgf.m Mrdx) = 762 kgf.m Mrdy) = 241 kgf.m Mrd/Msd=2.46
H	Msdtopo = 42 Msdcentro = 42 Msdbase = 42 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 36 Mcd = 0	M1d,mín = 55 M2d,mín = 15	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.04 tf VBd base = 0.04 tf VHd topo = 0.33 tf VHd base = 0.33 tf Gama-n = 1.25	Td = 11 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.04 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.33 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.81 Vc = 4.19 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.62 Vc = 4.53 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.09 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

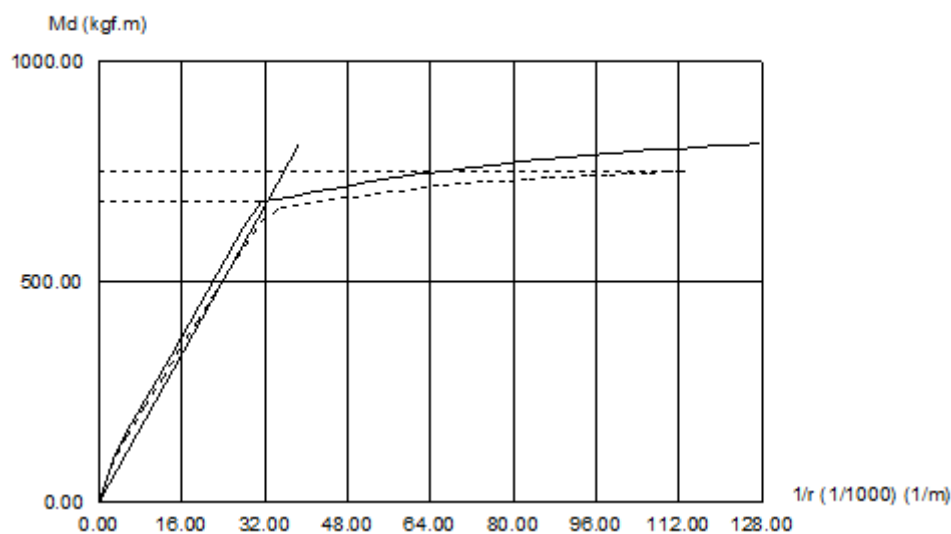


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

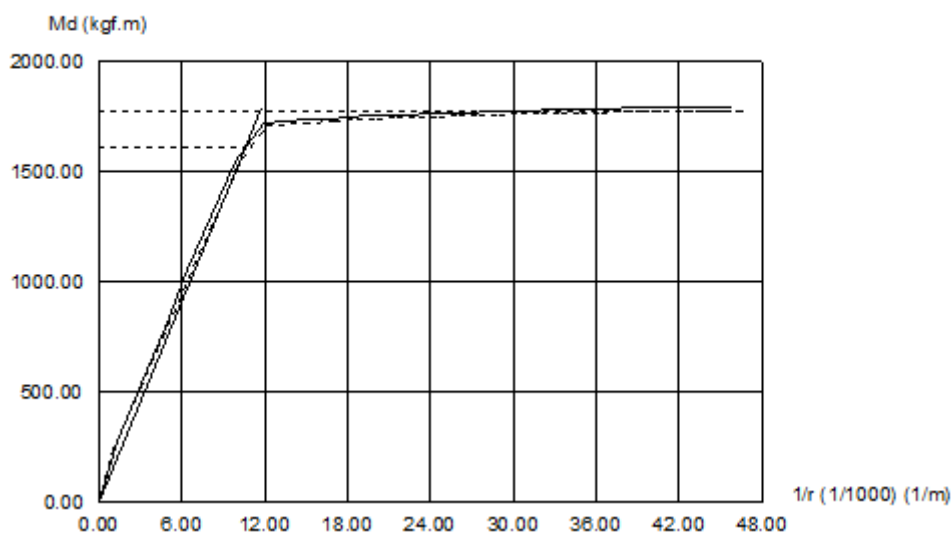




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

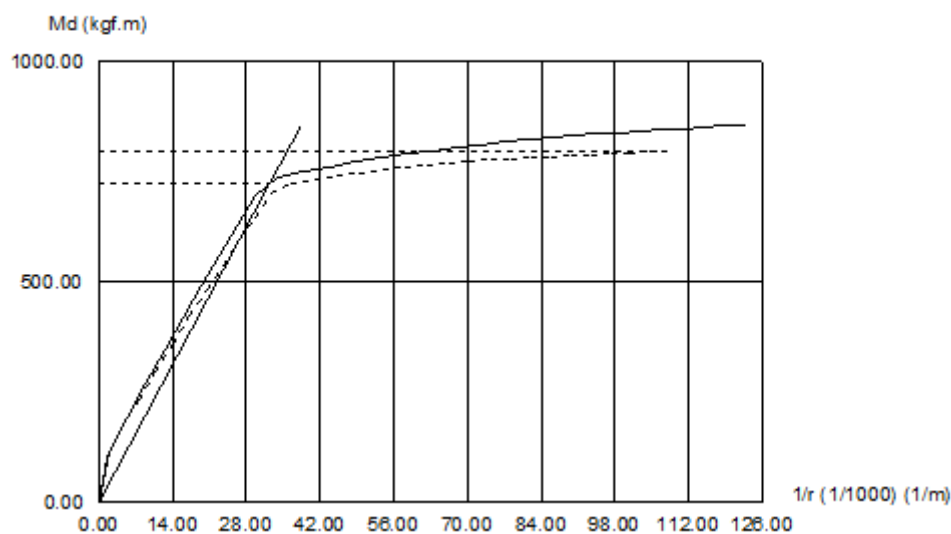
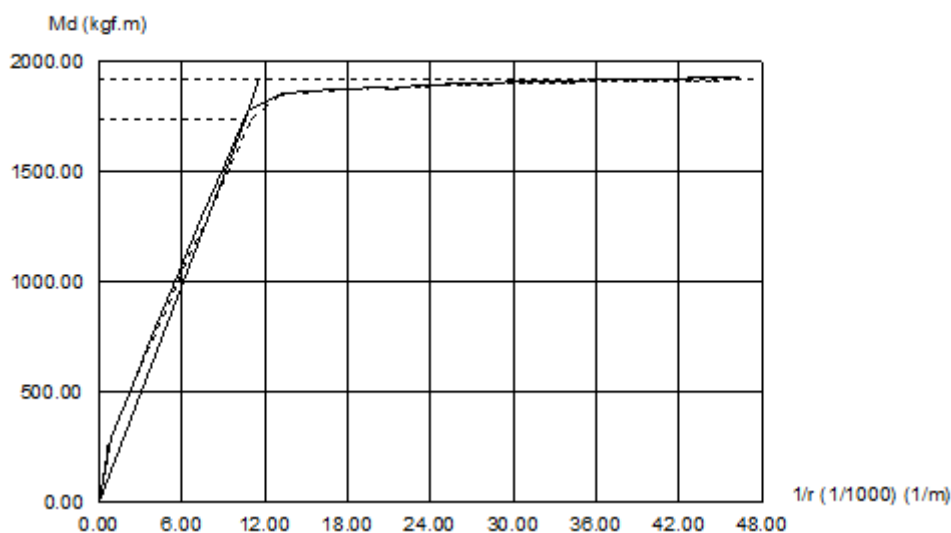


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P25

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 118 kgf.m Msdbase = 124 kgf.m	Ndmax = 1.74 tf Ndmin = 0.70 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 330 kgf.m Msdbase = 345 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 3 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 33 Msdcentro = 15 Msdbase = 38 lambda1 = 69.05	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 31 Mcd = 0	M1d,mín = 25 M2d,mín = 34	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 48 kgf.m Msdy = 431 kgf.m Mrdx = 198 kgf.m Mrdy = 1791 kgf.m Mrd/Msd=4.16
H	Msdtopo = 330 Msdcentro = 138 Msdbase = 345 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 17 Mcd = 0	M1d,mín = 31 M2d,mín = 9	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.08 tf VBd base = 0.08 tf VHd topo = 0.22 tf VHd base = 0.22 tf Gama-n = 1.25	Td = 3 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.08 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.22 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.51 Vc = 3.48 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.47 Vc = 4.11 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.03 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.05 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P26

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 120 kgf.m Msdbase = 126 kgf.m	Ndmax = 1.75 tf Ndmin = 0.70 tf ni = 0.02 Gama-n = 1.25 Td = 3 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 309 kgf.m Msdbase = 322 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 32 Msdcentro = 15 Msdbase = 37 lambda1 = 68.88	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 30 Mcd = 0	M1d,mín = 25 M2d,mín = 34	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 46 kgf.m Msdy = 402 kgf.m Mrdx = 207 kgf.m Mrdy = 1790 kgf.m Mrd/Msd=4.45
H	Msdtopo = 309 Msdcentro = 129 Msdbase = 322 lambda1 = 88.25	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 17 Mcd = 0	M1d,mín = 31 M2d,mín = 9	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.08 tf VBd base = 0.08 tf VHd topo = 0.20 tf VHd base = 0.20 tf Gama-n = 1.25	Td = 3 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.08 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.20 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.49 Vc = 3.45 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.53 Vc = 4.30 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.03 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.05 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P27

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 14 kgf.m Msdbase = 55 kgf.m	Ndmax = 1.44 tf Ndmin = 0.62 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 310 kgf.m Msdbase = 359 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 5 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 2 Msdcentro = 2 Msdbase = 0 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 39 Mcd = 0	M1d,mín = 16 M2d,mín = 34	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 0 kgf.m Msdy = 447 kgf.m Mrdx = 1 kgf.m Mrdy = 1761 kgf.m Mrd/Msd=3.94
H	Msdtopo = 308 Msdcentro = 143 Msdbase = 358 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 13 Mcd = 0	M1d,mín = 20 M2d,mín = 5	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.02 tf VBd base = 0.02 tf VHd topo = 0.22 tf VHd base = 0.22 tf Gama-n = 1.25	Td = 5 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.02 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.22 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.54 Vc = 4.30 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.09 cm²/m ø 5.0 c/12

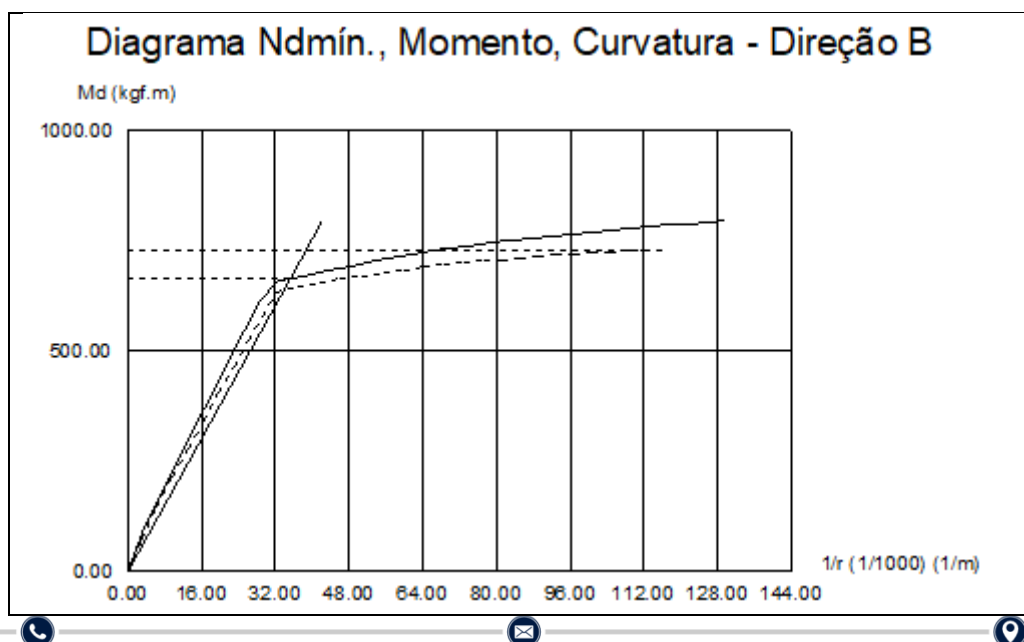




Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

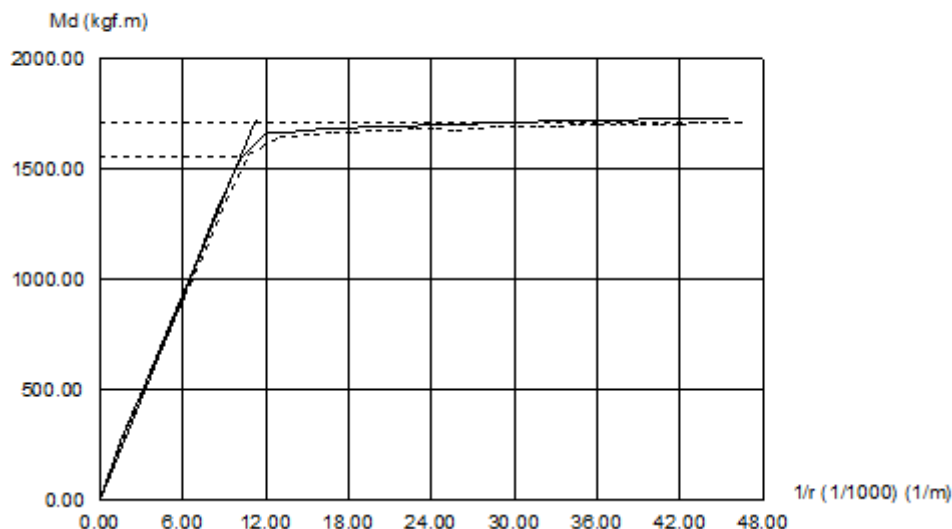


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

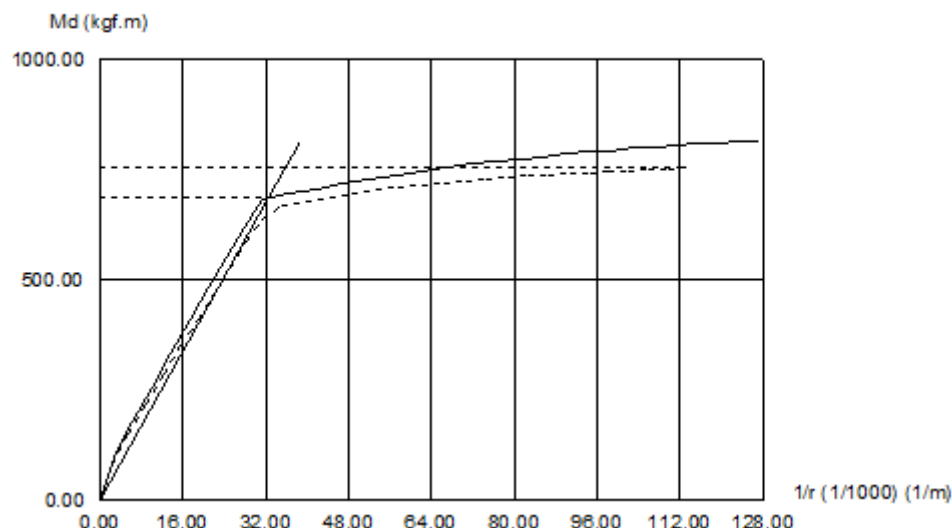
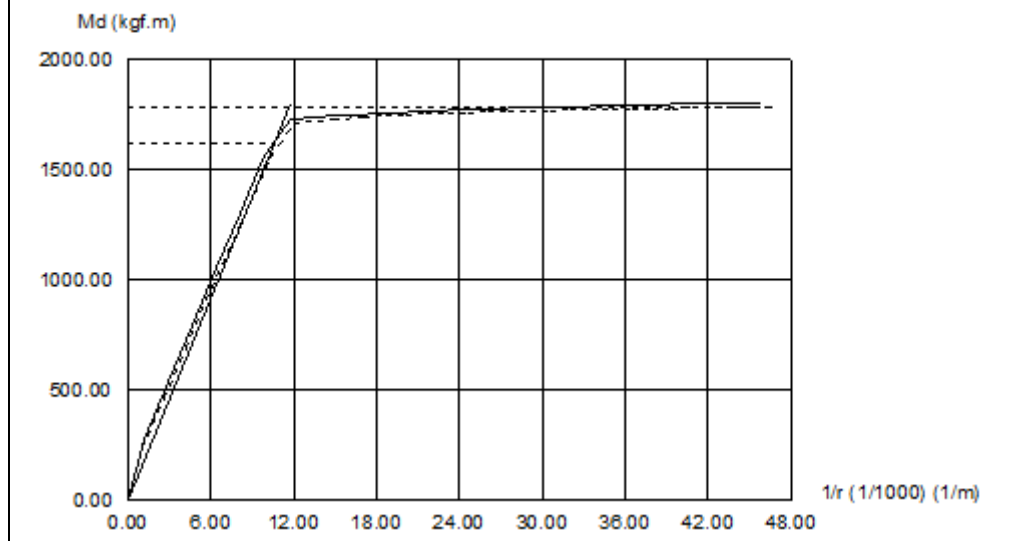




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P28

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 12 kgf.m Msdbase = 53 kgf.m	Ndmax = 1.44 tf Ndmin = 0.62 tf ni = 0.02 Gama-n = 1.25 Td = 6 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 353 kgf.m Msdbase = 412 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 1 Msdcentro = 1 Msdbase = 1 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 39 Mcd = 0	M1d,mín = 16 M2d,mín = 33	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 1 kgf.m Msdy) = 514 kgf.m Mrdx) = 3 kgf.m Mrdy) = 1760 kgf.m Mrd/Msd=3.42
H	Msdtopo = 353 Msdcentro = 165 Msdbase = 411 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 13 Mcd = 0	M1d,mín = 20 M2d,mín = 5		

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.02 tf VBd base = 0.02 tf VHd topo = 0.25 tf VHd base = 0.25 tf Gama-n = 1.25	Td = 6 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.02 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.25 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.47 Vc = 4.12 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.05 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.11 cm²/m ø 5.0 c/12

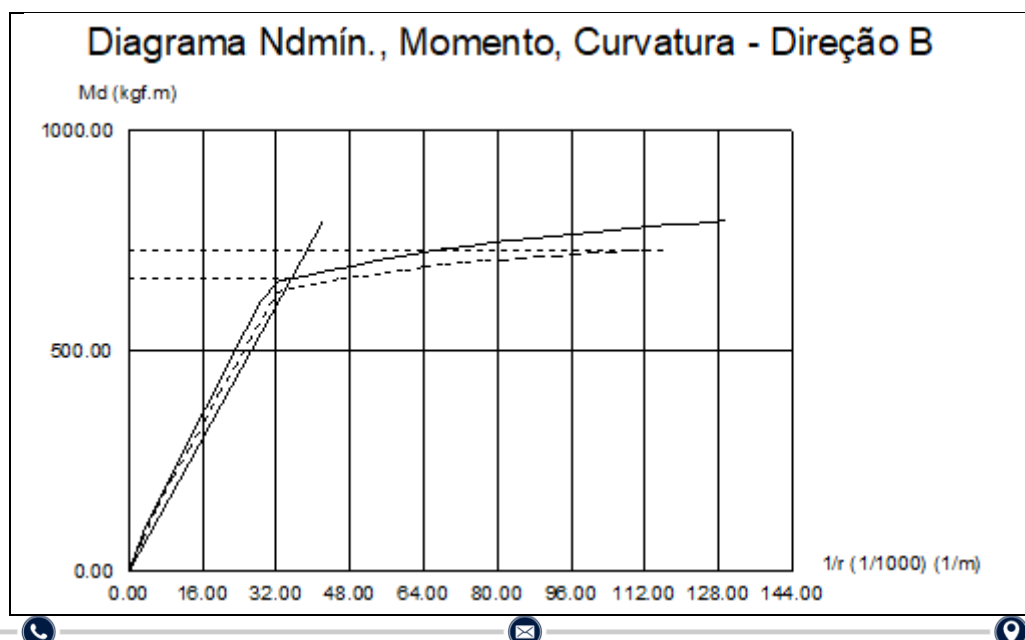




Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

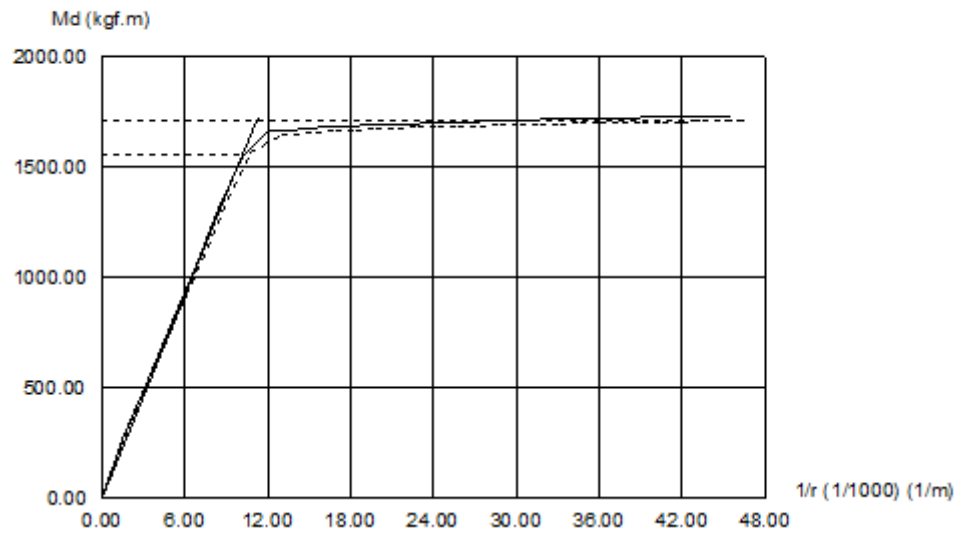


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

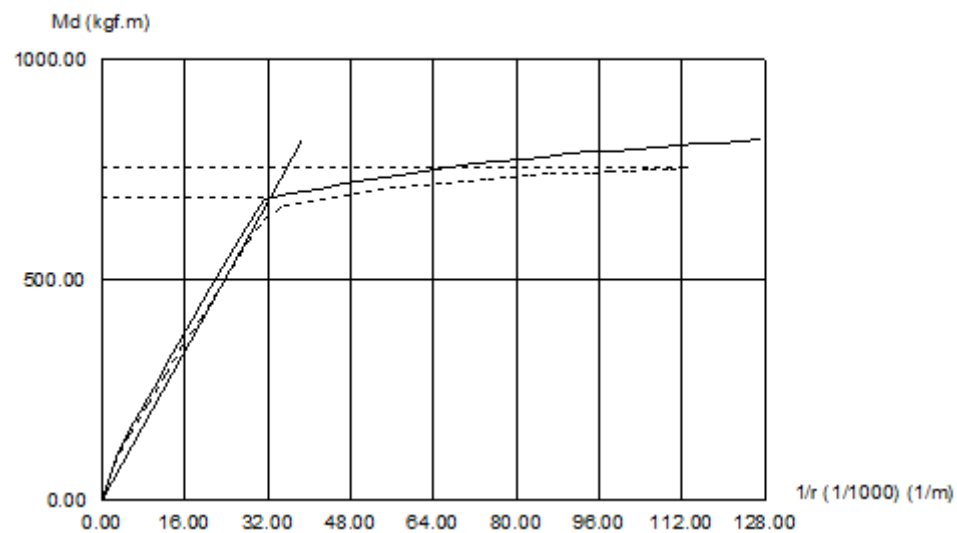
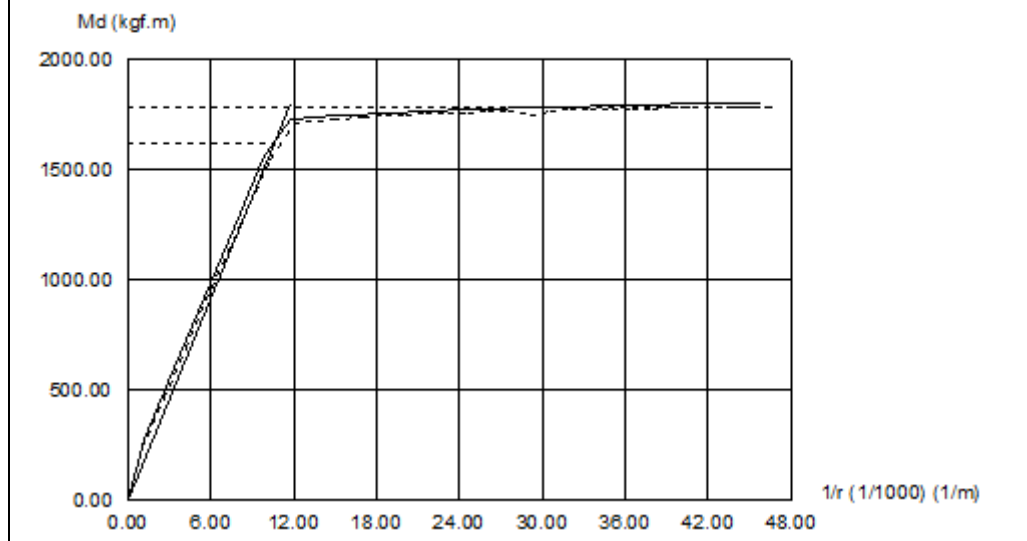




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P29

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 504 kgf.m Msdbase = 656 kgf.m	Ndmax = 4.32 tf Ndmin = 2.24 tf ni = 0.06
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 614 kgf.m Msdbase = 756 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 19 kgf.m (Asl = 0.09 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 503 Msdcentro = 229 Msdbase = 572 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 114 Mcd = 8	M1d,mín = 66 M2d,mín = 90	2 ø 10.0 3 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 715 kgf.m Msdy = 945 kgf.m Mrdx = 849 kgf.m Mrdy = 1122 kgf.m Mrd/Msd=1.19
H	Msdtopo = 614 Msdcentro = 303 Msdbase = 756 lambda1 = 85.30	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 43 Mcd = 0	M1d,mín = 83 M2d,mín = 23	6ø10.0 4.71 cm ² 1.1 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.37 tf VBd base = 0.37 tf VHd topo = 0.44 tf VHd base = 0.44 tf Gama-n = 1.25	Td = 19 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.37 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 19 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.44 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 19 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.13 Vc = 2.60 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.65 Vc = 4.62 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.17 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P30

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 153 kgf.m Msdbase = 146 kgf.m	Ndmax = 2.42 tf Ndmin = 0.89 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 440 kgf.m Msdbase = 580 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 23 kgf.m (Asl = 0.11 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 64 Msdcentro = 26 Msdbase = 62 lambda1 = 69.91	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 47 Mcd = 1	M1d,mín = 37 M2d,mín = 51	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 77 kgf.m Msdy = 725 kgf.m Mrdx = 201 kgf.m Mrdy = 1881 kgf.m Mrd/Msd=2.59
H	Msdtopo = 440 Msdcentro = 232 Msdbase = 580 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 26 Mcd = 0	M1d,mín = 47 M2d,mín = 13	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 0.33 tf VHd base = 0.33 tf Gama-n = 1.25	Td = 23 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 23 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 0.33 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 23 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.47 Vc = 3.40 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.36 Vc = 3.80 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.20 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P31

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 16 kgf.m Msdbase = 89 kgf.m	Ndmax = 1.91 tf Ndmin = 0.89 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 297 kgf.m Msdbase = 325 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 14 kgf.m (Asl = 0.07 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 2 Msdcentro = 3 Msdbase = 3 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 70 Mcd = 0	M1d,mín = 28 M2d,mín = 60	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 4 kgf.m Msdy = 406 kgf.m Mrdx = 19 kgf.m Mrdy = 1851 kgf.m Mrd/Msd=4.56
H	Msdtopo = 297 Msdcentro = 130 Msdbase = 325 lambda1 = 85.62	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 23 Mcd = 0	M1d,mín = 35 M2d,mín = 10	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.03 tf VBd base = 0.03 tf VHd topo = 0.20 tf VHd base = 0.20 tf Gama-n = 1.25	Td = 14 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.03 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 14 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.20 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 14 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.58 Vc = 4.44 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.12 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.24 cm²/m ø 5.0 c/12



Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

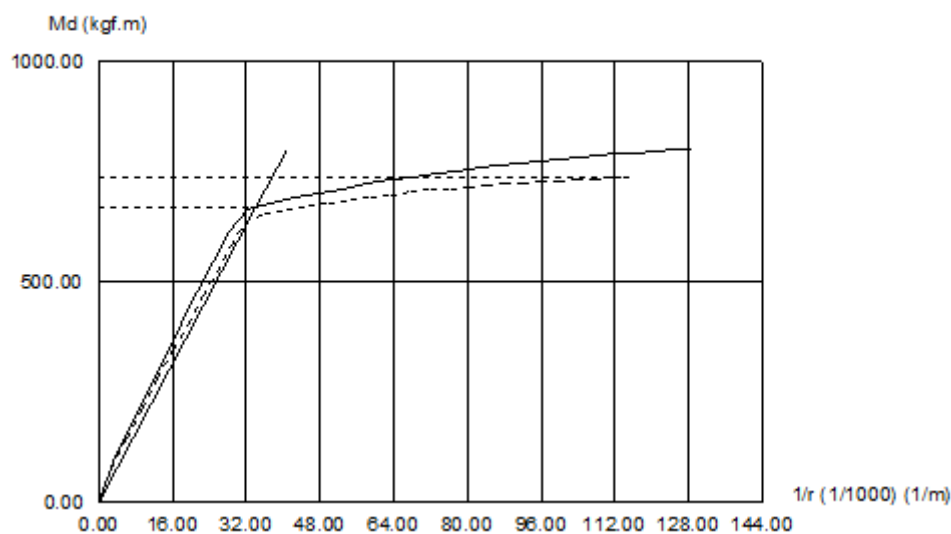


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

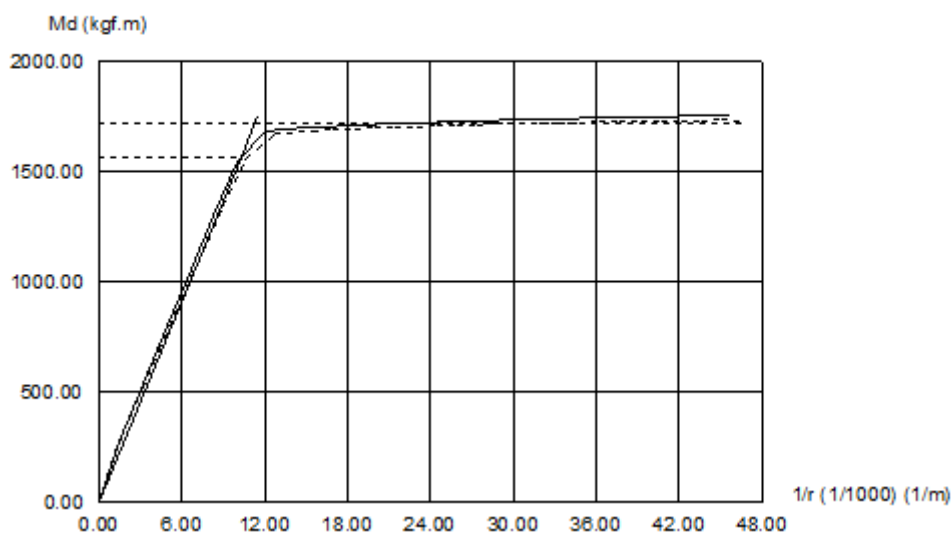




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

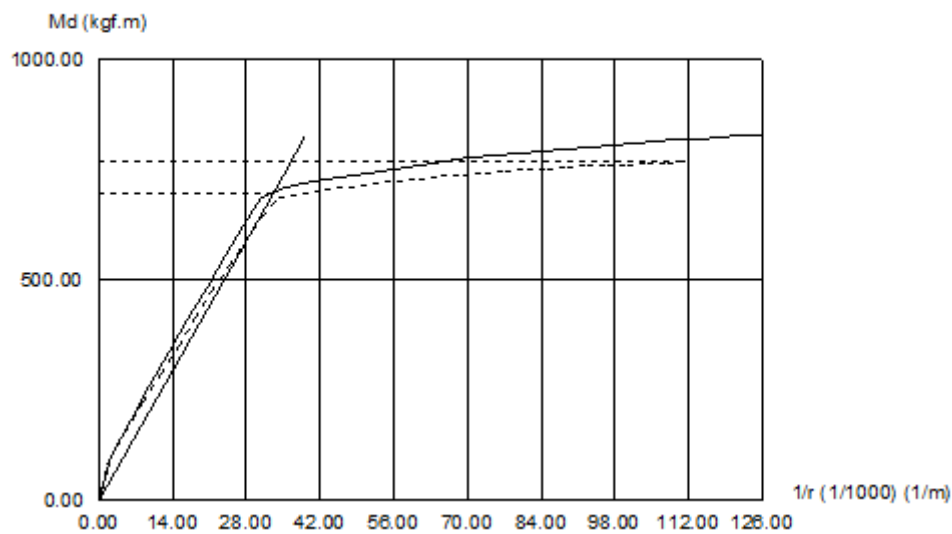
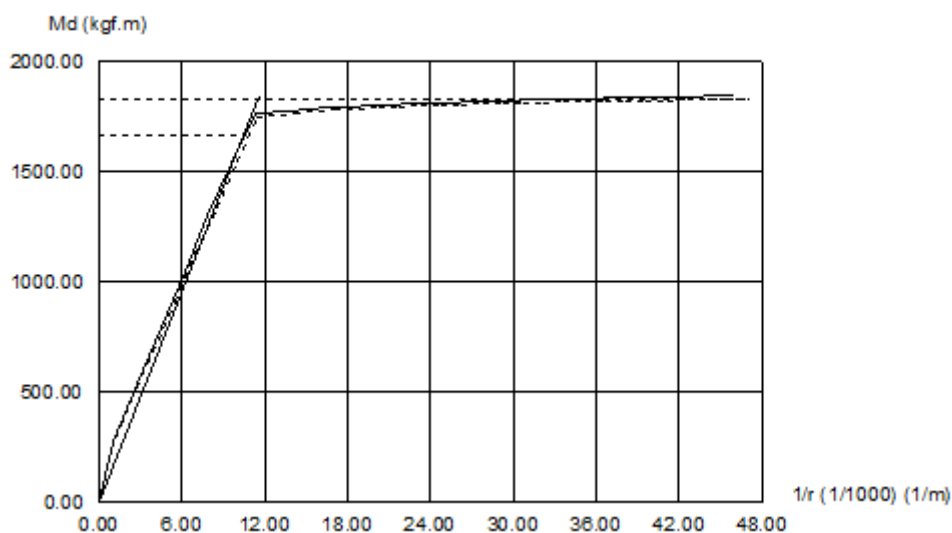


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P32

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 108 kgf.m Msdbase = 101 kgf.m	Ndmax = 1.77 tf Ndmin = 0.56 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 366 kgf.m Msdbase = 475 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 14 kgf.m (Asl = 0.07 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 2 Msdcentro = 2 Msdbase = 1 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 24 Mcd = 0	M1d,mín = 27 M2d,mín = 37	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 2 kgf.m Msdy = 594 kgf.m Mrdx = 6 kgf.m Mrdy = 1846 kgf.m Mrd/Msd=3.11
H	Msdtopo = 366 Msdcentro = 190 Msdbase = 475 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 20 Mcd = 0	M1d,mín = 34 M2d,mín = 9	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.07 tf VBd base = 0.07 tf VHd topo = 0.27 tf VHd base = 0.27 tf Gama-n = 1.25	Td = 14 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.07 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 14 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.27 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 14 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.93 Vc = 4.45 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.32 Vc = 3.70 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.12 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P33

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 207 kgf.m Msdbase = 216 kgf.m	Ndmax = 2.13 tf Ndmin = 0.93 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 489 kgf.m Msdbase = 482 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 12 kgf.m (Asl = 0.06 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 207 Msdcentro = 87 Msdbase = 216 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 54 Mcd = 1	M1d,mín = 33 M2d,mín = 44	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 270 kgf.m Msdy = 217 kgf.m Mrdx = 677 kgf.m Mrdy = 543 kgf.m Mrd/Msd=2.50
H	Msdtopo = 213 Msdcentro = 85 Msdbase = 174 lambda1 = 75.52	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 17 Mcd = 0	M1d,mín = 41 M2d,mín = 11	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.14 tf VBd base = 0.14 tf VHd topo = 0.31 tf VHd base = 0.31 tf Gama-n = 1.25	Td = 12 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.14 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.31 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.34 Vc = 3.10 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.28 Vc = 3.58 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.10 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P34

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 151 kgf.m Msdbase = 154 kgf.m	Ndmax = 2.57 tf Ndmin = 1.23 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 437 kgf.m Msdbase = 523 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 9 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 91 Msdcentro = 37 Msdbase = 84 lambda1 = 72.81	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 51 Mcd = 1	M1d,mín = 38 M2d,mín = 52	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 105 kgf.m Msdy = 653 kgf.m Mrdx = 296 kgf.m Mrdy = 1839 kgf.m Mrd/Msd=2.81
H	Msdtopo = 431 Msdcentro = 209 Msdbase = 523 lambda1 = 89.98	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 26 Mcd = 0	M1d,mín = 48 M2d,mín = 13	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 0.31 tf VHd base = 0.31 tf Gama-n = 1.25	Td = 9 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.31 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.42 Vc = 3.27 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.55 Vc = 4.35 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm ²	A90 = 0.08 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm ² /m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P35

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 174 kgf.m Msdbase = 177 kgf.m	Ndmax = 2.67 tf Ndmin = 1.36 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 435 kgf.m Msdbase = 438 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 34 kgf.m (Asl = 0.17 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 174 Msdcentro = 71 Msdbase = 177 lambda1 = 82.21	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 59 Mcd = 1	M1d,mín = 39 M2d,mín = 52	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 218 kgf.m Msdy = 447 kgf.m Mrdx = 571 kgf.m Mrdy = 1173 kgf.m Mrd/Msd=2.62
H	Msdtopo = 358 Msdcentro = 143 Msdbase = 291 lambda1 = 81.07	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 23 Mcd = 1	M1d,mín = 48 M2d,mín = 13	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.11 tf VBd base = 0.11 tf VHd topo = 0.28 tf VHd base = 0.28 tf Gama-n = 1.25	Td = 34 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.11 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 34 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 34 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.68 Vc = 3.89 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.27 Vc = 3.56 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.30 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P36

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 140 kgf.m Msdbase = 150 kgf.m	Ndmax = 2.30 tf Ndmin = 1.10 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.25 Td = 4 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 457 kgf.m Msdbase = 399 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 58 Msdcentro = 29 Msdbase = 72 lambda1 = 71.87	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 43 Mcd = 1	M1d,mín = 33 M2d,mín = 45	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 73 kgf.m Msdy = 571 kgf.m Mrdx = 235 kgf.m Mrdy = 1848 kgf.m Mrd/Msd=3.23
H	Msdtopo = 457 Msdcentro = 183 Msdbase = 399 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 22 Mcd = 0	M1d,mín = 41 M2d,mín = 11	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.09 tf VBd base = 0.09 tf VHd topo = 0.28 tf VHd base = 0.28 tf Gama-n = 1.25	Td = 4 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.09 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.45 Vc = 3.35 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.28 Vc = 3.58 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P37

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 135 kgf.m Msdbase = 145 kgf.m	Ndmax = 2.29 tf Ndmin = 1.06 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.25 Td = 2 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 446 kgf.m Msdbase = 410 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 54 Msdcentro = 27 Msdbase = 68 lambda1 = 71.51	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 42 Mcd = 1	M1d,mín = 32 M2d,mín = 44	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 68 kgf.m Msdy = 558 kgf.m Mrdx = 225 kgf.m Mrdy = 1851 kgf.m Mrd/Msd=3.32
H	Msdtopo = 446 Msdcentro = 178 Msdbase = 410 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 22 Mcd = 0	M1d,mín = 40 M2d,mín = 11	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.09 tf VBd base = 0.09 tf VHd topo = 0.28 tf VHd base = 0.28 tf Gama-n = 1.25	Td = 2 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.09 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.47 Vc = 3.39 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.28 Vc = 3.57 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.02 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P38

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 170 kgf.m Msdbase = 179 kgf.m	Ndmax = 2.55 tf Ndmin = 1.25 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.25 Td = 8 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 348 kgf.m Msdbase = 332 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 170 Msdcentro = 72 Msdbase = 179 lambda1 = 82.10	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 60 Mcd = 1	M1d,mín = 39 M2d,mín = 53	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 224 kgf.m Msdy = 200 kgf.m Mrdx = 680 kgf.m Mrdy = 609 kgf.m Mrd/Msd=3.04
H	Msdtopo = 196 Msdcentro = 78 Msdbase = 160 lambda1 = 72.49	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 18 Mcd = 0	M1d,mín = 49 M2d,mín = 14	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.11 tf VBd base = 0.11 tf VHd topo = 0.22 tf VHd base = 0.22 tf Gama-n = 1.25	Td = 8 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.11 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.22 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.43 Vc = 3.30 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.42 Vc = 3.99 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.07 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P39

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 187 kgf.m Msdbase = 196 kgf.m	Ndmax = 2.37 tf Ndmin = 1.06 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 238 kgf.m Msdbase = 238 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 12 kgf.m (Asl = 0.06 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 187 Msdcentro = 78 Msdbase = 196 lambda1 = 85.57	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 58 Mcd = 1	M1d,mín = 36 M2d,mín = 49	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 244 kgf.m Msdy = 48 kgf.m Mrdx = 761 kgf.m Mrdy = 149 kgf.m Mrd/Msd=3.11
H	Msdtopo = 67 Msdcentro = 27 Msdbase = 38 lambda1 = 66.16	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 9 Mcd = 0	M1d,mín = 45 M2d,mín = 13		



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.12 tf VBd base = 0.12 tf VHd topo = 0.15 tf VHd base = 0.15 tf Gama-n = 1.25	Td = 12 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.12 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.15 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.37 Vc = 3.17 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.72 Vc = 4.82 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.10 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P40

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 115 kgf.m Msdbase = 111 kgf.m	Ndmax = 2.96 tf Ndmin = 1.44 tf ni = 0.04 Gama-n = 1.25 Td = 27 kgf.m (Asl = 0.13 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 1013 kgf.m Msdbase = 1042 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 54 Msdcentro = 22 Msdbase = 54 lambda1 = 68.19	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 48 Mcd = 1	M1d,mín = 41 M2d,mín = 55	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 67 kgf.m Msdy = 1303 kgf.m Mrdx = 99 kgf.m Mrdy = 1926 kgf.m Mrd/Msd=1.48
H	Msdtopo = 1013 Msdcentro = 417 Msdbase = 1042 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 33 Mcd = 1	M1d,mín = 51 M2d,mín = 14	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.07 tf VBd base = 0.07 tf VHd topo = 0.66 tf VHd base = 0.66 tf Gama-n = 1.25	Td = 27 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.07 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 27 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.66 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 27 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.80 Vc = 4.16 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.23 Vc = 3.44 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.23 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P41

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 24 kgf.m Msdbase = 119 kgf.m	Ndmax = 1.27 tf Ndmin = 0.33 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 219 kgf.m Msdbase = 226 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 22 kgf.m (Asl = 0.11 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 24 Msdcentro = 62 Msdbase = 119 lambda1 = 78.26	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 34 Mcd = 0	M1d,mín = 13 M2d,mín = 28	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 148 kgf.m Msdy = 27 kgf.m Mrdx = 705 kgf.m Mrdy = 127 kgf.m Mrd/Msd=4.75
H	Msdtopo = 21 Msdcentro = 9 Msdbase = 21 lambda1 = 65.81	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 11 Mcd = 0	M1d,mín = 16 M2d,mín = 4	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.05 tf VBd base = 0.05 tf VHd topo = 0.14 tf VHd base = 0.14 tf Gama-n = 1.25	Td = 22 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.05 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 22 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 0.14 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 22 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.59 Vc = 3.66 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.70 Vc = 4.77 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.19 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.38 cm²/m ø 5.0 c/12

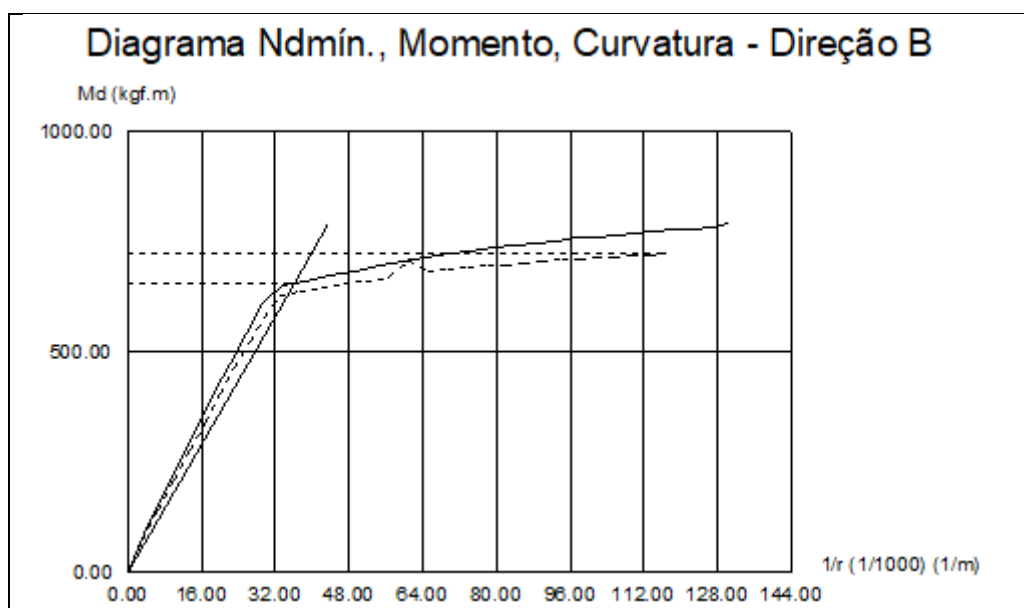




Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

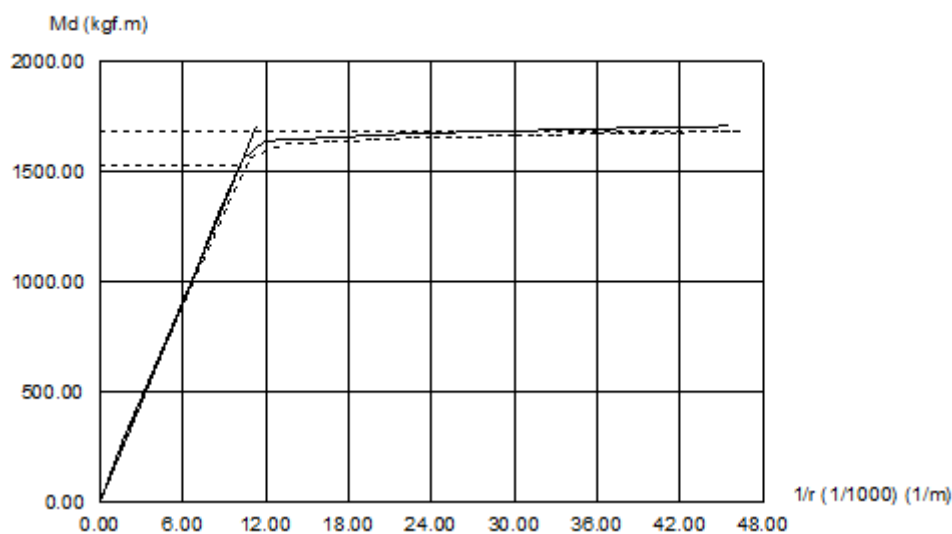


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

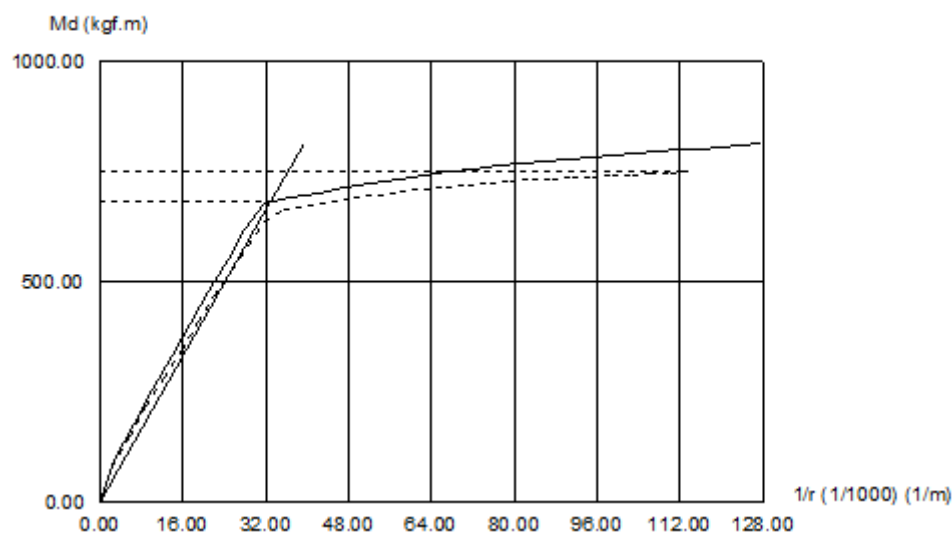
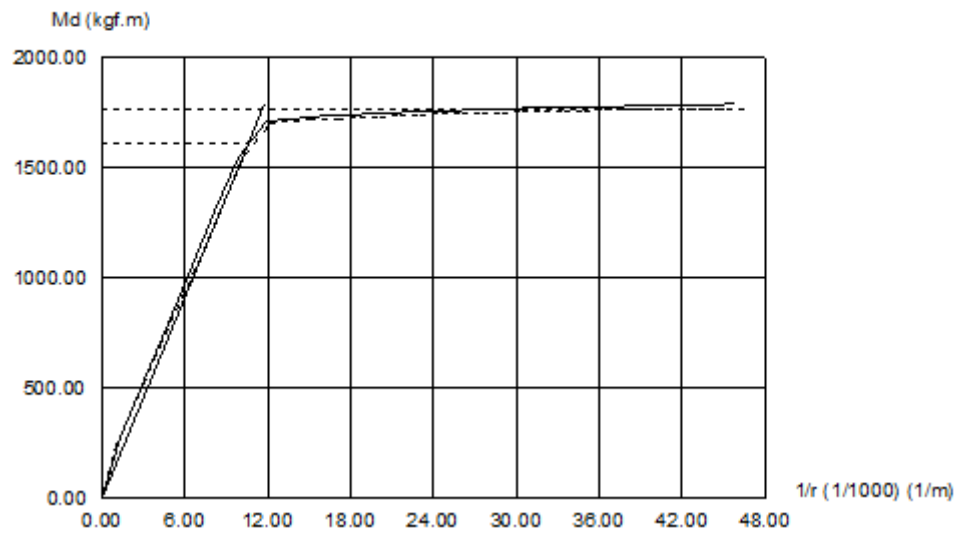




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P42

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 23 kgf.m Msdbase = 117 kgf.m	Ndmax = 1.44 tf Ndmin = 0.49 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 238 kgf.m Msdbase = 239 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 31 kgf.m (Asl = 0.15 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 23 Msdcentro = 60 Msdbase = 116 lambda1 = 72.95	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 39 Mcd = 0	M1d,mín = 15 M2d,mín = 32	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 145 kgf.m Msdy) = 6 kgf.m Mrdx) = 728 kgf.m Mrdy) = 32 kgf.m Mrd/Msd=5.03
H	Msdtopo = 3 Msdcentro = 5 Msdbase = 5 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 12 Mcd = 0	M1d,mín = 19 M2d,mín = 5	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.04 tf VBd base = 0.04 tf VHd topo = 0.15 tf VHd base = 0.15 tf Gama-n = 1.25	Td = 31 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.04 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 31 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.15 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 31 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.69 Vc = 3.90 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.65 Vc = 4.61 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.27 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.55 cm²/m ø 5.0 c/12

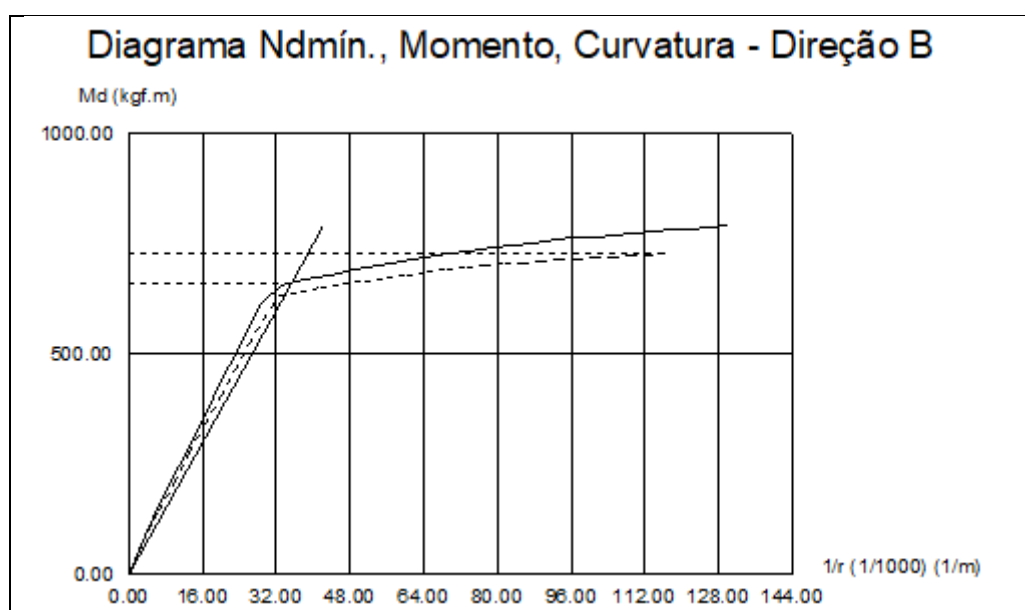




Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

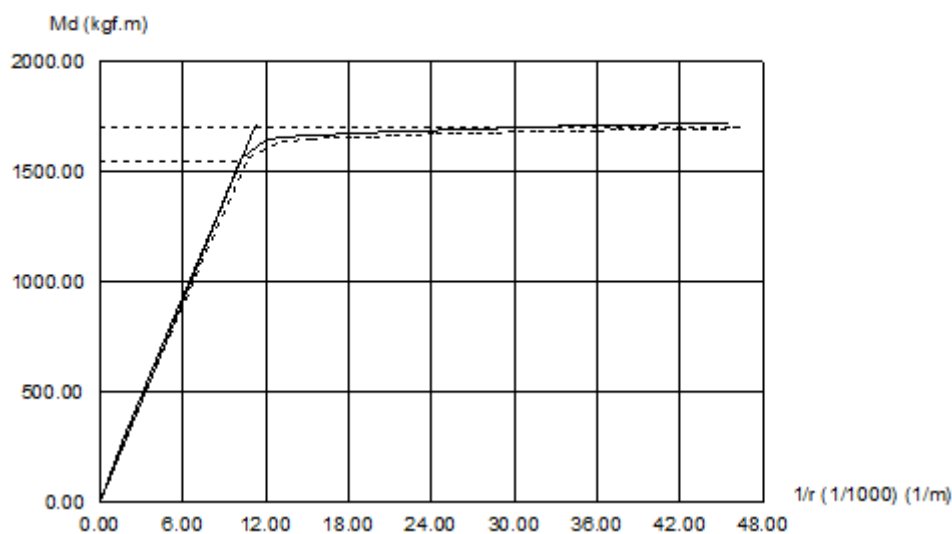


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

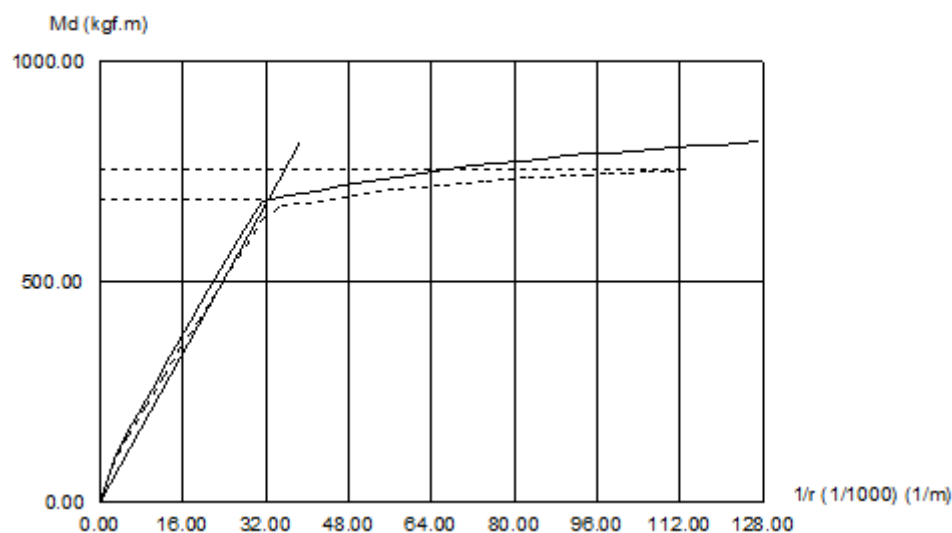
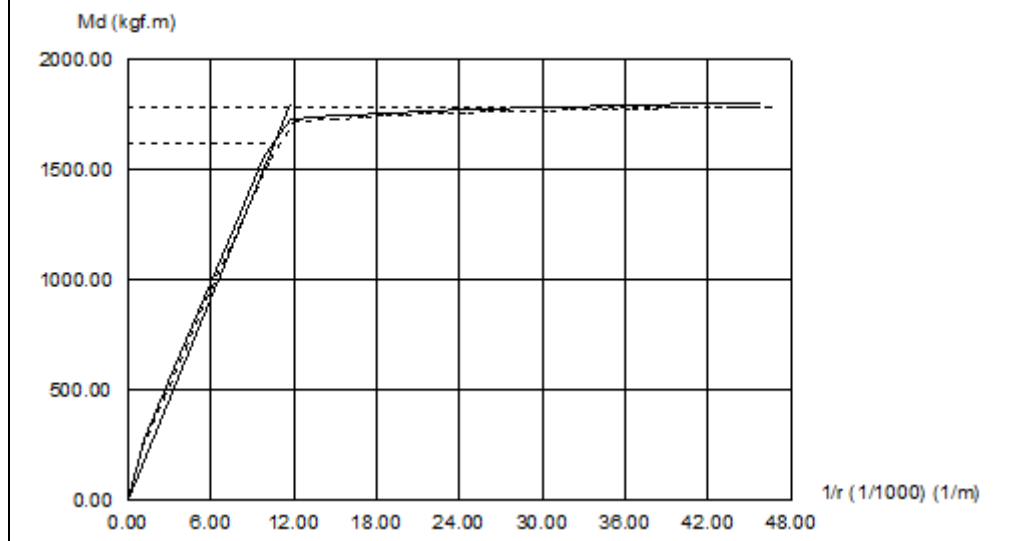




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P43

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 83 kgf.m Msdbase = 81 kgf.m	Ndmax = 1.88 tf Ndmin = 0.69 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 852 kgf.m Msdbase = 869 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 34 kgf.m (Asl = 0.16 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 14 Msdcentro = 15 Msdbase = 15 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 27 Mcd = 0	M1d,mín = 21 M2d,mín = 29	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 19 kgf.m Msdy) = 1068 kgf.m Mrdx) = 32 kgf.m Mrdy) = 1797 kgf.m Mrd/Msd=1.68
H	Msdtopo = 836 Msdcentro = 342 Msdbase = 855 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 18 Mcd = 0	M1d,mín = 27 M2d,mín = 7	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.05 tf VBd base = 0.05 tf VHd topo = 0.56 tf VHd base = 0.56 tf Gama-n = 1.25	Td = 34 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.05 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 34 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.56 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 34 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.86 Vc = 4.30 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.24 Vc = 3.48 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.29 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P44

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 71.05	Msdtopo = 253 kgf.m Msdbase = 228 kgf.m	Ndmax = 2.52 tf Ndmin = 0.86 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 448 kgf.m Msdbase = 486 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 38 kgf.m (Asl = 0.16 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 253 Msdcentro = 101 Msdbase = 228 lambda1 = 87.64	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 59 Mcd = 1	M1d,mín = 41 M2d,mín = 49	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 304 kgf.m Msdy = 469 kgf.m Mrdx = 720 kgf.m Mrdy = 1111 kgf.m Mrd/Msd=2.37
H	Msdtopo = 391 Msdcentro = 156 Msdbase = 355 lambda1 = 79.12	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 19 Mcd = 0	M1d,mín = 54 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.16 tf VBd base = 0.16 tf VHd topo = 0.30 tf VHd base = 0.30 tf Gama-n = 1.20	Td = 38 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.16 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 38 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.30 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 38 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.36 Vc = 4.03 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 1.26 Vc = 4.51 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.23 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P45

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 19 kgf.m Msdbase = 268 kgf.m	Ndmax = 2.58 tf Ndmin = 1.32 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 218 kgf.m Msdbase = 202 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 67 kgf.m (Asl = 0.28 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 15 Msdcentro = 155 Msdbase = 268 lambda1 = 68.65	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 72 Mcd = 0	M1d,mín = 30 M2d,mín = 56	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 322 kgf.m Msdy) = 25 kgf.m Mrdx) = 857 kgf.m Mrdy) = 66 kgf.m Mrd/Msd=2.67
H	Msdtopo = 44 Msdcentro = 18 Msdbase = 21 lambda1 = 63.20	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 39 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.09 tf VBd base = 0.09 tf VHd topo = 0.14 tf VHd base = 0.14 tf Gama-n = 1.20	Td = 67 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.09 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 67 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
H	Vd = 0.14 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 67 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.67 Vc = 4.96 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.41 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P46

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 15 kgf.m Msdbase = 341 kgf.m	Ndmax = 2.51 tf Ndmin = 1.30 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.20 Td = 3 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 165 kgf.m Msdbase = 189 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 15 Msdcentro = 199 Msdbase = 341 lambda1 = 75.57	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 72 Mcd = 0	M1d,mín = 29 M2d,mín = 55	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 409 kgf.m Msdy) = 19 kgf.m Mrdx) = 859 kgf.m Mrdy) = 39 kgf.m Mrd/Msd=2.10
H	Msdtopo = 15 Msdcentro = 16 Msdbase = 16 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 38 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.11 tf VBd base = 0.11 tf VHd topo = 0.11 tf VHd base = 0.11 tf Gama-n = 1.20	Td = 3 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.11 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.11 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.53 Vc = 4.52 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.02 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P47

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 21 kgf.m Msdbase = 282 kgf.m	Ndmax = 2.49 tf Ndmin = 1.28 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.20 Td = 57 kgf.m (Asl = 0.24 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 203 kgf.m Msdbase = 208 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 21 Msdcentro = 159 Msdbase = 280 lambda1 = 71.64	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 70 Mcd = 0	M1d,mín = 29 M2d,mín = 54	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 335 kgf.m Msdy) = 36 kgf.m Mrdx) = 850 kgf.m Mrdy) = 91 kgf.m Mrd/Msd=2.53
H	Msdtopo = 39 Msdcentro = 16 Msdbase = 30 lambda1 = 64.89	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 38 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.09 tf VBd base = 0.09 tf VHd topo = 0.13 tf VHd base = 0.13 tf Gama-n = 1.20	Td = 57 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.09 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 57 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 0.13 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 57 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.62 Vc = 4.80 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.35 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P48

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 71.05	Msdtopo = 420 kgf.m Msdbase = 409 kgf.m	Ndmax = 3.78 tf Ndmin = 2.12 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 378 kgf.m Msdbase = 361 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 44 kgf.m (Asl = 0.18 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 420 Msdcentro = 168 Msdbase = 409 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 89 Mcd = 2	M1d,mín = 60 M2d,mín = 71	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 505 kgf.m Msdy = 344 kgf.m Mrdx = 856 kgf.m Mrdy = 583 kgf.m Mrd/Msd=1.70
H	Msdtopo = 287 Msdcentro = 115 Msdbase = 202 lambda1 = 70.87	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 20 Mcd = 0	M1d,mín = 78 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.27 tf VBd base = 0.27 tf VHd topo = 0.24 tf VHd base = 0.24 tf Gama-n = 1.20	Td = 44 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.27 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 44 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.24 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 44 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.47 Vc = 4.36 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 1.60 Vc = 5.74 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.27 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P49

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 71.05	Msdtopo = 302 kgf.m Msdbase = 311 kgf.m	Ndmax = 3.33 tf Ndmin = 1.17 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 523 kgf.m Msdbase = 490 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 23 kgf.m (Asl = 0.10 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 302 Msdcentro = 124 Msdbase = 311 lambda1 = 85.88	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 77 Mcd = 1	M1d,mín = 54 M2d,mín = 64	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 362 kgf.m Msdy = 442 kgf.m Mrdx = 779 kgf.m Mrdy = 953 kgf.m Mrd/Msd=2.15
H	Msdtopo = 369 Msdcentro = 147 Msdbase = 309 lambda1 = 74.38	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 22 Mcd = 1	M1d,mín = 71 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.20 tf VBd base = 0.20 tf VHd topo = 0.33 tf VHd base = 0.33 tf Gama-n = 1.20	Td = 23 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.20 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 23 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.33 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 23 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.57 Vc = 4.65 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 1.35 Vc = 4.82 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.14 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P50

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 36 kgf.m Msdbase = 183 kgf.m	Ndmax = 2.34 tf Ndmin = 1.17 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 217 kgf.m Msdbase = 203 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 11 kgf.m (Asl = 0.05 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 36 Msdcentro = 95 Msdbase = 182 lambda1 = 68.76	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 62 Mcd = 0	M1d,mín = 27 M2d,mín = 51	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 219 kgf.m Msdy = 14 kgf.m Mrdx = 851 kgf.m Mrdy = 56 kgf.m Mrd/Msd=3.89
H	Msdtopo = 24 Msdcentro = 24 Msdbase = 12 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 6 Mcd = 0	M1d,mín = 36 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.07 tf VBd base = 0.07 tf VHd topo = 0.13 tf VHd base = 0.13 tf Gama-n = 1.20	Td = 11 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.07 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.13 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.90 Vc = 5.63 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.07 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.13 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P51

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 281 kgf.m Msdbase = 278 kgf.m	Ndmax = 2.91 tf Ndmin = 1.08 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 322 kgf.m Msdbase = 312 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 45 kgf.m (Asl = 0.22 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 281 Msdcetro = 112 Msdbase = 278 lambda1 = 89.37	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 73 Mcd = 1	M1d,mín = 45 M2d,mín = 61	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 351 kgf.m Msdy = 263 kgf.m Mrdx = 708 kgf.m Mrdy = 531 kgf.m Mrd/Msd=2.02
H	Msdtopo = 210 Msdcetro = 84 Msdbase = 184 lambda1 = 71.90	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 20 Mcd = 0	M1d,mín = 56 M2d,mín = 16	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.18 tf VBd base = 0.18 tf VHd topo = 0.21 tf VHd base = 0.21 tf Gama-n = 1.25	Td = 45 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.18 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 45 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 0.21 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 45 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.37 Vc = 3.15 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.44 Vc = 4.04 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.39 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P52

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 209 kgf.m Msdbase = 216 kgf.m	Ndmax = 2.04 tf Ndmin = 0.84 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 275 kgf.m Msdbase = 238 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 13 kgf.m (Asl = 0.06 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 209 Msdcentro = 86 Msdbase = 216 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 52 Mcd = 1	M1d,mín = 31 M2d,mín = 43	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 270 kgf.m Msdy) = 107 kgf.m Mrdx) = 722 kgf.m Mrdy) = 287 kgf.m Mrd/Msd=2.68
H	Msdtopo = 114 Msdcentro = 46 Msdbase = 86 lambda1 = 69.79	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 12 Mcd = 0	M1d,mín = 39 M2d,mín = 11	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.14 tf VBd base = 0.14 tf VHd topo = 0.17 tf VHd base = 0.17 tf Gama-n = 1.25	Td = 13 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.14 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.17 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.33 Vc = 3.08 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.50 Vc = 4.19 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.11 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P53

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 262 kgf.m Msdbase = 231 kgf.m	Ndmax = 2.80 tf Ndmin = 1.18 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 211 kgf.m Msdbase = 252 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 34 kgf.m (Asl = 0.16 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 262 Msdcentro = 105 Msdbase = 231 lambda1 = 88.56	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 70 Mcd = 1	M1d,mín = 43 M2d,mín = 59	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 327 kgf.m Msdy = 186 kgf.m Mrdx = 727 kgf.m Mrdy = 413 kgf.m Mrd/Msd=2.22
H	Msdtopo = 149 Msdcentro = 59 Msdbase = 144 lambda1 = 69.41	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 16 Mcd = 0	M1d,mín = 54 M2d,mín = 15	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.16 tf VBd base = 0.16 tf VHd topo = 0.15 tf VHd base = 0.15 tf Gama-n = 1.25	Td = 34 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.16 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 34 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 0.15 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 34 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.31 Vc = 3.03 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.56 Vc = 4.38 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.29 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P54

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.63

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 473.00 cm Esbeltez = 109.11	Msdtopo = 68 kgf.m Msdbase = 85 kgf.m	Ndmax = 3.02 tf Ndmin = 1.61 tf ni = 0.04 Gama-n = 1.20 Td = 5 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 981 kgf.m Msdbase = 951 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 5 Msdcentro = 5 Msdbase = 4 lambda l = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 126 Mcd = 1	M1d,min = 33 M2d,min = 117	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 6 kgf.m Msdy) = 1172 kgf.m Mrdx) = 10 kgf.m Mrdy) = 1883 kgf.m Mrd/Msd=1.61
H	Msdtopo = 977 Msdcentro = 391 Msdbase = 944 lambda l = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 27 Mcd = 0	M1d,min = 40 M2d,min = 11	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.01 tf VBd base = 0.01 tf VHd topo = 0.62 tf VHd base = 0.62 tf Gama-n = 1.20	Td = 5 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.01 tf VRd2 = 14.32 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 619 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.62 tf VRd2 = 16.92 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 619 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.54 tf k = 2.00 Vc = 5.08 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 3.00 tf k = 1.40 Vc = 4.21 tf	Vmin = 1.57 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.00 cm Ae = 154.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12

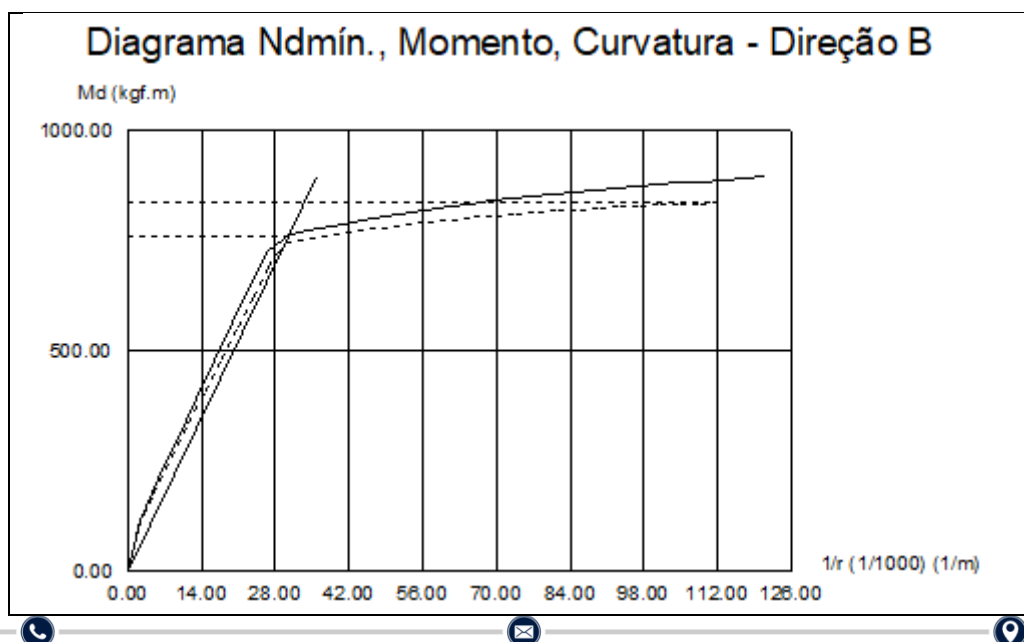




Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

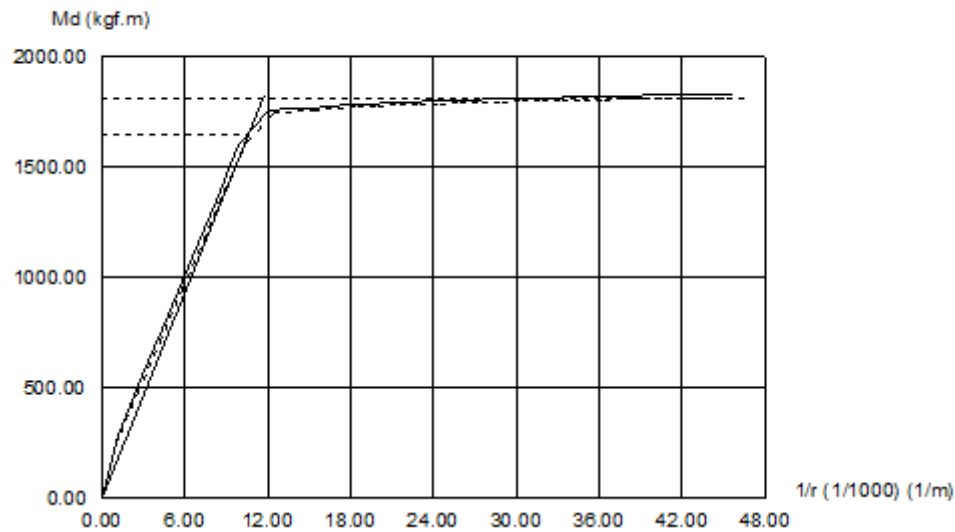


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

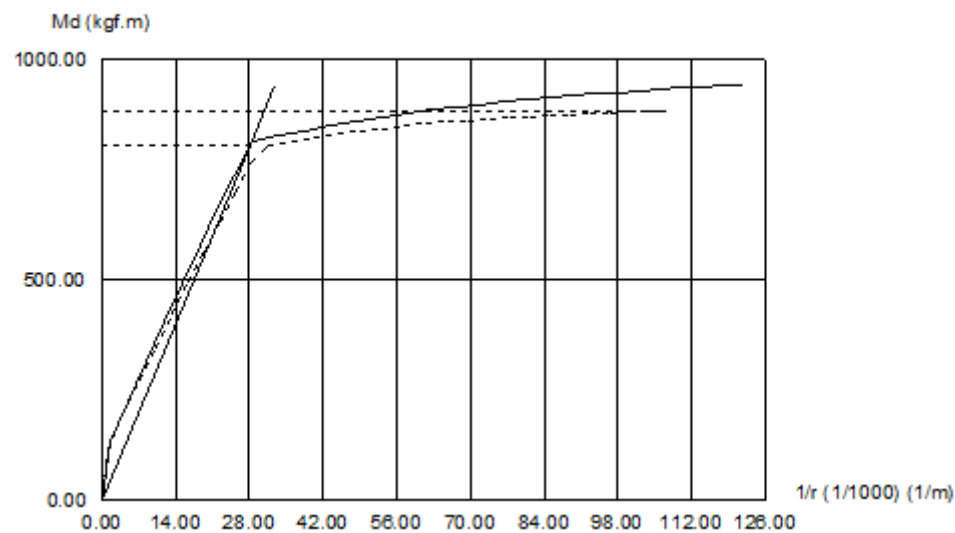
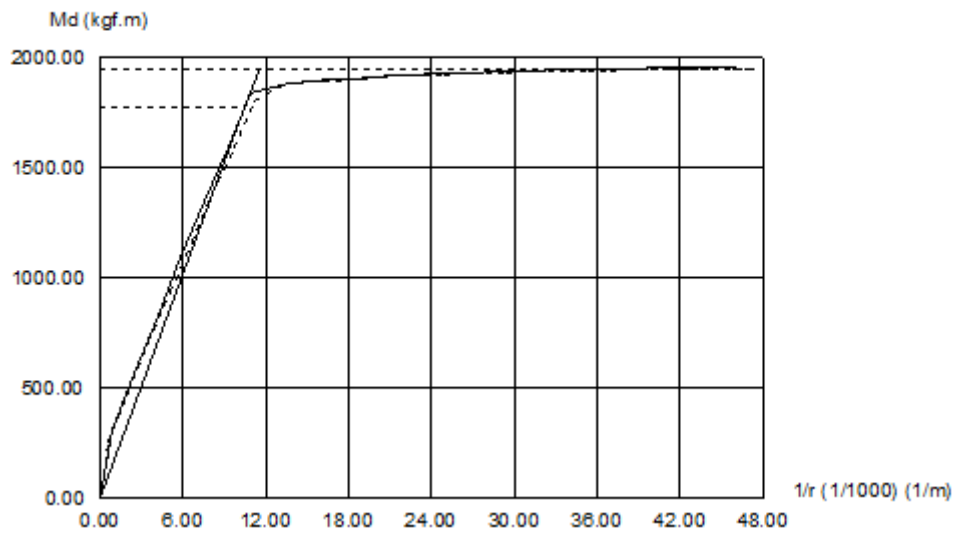




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P55

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.63

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 473.00 cm Esbeltez = 109.11	Msdtopo = 60 kgf.m Msdbase = 93 kgf.m	Ndmax = 2.94 tf Ndmin = 1.52 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 890 kgf.m Msdbase = 857 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 10 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 3 Msdcentro = 3 Msdbase = 3 lambda l = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 129 Mcd = 1	M1d,min = 34 M2d,min = 120	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 4 kgf.m Msdy) = 1066 kgf.m Mrdx) = 7 kgf.m Mrdy) = 1888 kgf.m Mrd/Msd=1.77
H	Msdtopo = 888 Msdcentro = 355 Msdbase = 856 lambda l = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 27 Mcd = 0	M1d,min = 41 M2d,min = 12	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.01 tf VBd base = 0.01 tf VHd topo = 0.57 tf VHd base = 0.57 tf Gama-n = 1.20	Td = 10 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.01 tf VRd2 = 14.32 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 619 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.57 tf VRd2 = 16.92 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 619 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.54 tf k = 2.00 Vc = 5.08 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 3.00 tf k = 1.45 Vc = 4.34 tf	Vmin = 1.57 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.00 cm Ae = 154.00 cm²	A90 = 0.08 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12

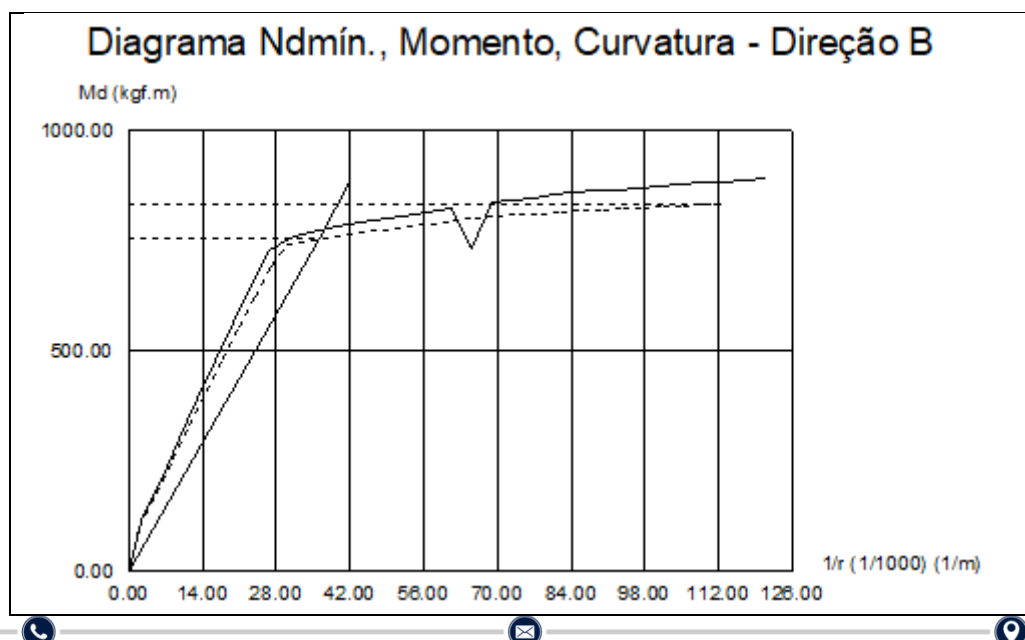




Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

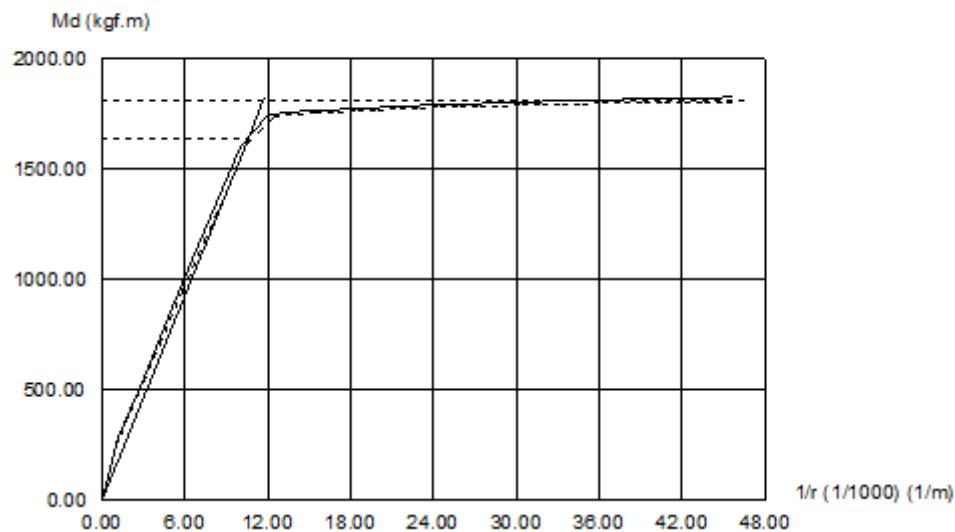


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

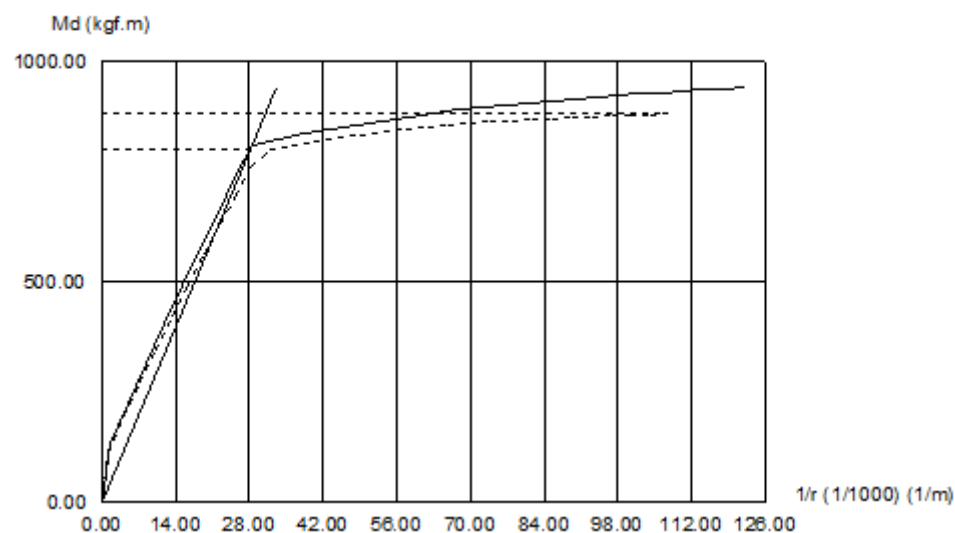
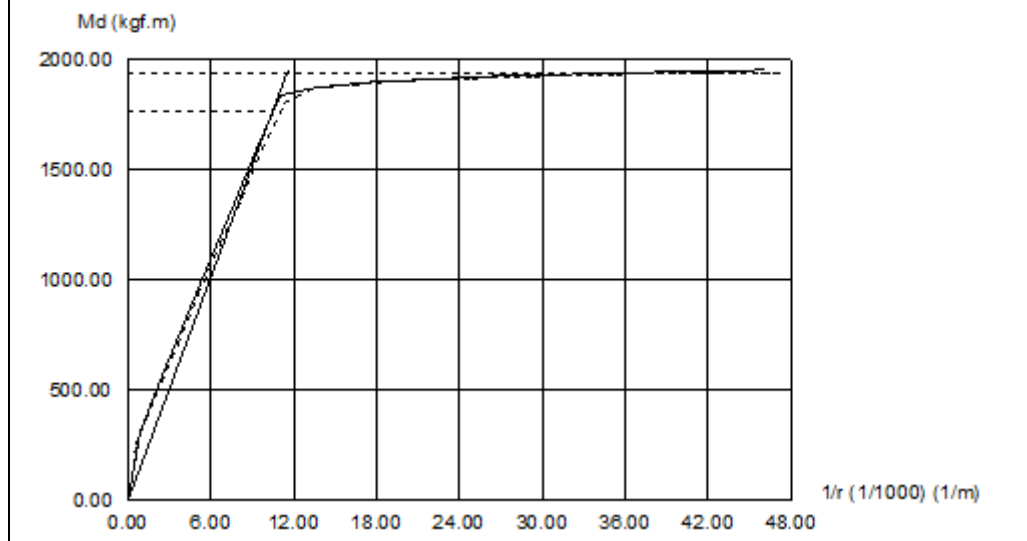




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P56

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 71.05	Msdtopo = 335 kgf.m Msdbase = 319 kgf.m	Ndmax = 2.70 tf Ndmin = 0.68 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 415 kgf.m Msdbase = 450 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 41 kgf.m (Asl = 0.17 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 335 Msdcentro = 134 Msdbase = 319 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 66 Mcd = 1	M1d,mín = 44 M2d,mín = 52	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 402 kgf.m Msdy = 438 kgf.m Mrdx = 771 kgf.m Mrdy = 842 kgf.m Mrd/Msd=1.92
H	Msdtopo = 365 Msdcentro = 146 Msdbase = 332 lambda1 = 77.01	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 19 Mcd = 0	M1d,mín = 57 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.21 tf VBd base = 0.21 tf VHd topo = 0.28 tf VHd base = 0.28 tf Gama-n = 1.20	Td = 41 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.21 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 41 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.28 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 41 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.34 Vc = 3.98 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 1.26 Vc = 4.51 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.25 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P57

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 20 kgf.m Msdbase = 285 kgf.m	Ndmax = 2.58 tf Ndmin = 1.32 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 221 kgf.m Msdbase = 205 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 58 kgf.m (Asl = 0.24 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 17 Msdcentro = 163 Msdbase = 284 lambda1 = 70.34	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 72 Mcd = 0	M1d,mín = 30 M2d,mín = 56	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 340 kgf.m Msdy) = 45 kgf.m Mrdx) = 850 kgf.m Mrdy) = 112 kgf.m Mrd/Msd=2.50
H	Msdtopo = 59 Msdcentro = 24 Msdbase = 37 lambda1 = 65.98	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 6 Mcd = 0	M1d,mín = 39 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.09 tf VBd base = 0.09 tf VHd topo = 0.14 tf VHd base = 0.14 tf Gama-n = 1.20	Td = 58 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.09 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 58 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 0.14 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 58 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.62 Vc = 4.81 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.35 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P58

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 14 kgf.m Msdbase = 342 kgf.m	Ndmax = 2.51 tf Ndmin = 1.30 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.20 Td = 4 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 167 kgf.m Msdbase = 192 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 14 Msdcentro = 200 Msdbase = 342 lambda1 = 75.55	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 72 Mcd = 0	M1d,mín = 29 M2d,mín = 55	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 410 kgf.m Msdy = 38 kgf.m Mrdx = 853 kgf.m Mrdy = 78 kgf.m Mrd/Msd=2.08
H	Msdtopo = 29 Msdcentro = 31 Msdbase = 31 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 7 Mcd = 0	M1d,mín = 38 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.11 tf VBd base = 0.11 tf VHd topo = 0.12 tf VHd base = 0.12 tf Gama-n = 1.20	Td = 4 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.11 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.12 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.52 Vc = 4.51 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.02 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P59

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 19 kgf.m Msdbase = 274 kgf.m	Ndmax = 2.48 tf Ndmin = 1.27 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 207 kgf.m Msdbase = 212 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 60 kgf.m (Asl = 0.25 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 18 Msdcentro = 156 Msdbase = 273 lambda1 = 70.60	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 69 Mcd = 0	M1d,mín = 29 M2d,mín = 54	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 327 kgf.m Msdy) = 52 kgf.m Mrdx) = 843 kgf.m Mrdy) = 134 kgf.m Mrd/Msd=2.58
H	Msdtopo = 53 Msdcentro = 21 Msdbase = 43 lambda1 = 65.70	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 5 Mcd = 0	M1d,mín = 38 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.09 tf VBd base = 0.09 tf VHd topo = 0.14 tf VHd base = 0.14 tf Gama-n = 1.20	Td = 60 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.09 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 60 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 0.14 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 60 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.64 Vc = 4.86 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.36 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P60

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 71.05	Msdtopo = 396 kgf.m Msdbase = 394 kgf.m	Ndmax = 3.95 tf Ndmin = 1.61 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 355 kgf.m Msdbase = 329 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 67 kgf.m (Asl = 0.28 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 396 Msdcentro = 158 Msdbase = 394 lambda1 = 87.56	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 93 Mcd = 1	M1d,mín = 64 M2d,mín = 76	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 475 kgf.m Msdy = 326 kgf.m Mrdx = 866 kgf.m Mrdy = 595 kgf.m Mrd/Msd=1.82
H	Msdtopo = 272 Msdcentro = 109 Msdbase = 184 lambda1 = 69.88	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 20 Mcd = 0	M1d,mín = 84 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.25 tf VBd base = 0.25 tf VHd topo = 0.22 tf VHd base = 0.22 tf Gama-n = 1.20	Td = 67 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.25 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 67 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 0.22 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 67 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.41 Vc = 4.17 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 1.60 Vc = 5.73 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.41 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P61

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 25 kgf.m Msdbase = 274 kgf.m	Ndmax = 2.77 tf Ndmin = 1.46 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 505 kgf.m Msdbase = 475 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 28 kgf.m (Asl = 0.11 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 25 Msdcentro = 154 Msdbase = 274 lambda1 = 61.97	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 102 Mcd = 1	M1d,mín = 45 M2d,mín = 84	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 328 kgf.m Msdy = 383 kgf.m Mrdx = 765 kgf.m Mrdy = 893 kgf.m Mrd/Msd=2.33
H	Msdtopo = 372 Msdcentro = 149 Msdbase = 319 lambda1 = 76.99	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 20 Mcd = 0	M1d,mín = 58 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	





Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.09 tf VBd base = 0.09 tf VHd topo = 0.32 tf VHd base = 0.32 tf Gama-n = 1.20	Td = 28 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.09 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 0.32 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.71 Vc = 5.07 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 1.33 Vc = 4.77 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.17 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P62

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 368.50 cm Esbeltez = 85.00	Msdtopo = 24 kgf.m Msdbase = 245 kgf.m	Ndmax = 2.24 tf Ndmin = 1.10 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 201 kgf.m Msdbase = 236 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 54 kgf.m (Asl = 0.22 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 24 Msdcentro = 137 Msdbase = 245 lambda1 = 71.79	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 63 Mcd = 0	M1d,mín = 26 M2d,mín = 49	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 294 kgf.m Msdy) = 61 kgf.m Mrdx) = 829 kgf.m Mrdy) = 173 kgf.m Mrd/Msd=2.82
H	Msdtopo = 34 Msdcentro = 20 Msdbase = 51 lambda1 = 65.91	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 5 Mcd = 0	M1d,mín = 34 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.08 tf VBd base = 0.08 tf VHd topo = 0.14 tf VHd base = 0.14 tf Gama-n = 1.20	Td = 54 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.08 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 54 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 0.14 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 54 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.65 Vc = 4.87 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 2.00 Vc = 7.16 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.33 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.66 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P63

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 35.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.62

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 71.05	Msdtopo = 363 kgf.m Msdbase = 359 kgf.m	Ndmax = 3.88 tf Ndmin = 1.62 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 30.45	Msdtopo = 354 kgf.m Msdbase = 294 kgf.m	Gama-n = 1.20 Td = 69 kgf.m (Asl = 0.29 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 363 Msdcentro = 145 Msdbase = 359 lambda1 = 85.93	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 90 Mcd = 1	M1d,mín = 63 M2d,mín = 75	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 436 kgf.m Msdy = 244 kgf.m Mrdx = 880 kgf.m Mrdy = 492 kgf.m Mrd/Msd=2.02
H	Msdtopo = 203 Msdcentro = 81 Msdbase = 108 lambda1 = 68.11	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 16 Mcd = 0	M1d,mín = 82 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.6 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.23 tf VBd base = 0.23 tf VHd topo = 0.21 tf VHd base = 0.21 tf Gama-n = 1.20	Td = 69 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.23 tf VRd2 = 16.71 tf	Td = 69 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 0.21 tf VRd2 = 20.18 tf	Td = 69 kgf.m TRd2 = 797 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.96 tf k = 1.44 Vc = 4.25 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 31.00 cm Vc0 = 3.58 tf k = 1.63 Vc = 5.84 tf	Vmin = 1.87 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.25 cm Ae = 189.00 cm²	A90 = 0.42 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P64

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 273 kgf.m Msdbase = 270 kgf.m	Ndmax = 2.81 tf Ndmin = 0.53 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 549 kgf.m Msdbase = 570 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 35 kgf.m (Asl = 0.17 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 269 Msdcentro = 108 Msdbase = 253 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 43 Mcd = 1	M1d,mín = 24 M2d,mín = 33	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 317 kgf.m Msdy = 633 kgf.m Mrdx = 552 kgf.m Mrdy = 1105 kgf.m Mrd/Msd=1.74
H	Msdtopo = 393 Msdcentro = 203 Msdbase = 507 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 18 Mcd = 0	M1d,mín = 30 M2d,mín = 8	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.18 tf VBd base = 0.18 tf VHd topo = 0.36 tf VHd base = 0.36 tf Gama-n = 1.25	Td = 35 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.18 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 35 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 0.36 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 35 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.14 Vc = 2.63 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.44 Vc = 4.03 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.31 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P65

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 267 kgf.m Msdbase = 252 kgf.m	Ndmax = 2.42 tf Ndmin = 1.25 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 505 kgf.m Msdbase = 510 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 42 kgf.m (Asl = 0.21 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 267 Msdcentro = 107 Msdbase = 252 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 61 Mcd = 0	M1d,mín = 37 M2d,mín = 50	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 333 kgf.m Msdy = 536 kgf.m Mrdx = 605 kgf.m Mrdy = 973 kgf.m Mrd/Msd=1.82
H	Msdtopo = 429 Msdcentro = 172 Msdbase = 362 lambda1 = 85.84	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 24 Mcd = 1	M1d,mín = 46 M2d,mín = 13	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.17 tf VBd base = 0.17 tf VHd topo = 0.33 tf VHd base = 0.33 tf Gama-n = 1.25	Td = 42 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.17 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 42 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 0.33 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 42 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.51 Vc = 3.48 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.21 Vc = 3.40 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.37 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P66

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 245 kgf.m Msdbase = 262 kgf.m	Ndmax = 2.60 tf Ndmin = 1.33 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.25 Td = 8 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 465 kgf.m Msdbase = 403 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 245 Msdcentro = 105 Msdbase = 262 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 65 Mcd = 2	M1d,mín = 40 M2d,mín = 54	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 328 kgf.m Msdy = 239 kgf.m Mrdx = 701 kgf.m Mrdy = 510 kgf.m Mrd/Msd=2.14
H	Msdtopo = 265 Msdcentro = 106 Msdbase = 191 lambda1 = 75.77	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 21 Mcd = 1	M1d,mín = 50 M2d,mín = 14	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	





Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.16 tf VBd base = 0.16 tf VHd topo = 0.28 tf VHd base = 0.28 tf Gama-n = 1.25	Td = 8 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.16 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.25 Vc = 2.88 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.31 Vc = 3.68 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.07 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P67

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 240 kgf.m Msdbase = 257 kgf.m	Ndmax = 2.51 tf Ndmin = 1.27 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.25 Td = 1 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 443 kgf.m Msdbase = 426 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 240 Msdcentro = 103 Msdbase = 257 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 63 Mcd = 2	M1d,mín = 39 M2d,mín = 53	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 321 kgf.m Msdy = 265 kgf.m Mrdx = 687 kgf.m Mrdy = 565 kgf.m Mrd/Msd=2.14
H	Msdtopo = 245 Msdcentro = 98 Msdbase = 212 lambda1 = 75.19	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 20 Mcd = 0	M1d,mín = 48 M2d,mín = 13	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.16 tf VBd base = 0.16 tf VHd topo = 0.28 tf VHd base = 0.28 tf Gama-n = 1.25	Td = 1 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.16 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.24 Vc = 2.87 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.32 Vc = 3.69 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P68

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 174 kgf.m Msdbase = 183 kgf.m	Ndmax = 3.14 tf Ndmin = 1.65 tf ni = 0.04 Gama-n = 1.25 Td = 9 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 310 kgf.m Msdbase = 322 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 174 Msdcentro = 73 Msdbase = 183 lambda1 = 78.82	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 71 Mcd = 1	M1d,mín = 48 M2d,mín = 66	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 229 kgf.m Msdy = 168 kgf.m Mrdx = 717 kgf.m Mrdy = 527 kgf.m Mrd/Msd=3.13
H	Msdtopo = 160 Msdcentro = 64 Msdbase = 135 lambda1 = 69.13	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 17 Mcd = 0	M1d,mín = 60 M2d,mín = 17	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.11 tf VBd base = 0.11 tf VHd topo = 0.20 tf VHd base = 0.20 tf Gama-n = 1.25	Td = 9 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.11 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.20 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.52 Vc = 3.51 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.59 Vc = 4.45 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.07 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P69

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 176 kgf.m Msdbase = 186 kgf.m	Ndmax = 2.67 tf Ndmin = 1.20 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 627 kgf.m Msdbase = 575 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 28 kgf.m (Asl = 0.13 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 52 Msdcentro = 27 Msdbase = 67 lambda1 = 70.54	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 46 Mcd = 1	M1d,mín = 36 M2d,mín = 49	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 65 kgf.m Msdy = 784 kgf.m Mrdx = 157 kgf.m Mrdy = 1878 kgf.m Mrd/Msd=2.39
H	Msdtopo = 627 Msdcentro = 251 Msdbase = 575 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 26 Mcd = 1	M1d,mín = 45 M2d,mín = 12	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.12 tf VBd base = 0.12 tf VHd topo = 0.39 tf VHd base = 0.39 tf Gama-n = 1.25	Td = 28 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.12 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.39 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.47 Vc = 3.39 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.20 Vc = 3.37 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.24 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P70

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 207 kgf.m Msdbase = 263 kgf.m	Ndmax = 1.86 tf Ndmin = 0.71 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 418 kgf.m Msdbase = 376 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 17 kgf.m (Asl = 0.08 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 207 Msdcentro = 105 Msdbase = 263 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 49 Mcd = 1	M1d,mín = 29 M2d,mín = 39	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 329 kgf.m Msdy = 181 kgf.m Mrdx = 697 kgf.m Mrdy = 384 kgf.m Mrd/Msd=2.12
H	Msdtopo = 198 Msdcentro = 79 Msdbase = 145 lambda1 = 76.41	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 15 Mcd = 0	M1d,mín = 36 M2d,mín = 10	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.15 tf VBd base = 0.15 tf VHd topo = 0.26 tf VHd base = 0.26 tf Gama-n = 1.25	Td = 17 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.15 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 0.26 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.19 Vc = 2.74 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.26 Vc = 3.54 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.15 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P71

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 206 kgf.m Msdbase = 263 kgf.m	Ndmax = 1.86 tf Ndmin = 0.72 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 408 kgf.m Msdbase = 367 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 18 kgf.m (Asl = 0.09 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 206 Msdcentro = 105 Msdbase = 263 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 50 Mcd = 1	M1d,mín = 29 M2d,mín = 39	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 328 kgf.m Msdy = 179 kgf.m Mrdx = 698 kgf.m Mrdy = 381 kgf.m Mrd/Msd=2.12
H	Msdtopo = 195 Msdcentro = 78 Msdbase = 144 lambda1 = 76.10	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 15 Mcd = 0	M1d,mín = 36 M2d,mín = 10	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.15 tf VBd base = 0.15 tf VHd topo = 0.25 tf VHd base = 0.25 tf Gama-n = 1.25	Td = 18 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.15 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 18 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 0.25 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 18 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.19 Vc = 2.75 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.28 Vc = 3.57 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.15 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P72

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 176 kgf.m Msdbase = 186 kgf.m	Ndmax = 2.64 tf Ndmin = 1.19 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 628 kgf.m Msdbase = 578 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 28 kgf.m (Asl = 0.13 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 53 Msdcentro = 27 Msdbase = 67 lambda1 = 70.66	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 45 Mcd = 1	M1d,mín = 35 M2d,mín = 48	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 66 kgf.m Msdy = 786 kgf.m Mrdx = 157 kgf.m Mrdy = 1875 kgf.m Mrd/Msd=2.39
H	Msdtopo = 628 Msdcentro = 251 Msdbase = 578 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 26 Mcd = 1	M1d,mín = 44 M2d,mín = 12	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.12 tf VBd base = 0.12 tf VHd topo = 0.39 tf VHd base = 0.39 tf Gama-n = 1.25	Td = 28 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.12 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.39 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.47 Vc = 3.38 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.20 Vc = 3.37 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.24 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P73

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 176 kgf.m Msdbase = 186 kgf.m	Ndmax = 3.28 tf Ndmin = 1.75 tf ni = 0.04 Gama-n = 1.25 Td = 4 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 187 kgf.m Msdbase = 237 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 176 Msdcentro = 74 Msdbase = 186 lambda1 = 78.27	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 74 Mcd = 1	M1d,mín = 50 M2d,mín = 69	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 232 kgf.m Msdy = 65 kgf.m Mrdx = 782 kgf.m Mrdy = 218 kgf.m Mrd/Msd=3.37
H	Msdtopo = 34 Msdcentro = 52 Msdbase = 52 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 15 Mcd = 0	M1d,mín = 63 M2d,mín = 18		



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.12 tf VBd base = 0.12 tf VHd topo = 0.14 tf VHd base = 0.14 tf Gama-n = 1.25	Td = 4 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.12 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.14 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.54 Vc = 3.57 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.08 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P74

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 218 kgf.m Msdbase = 202 kgf.m	Ndmax = 2.64 tf Ndmin = 1.14 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 641 kgf.m Msdbase = 642 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 45 kgf.m (Asl = 0.22 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 218 Msdcentro = 87 Msdbase = 202 lambda1 = 85.56	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 64 Mcd = 0	M1d,mín = 41 M2d,mín = 55	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 273 kgf.m Msdy = 696 kgf.m Mrdx = 538 kgf.m Mrdy = 1371 kgf.m Mrd/Msd=1.97
H	Msdtopo = 556 Msdcentro = 223 Msdbase = 486 lambda1 = 89.92	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 28 Mcd = 1	M1d,mín = 51 M2d,mín = 14	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.13 tf VBd base = 0.13 tf VHd topo = 0.42 tf VHd base = 0.42 tf Gama-n = 1.25	Td = 45 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.13 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 45 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 0.42 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 45 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.67 Vc = 3.84 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.17 Vc = 3.27 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.39 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P75

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 414 kgf.m Msdbase = 420 kgf.m	Ndmax = 2.48 tf Ndmin = 1.10 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.25 Td = 4 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 98 kgf.m Msdbase = 149 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 414 Msdcentro = 168 Msdbase = 420 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 61 Mcd = 2	M1d,mín = 33 M2d,mín = 45	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 525 kgf.m Msdy = 1 kgf.m Mrdx = 780 kgf.m Mrdy = 2 kgf.m Mrd/Msd=1.49
H	Msdtopo = 1 Msdcentro = 1 Msdbase = 1 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 42 M2d,mín = 12		



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.27 tf VBd base = 0.27 tf VHd topo = 0.08 tf VHd base = 0.08 tf Gama-n = 1.25	Td = 4 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.27 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.08 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.14 Vc = 2.63 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm ²	A90 = 0.03 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm ² /m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P76

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 181 kgf.m Msdbase = 68 kgf.m	Ndmax = 2.88 tf Ndmin = 1.40 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 918 kgf.m Msdbase = 924 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 42 kgf.m (Asl = 0.21 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 14 Msdcentro = 14 Msdbase = 3 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 71 Mcd = 1	M1d,mín = 28 M2d,mín = 60	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 4 kgf.m Msdy) = 1104 kgf.m Mrdx) = 6 kgf.m Mrdy) = 1855 kgf.m Mrd/Msd=1.68
H	Msdtopo = 875 Msdcentro = 353 Msdbase = 883 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 24 Mcd = 0	M1d,mín = 35 M2d,mín = 10	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.04 tf VBd base = 0.04 tf VHd topo = 0.60 tf VHd base = 0.60 tf Gama-n = 1.25	Td = 42 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.04 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 42 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
H	Vd = 0.60 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 42 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.81 Vc = 4.17 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.29 Vc = 3.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.37 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12

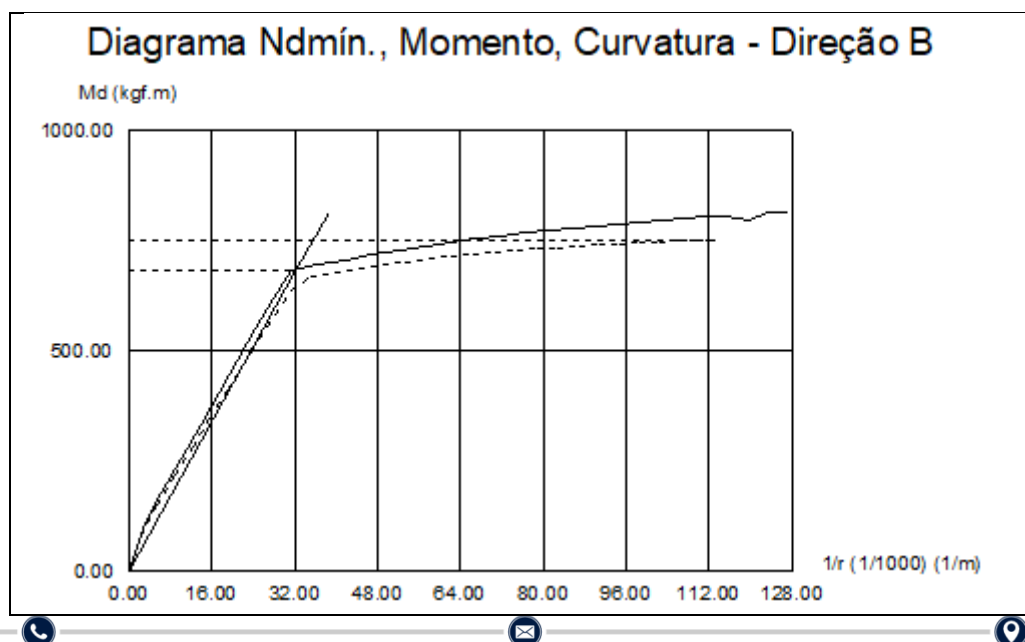




Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

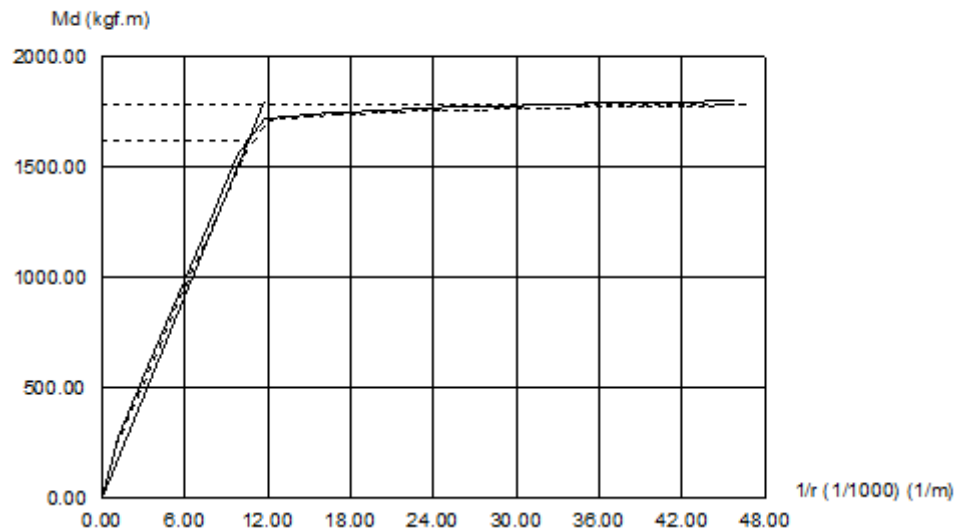


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

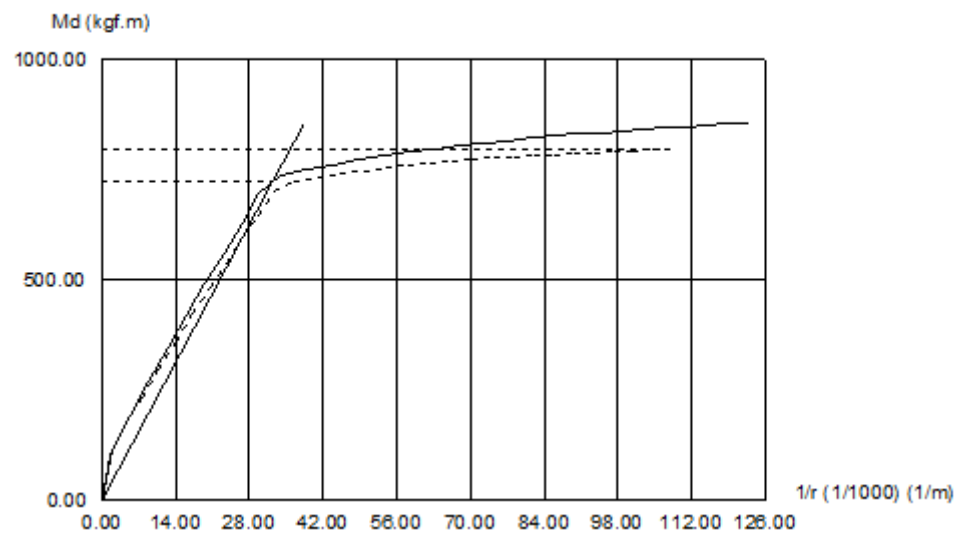
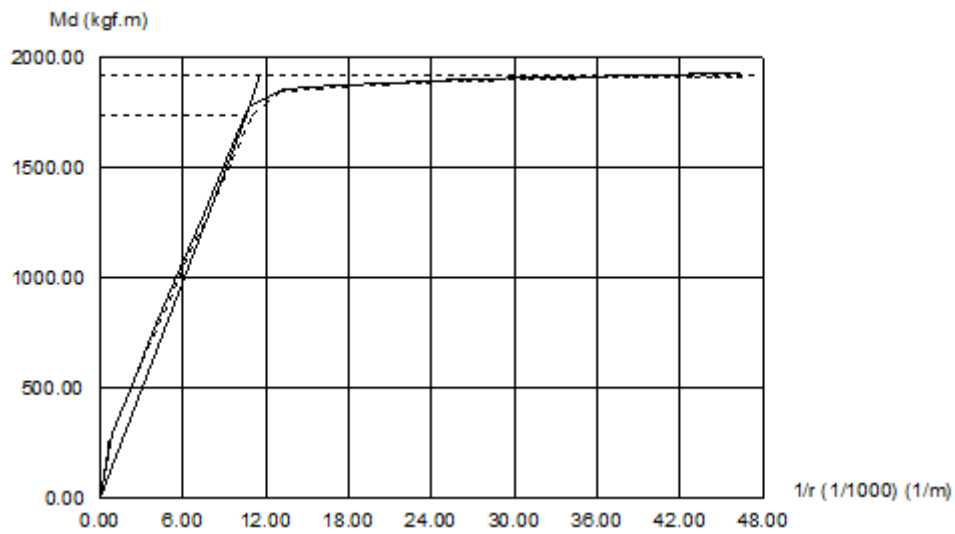




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P77

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 190 kgf.m Msdbase = 65 kgf.m	Ndmax = 2.99 tf Ndmin = 1.42 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 731 kgf.m Msdbase = 734 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 43 kgf.m (Asl = 0.21 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 22 Msdcentro = 22 Msdbase = 3 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 101 Mcd = 1	M1d,mín = 40 M2d,mín = 86	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 27 kgf.m Msdy = 914 kgf.m Mrdx = 57 kgf.m Mrdy = 1931 kgf.m Mrd/Msd=2.11
H	Msdtopo = 731 Msdcentro = 294 Msdbase = 734 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 33 Mcd = 0	M1d,mín = 50 M2d,mín = 14	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.05 tf VBd base = 0.05 tf VHd topo = 0.47 tf VHd base = 0.47 tf Gama-n = 1.25	Td = 43 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.05 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 43 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
H	Vd = 0.47 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 43 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.73 Vc = 3.99 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.35 Vc = 3.77 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.38 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

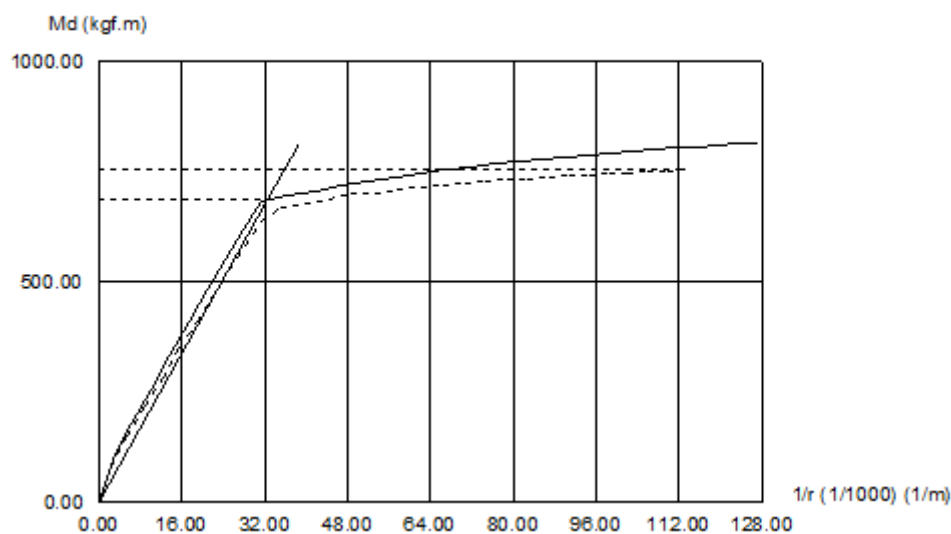


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

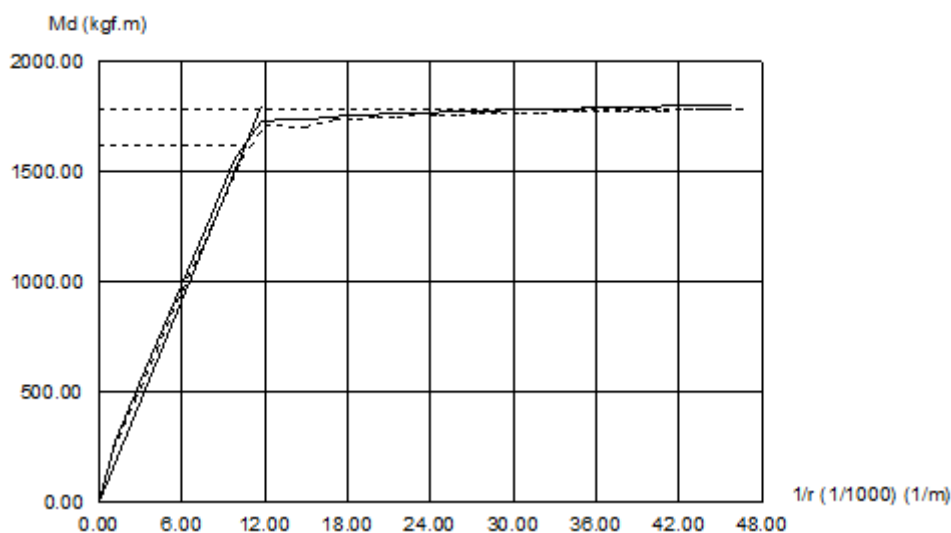




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

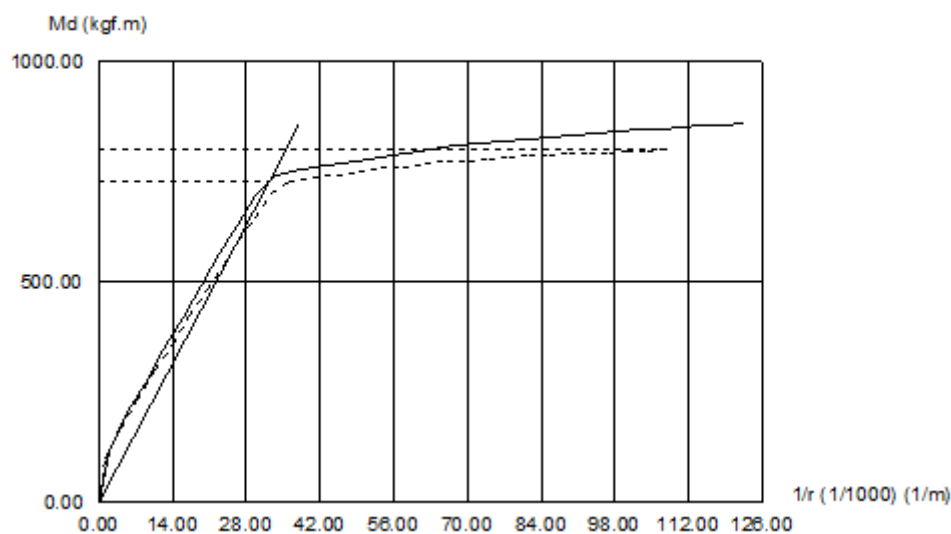
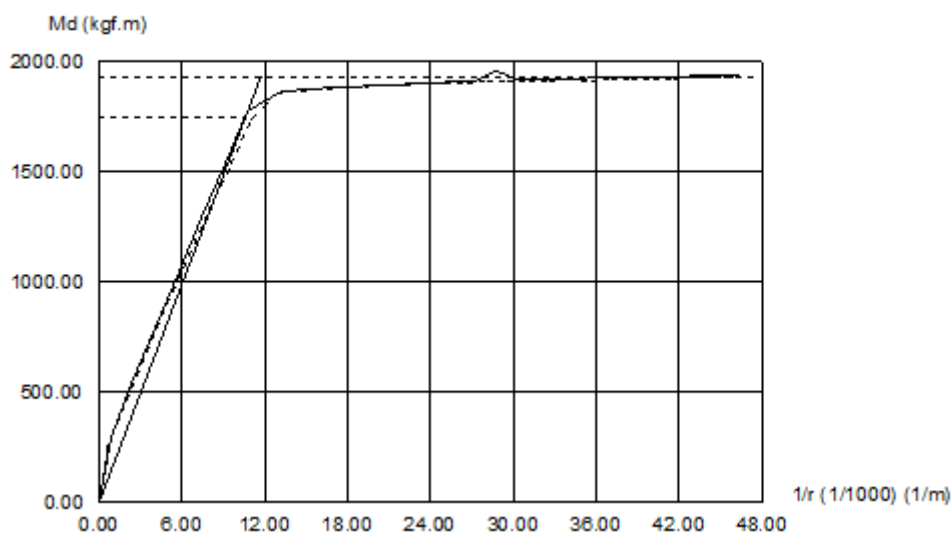


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P78

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 12 kgf.m Msdbase = 50 kgf.m	Ndmax = 1.44 tf Ndmin = 0.62 tf ni = 0.02 Gama-n = 1.25 Td = 1 kgf.m (Asl = 0.00 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 316 kgf.m Msdbase = 368 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 2 Msdcentro = 2 Msdbase = 0 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 40 Mcd = 0	M1d,mín = 16 M2d,mín = 34	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 1 kgf.m Msdy) = 459 kgf.m Mrdx) = 2 kgf.m Mrdy) = 1761 kgf.m Mrd/Msd=3.83
H	Msdtopo = 315 Msdcentro = 147 Msdbase = 367 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 13 Mcd = 0	M1d,mín = 20 M2d,mín = 5		

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.02 tf VBd base = 0.02 tf VHd topo = 0.22 tf VHd base = 0.22 tf Gama-n = 1.25	Td = 1 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.02 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.22 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.53 Vc = 4.28 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.01 cm²/m ø 5.0 c/12

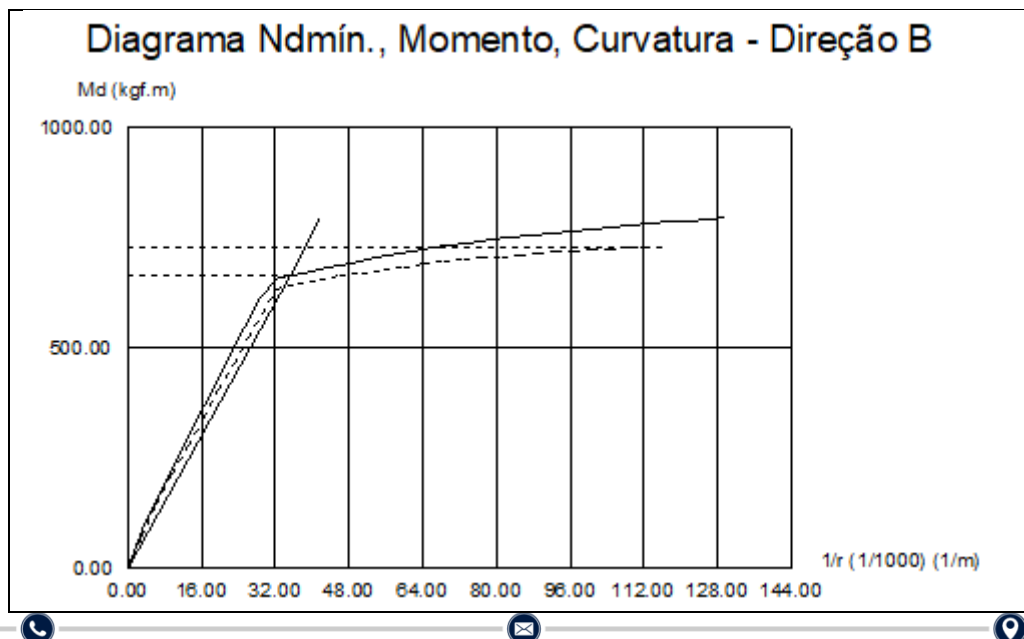




Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

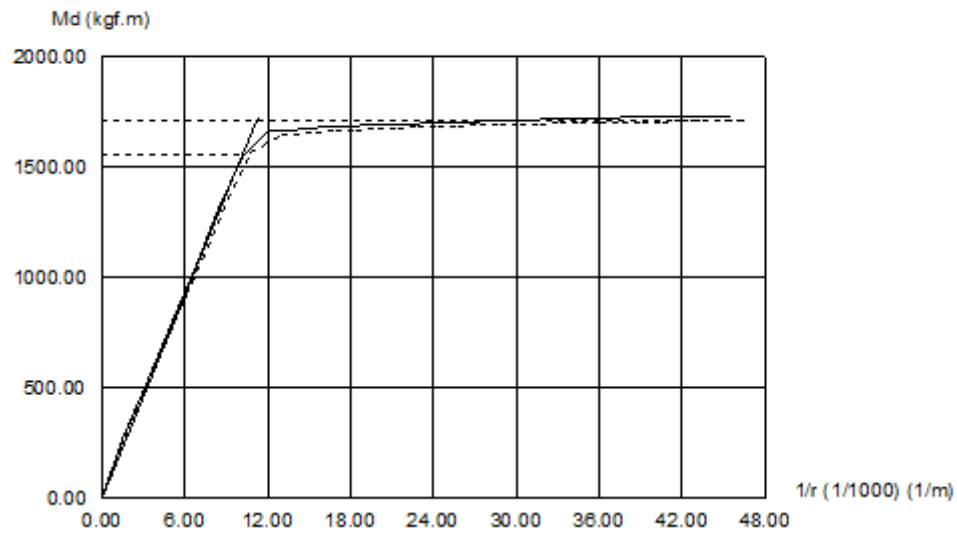


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

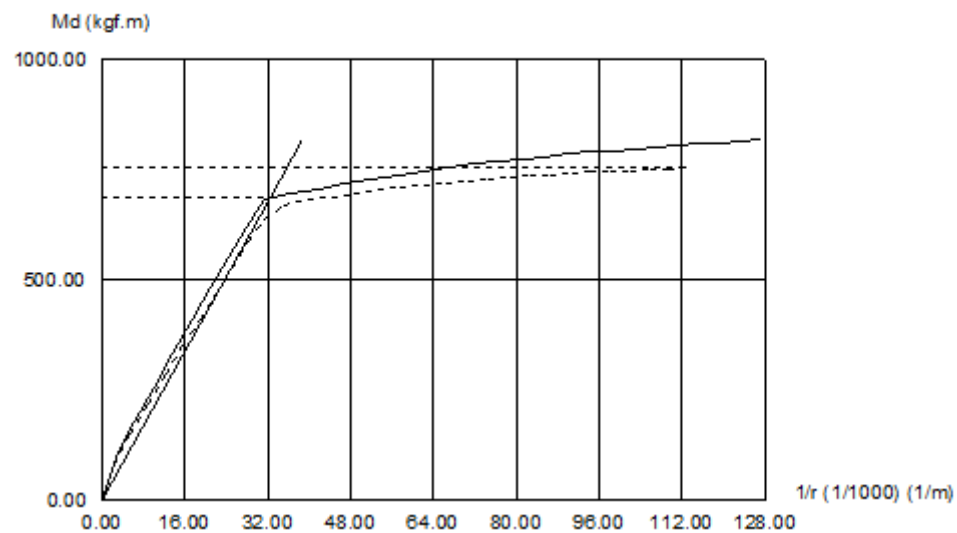
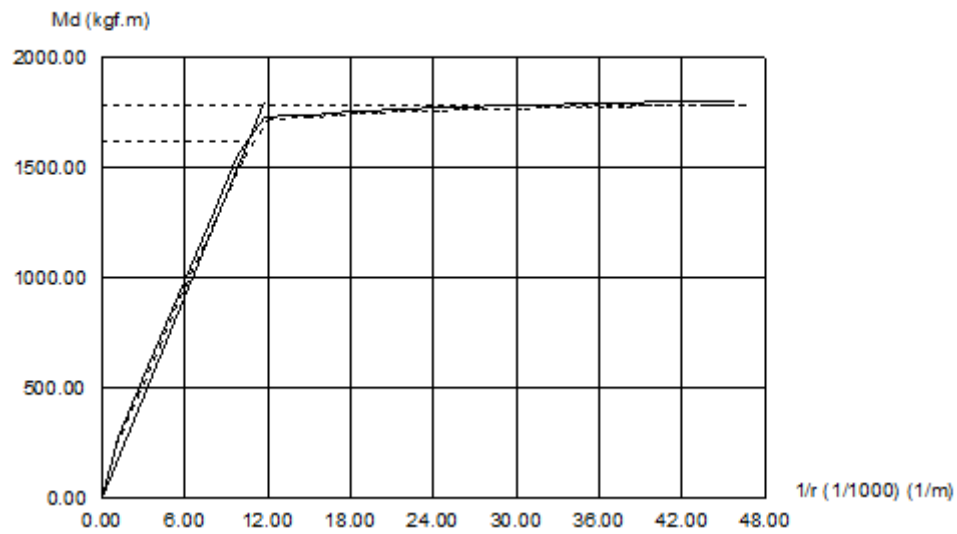




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P79

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 15 kgf.m Msdbase = 52 kgf.m	Ndmax = 1.44 tf Ndmin = 0.62 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 413 kgf.m Msdbase = 481 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 7 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 4 Msdcentro = 5 Msdbase = 5 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 56 Mcd = 0	M1d,mín = 22 M2d,mín = 47	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 6 kgf.m Msdy = 601 kgf.m Mrdx = 19 kgf.m Mrdy = 1806 kgf.m Mrd/Msd=3.01
H	Msdtopo = 413 Msdcentro = 192 Msdbase = 481 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 18 Mcd = 0	M1d,mín = 28 M2d,mín = 8	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.02 tf VBd base = 0.02 tf VHd topo = 0.29 tf VHd base = 0.29 tf Gama-n = 1.25	Td = 7 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.02 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.29 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.33 Vc = 3.71 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.06 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

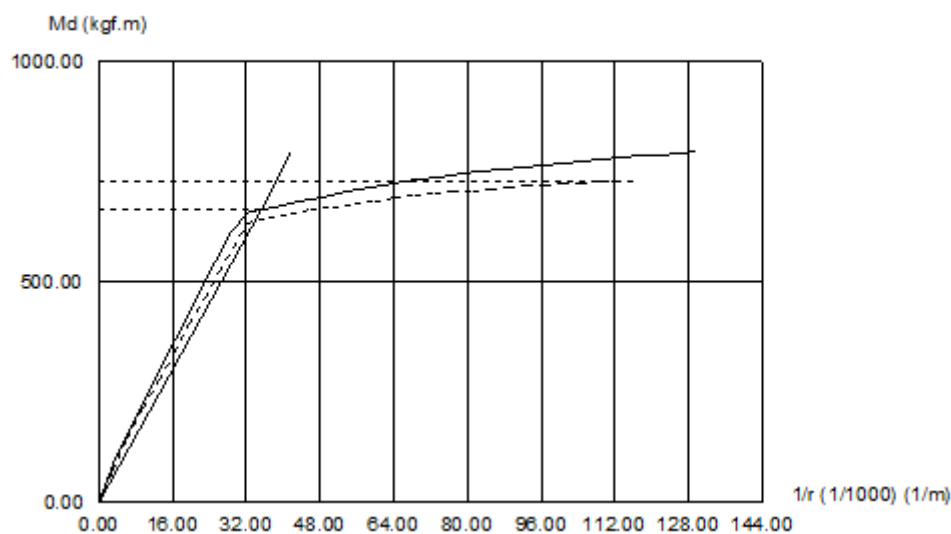


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

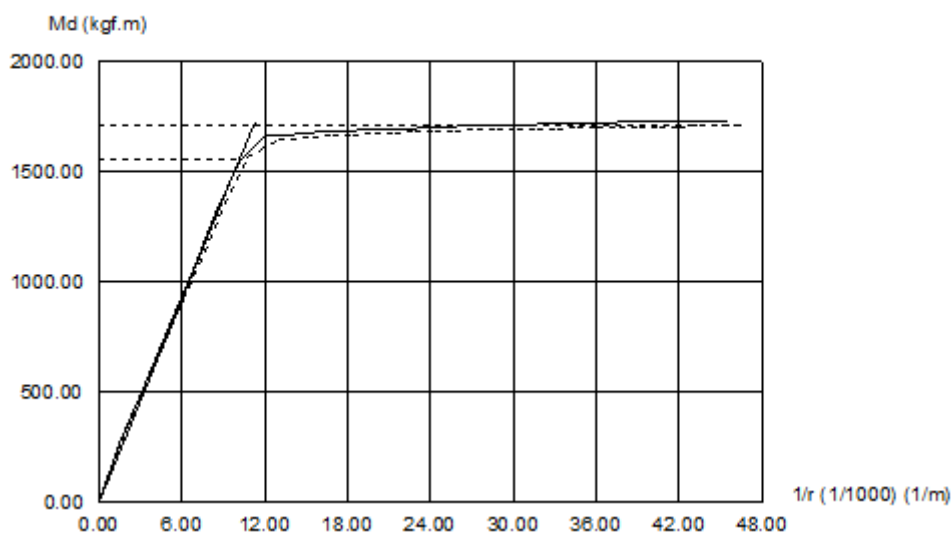




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

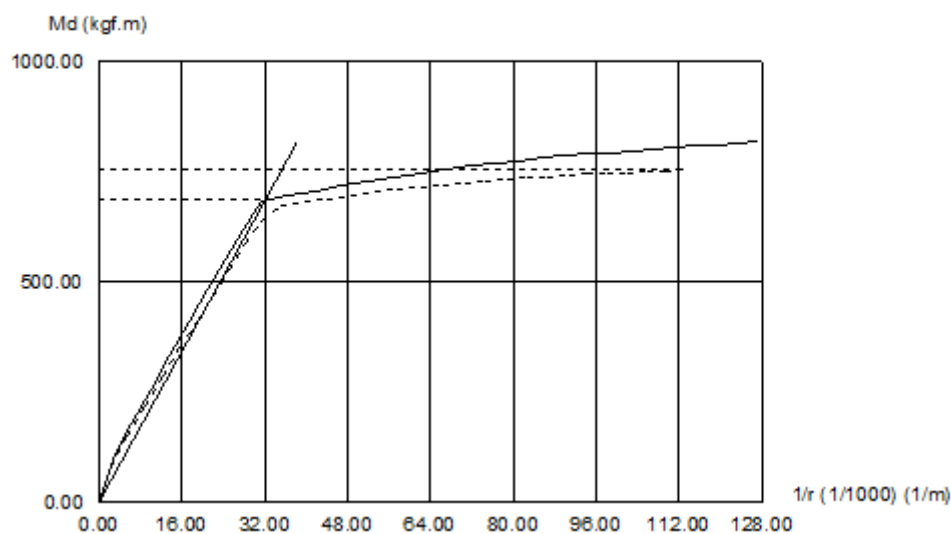
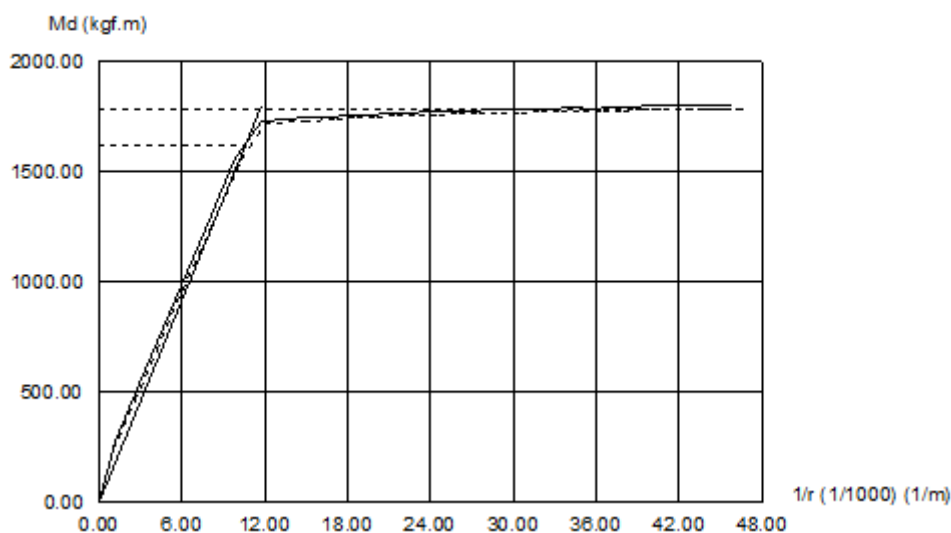


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P80

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 16 kgf.m Msdbase = 52 kgf.m	Ndmax = 1.44 tf Ndmin = 0.62 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 410 kgf.m Msdbase = 478 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 7 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 4 Msdcentro = 4 Msdbase = 4 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 56 Mcd = 0	M1d,mín = 22 M2d,mín = 47	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 5 kgf.m Msdy = 597 kgf.m Mrdx = 14 kgf.m Mrdy = 1807 kgf.m Mrd/Msd=3.02
H	Msdtopo = 410 Msdcentro = 191 Msdbase = 478 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 18 Mcd = 0	M1d,mín = 28 M2d,mín = 8	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.02 tf VBd base = 0.02 tf VHd topo = 0.29 tf VHd base = 0.29 tf Gama-n = 1.25	Td = 7 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.02 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.29 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.33 Vc = 3.72 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.06 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

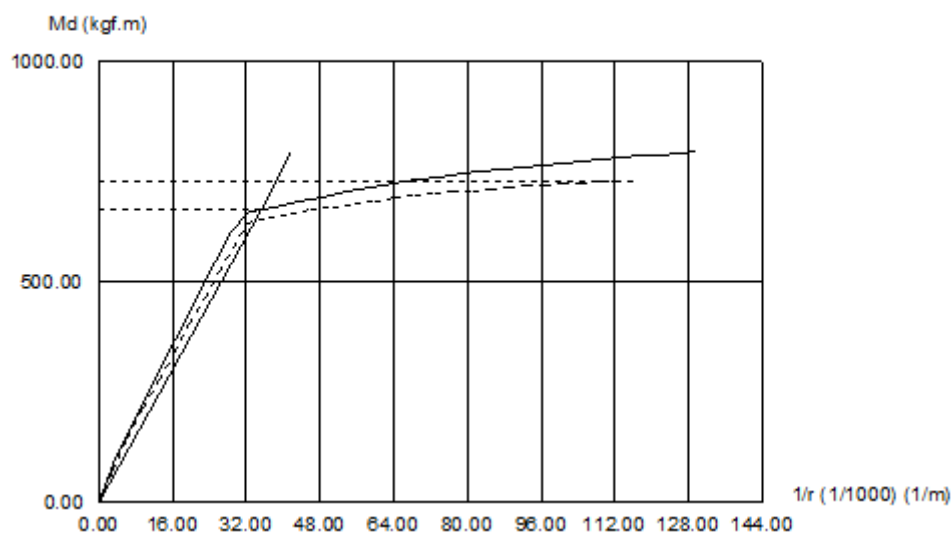


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

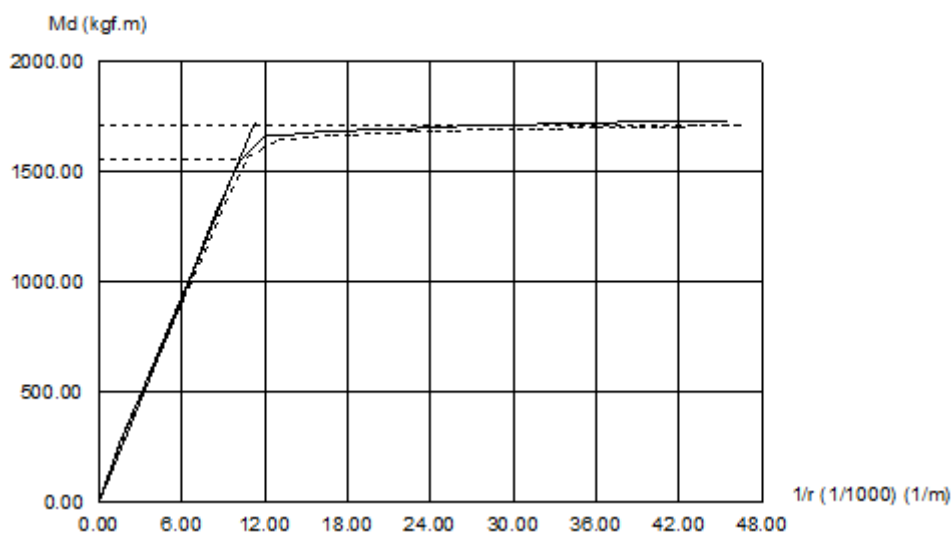




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

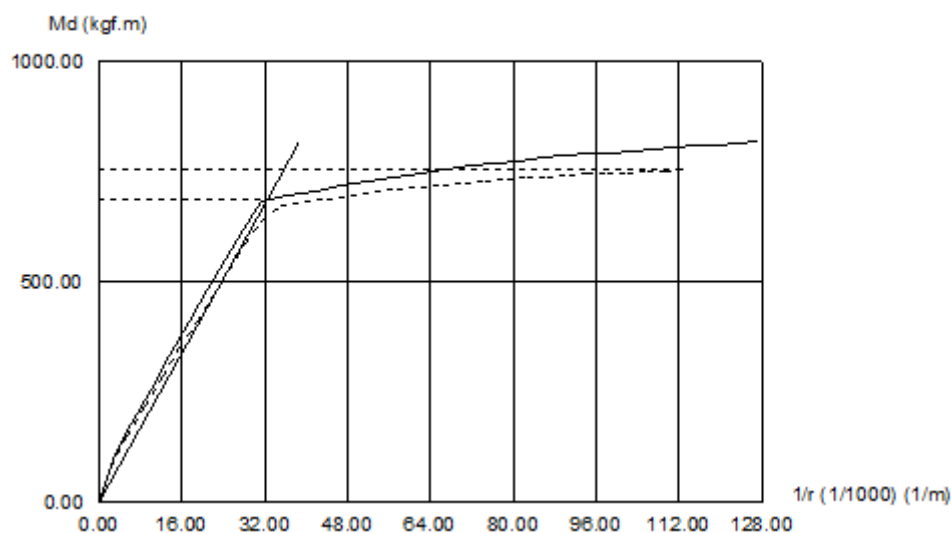
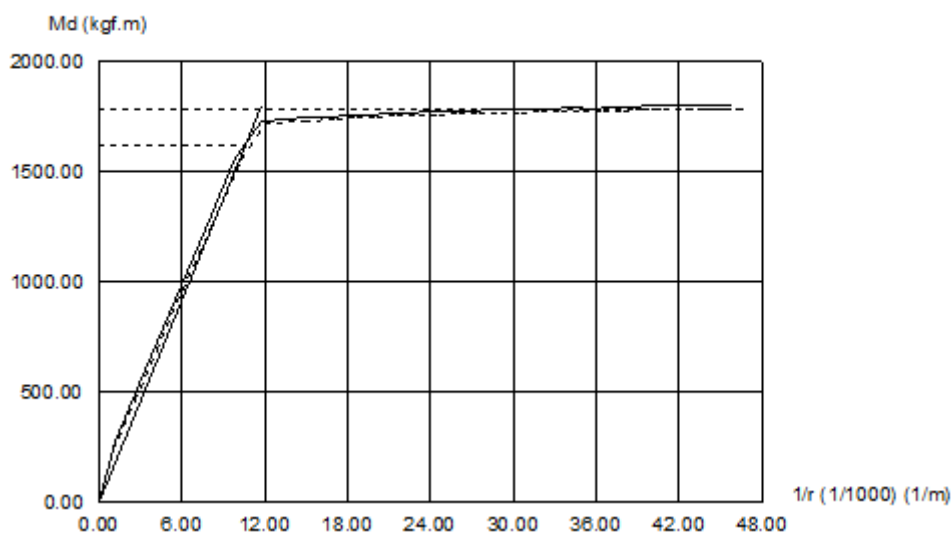


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P81

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 367.00 cm Esbeltez = 90.70	Msdtopo = 9 kgf.m Msdbase = 46 kgf.m	Ndmax = 1.44 tf Ndmin = 0.63 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 326 kgf.m Msdbase = 379 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 1 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 0 Msdcentro = 0 Msdbase = 0 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 40 Mcd = 0	M1d,mín = 16 M2d,mín = 34	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 1 kgf.m Msdy = 473 kgf.m Mrdx = 2 kgf.m Mrdy = 1761 kgf.m Mrd/Msd=3.73
H	Msdtopo = 325 Msdcentro = 151 Msdbase = 378 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 13 Mcd = 0	M1d,mín = 20 M2d,mín = 5	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.02 tf VBd base = 0.02 tf VHd topo = 0.23 tf VHd base = 0.23 tf Gama-n = 1.25	Td = 1 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.02 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.23 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 2.00 Vc = 4.62 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.51 Vc = 4.23 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.03 cm²/m ø 5.0 c/12

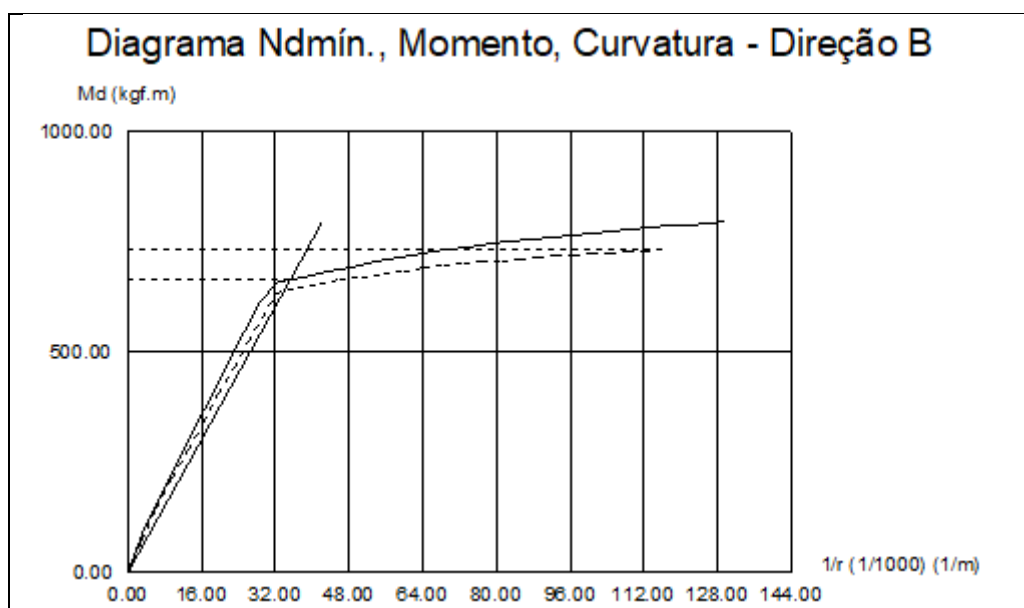




Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

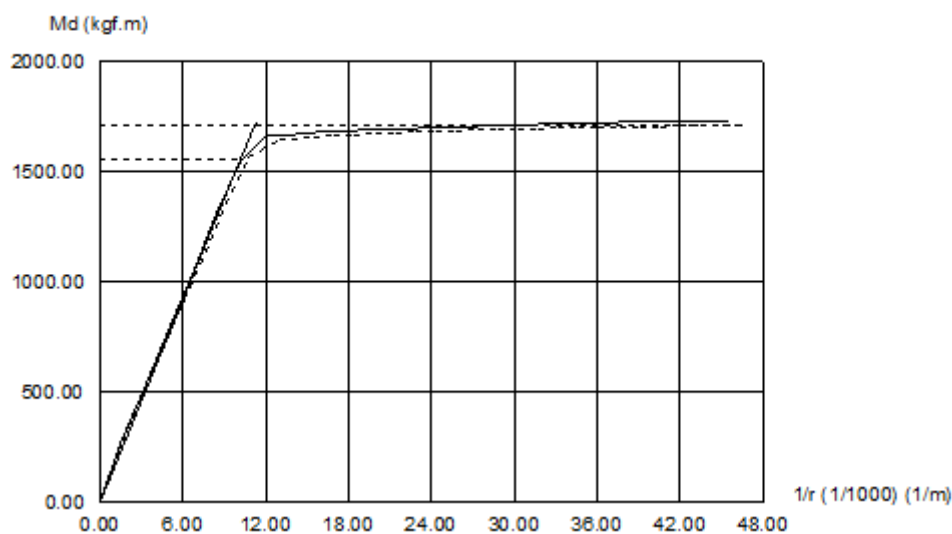


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

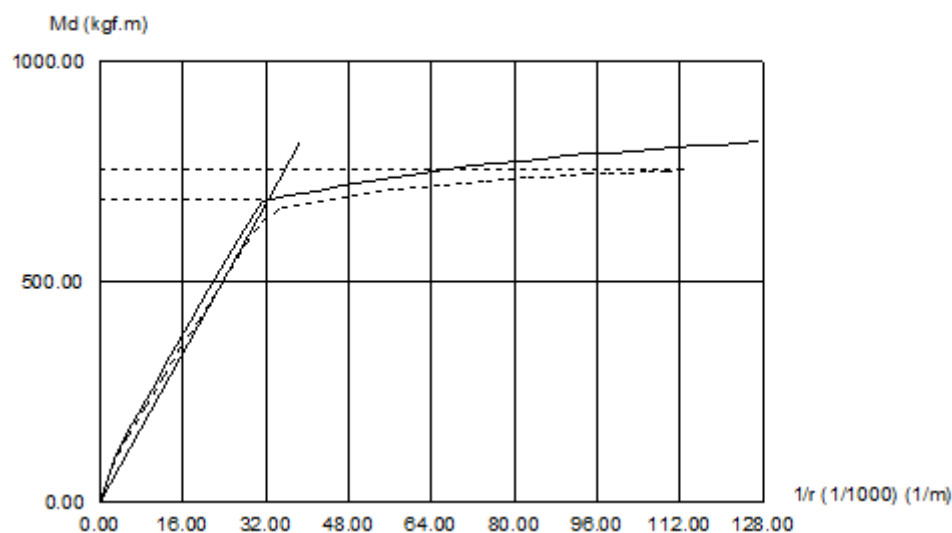
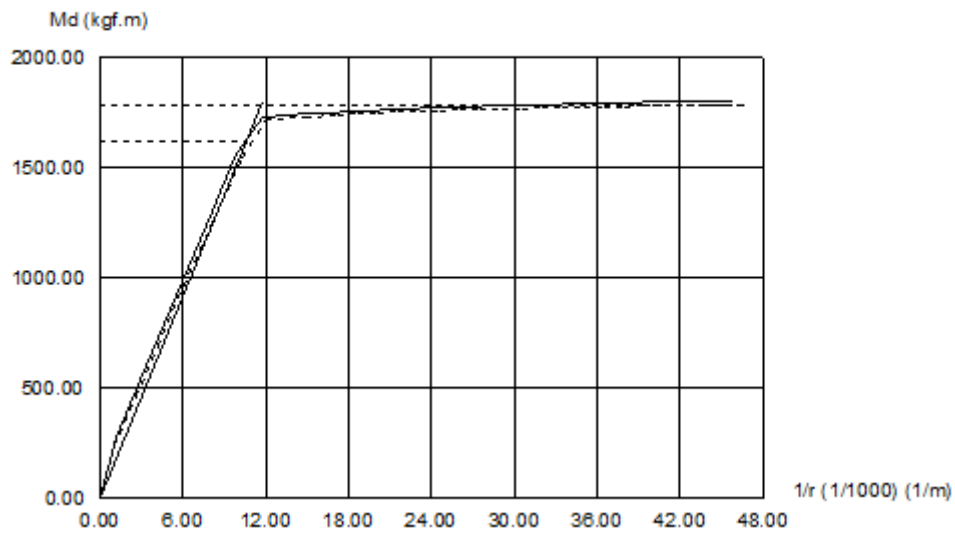




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P82

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 123 kgf.m Msdbase = 131 kgf.m	Ndmax = 1.93 tf Ndmin = 0.75 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 478 kgf.m Msdbase = 531 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 4 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 59 Msdcetro = 27 Msdbase = 67 lambda1 = 73.61	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 35 Mcd = 0	M1d,mín = 26 M2d,mín = 35	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 83 kgf.m Msdy) = 663 kgf.m Mrdx) = 226 kgf.m Mrdy) = 1802 kgf.m Mrd/Msd=2.72
H	Msdtopo = 478 Msdcetro = 212 Msdbase = 531 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 20 Mcd = 0	M1d,mín = 32 M2d,mín = 9	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.08 tf VBd base = 0.08 tf VHd topo = 0.33 tf VHd base = 0.33 tf Gama-n = 1.25	Td = 4 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.08 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.33 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.40 Vc = 3.24 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.28 Vc = 3.57 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.04 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P83

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 124 kgf.m Msdbase = 132 kgf.m	Ndmax = 1.92 tf Ndmin = 0.76 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 460 kgf.m Msdbase = 509 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 3 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 57 Msdcentro = 25 Msdbase = 64 lambda1 = 73.10	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 35 Mcd = 0	M1d,mín = 26 M2d,mín = 35	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 79 kgf.m Msdy = 636 kgf.m Mrdx = 225 kgf.m Mrdy = 1804 kgf.m Mrd/Msd=2.83
H	Msdtopo = 460 Msdcentro = 204 Msdbase = 509 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 19 Mcd = 0	M1d,mín = 32 M2d,mín = 9	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.08 tf VBd base = 0.08 tf VHd topo = 0.31 tf VHd base = 0.31 tf Gama-n = 1.25	Td = 3 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.08 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.31 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.40 Vc = 3.23 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.28 Vc = 3.59 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.03 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P84

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 390 kgf.m Msdbase = 375 kgf.m	Ndmax = 3.05 tf Ndmin = 1.20 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 435 kgf.m Msdbase = 476 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 65 kgf.m (Asl = 0.32 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 390 Msdcentro = 156 Msdbase = 375 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 80 Mcd = 2	M1d,mín = 47 M2d,mín = 64	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 487 kgf.m Msdy = 499 kgf.m Mrdx = 641 kgf.m Mrdy = 656 kgf.m Mrd/Msd=1.32
H	Msdtopo = 399 Msdcentro = 160 Msdbase = 350 lambda1 = 79.53	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 27 Mcd = 1	M1d,mín = 59 M2d,mín = 16	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.25 tf VBd base = 0.25 tf VHd topo = 0.30 tf VHd base = 0.30 tf Gama-n = 1.25	Td = 65 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.25 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 65 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15
H	Vd = 0.30 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 65 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.21 Vc = 2.79 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.25 Vc = 3.50 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.57 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P85

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 134 kgf.m Msdbase = 137 kgf.m	Ndmax = 2.43 tf Ndmin = 0.99 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 450 kgf.m Msdbase = 385 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 7 kgf.m (Asl = 0.03 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 11 Msdcentro = 21 Msdbase = 21 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 41 Mcd = 1	M1d,mín = 34 M2d,mín = 46	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 14 kgf.m Msdy = 563 kgf.m Mrdx = 46 kgf.m Mrdy = 1887 kgf.m Mrd/Msd=3.35
H	Msdtopo = 450 Msdcentro = 180 Msdbase = 385 lambda1 = 89.27	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 23 Mcd = 0	M1d,mín = 42 M2d,mín = 12	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.09 tf VBd base = 0.09 tf VHd topo = 0.27 tf VHd base = 0.27 tf Gama-n = 1.25	Td = 7 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.09 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.27 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.79 Vc = 4.14 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.28 Vc = 3.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.06 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P86

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 126 kgf.m Msdbase = 130 kgf.m	Ndmax = 2.34 tf Ndmin = 0.95 tf ni = 0.03 Gama-n = 1.25 Td = 3 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 429 kgf.m Msdbase = 412 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 8 Msdcentro = 18 Msdbase = 18 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 39 Mcd = 1	M1d,mín = 32 M2d,mín = 44	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 9 kgf.m Msdy = 536 kgf.m Mrdx = 33 kgf.m Mrdy = 1878 kgf.m Mrd/Msd=3.50
H	Msdtopo = 429 Msdcentro = 171 Msdbase = 412 lambda1 = 89.18	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 22 Mcd = 0	M1d,mín = 40 M2d,mín = 11	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.08 tf VBd base = 0.08 tf VHd topo = 0.27 tf VHd base = 0.27 tf Gama-n = 1.25	Td = 3 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.08 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.27 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.80 Vc = 4.16 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.28 Vc = 3.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.03 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P87

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 172 kgf.m Msdbase = 181 kgf.m	Ndmax = 3.12 tf Ndmin = 1.64 tf ni = 0.04 Gama-n = 1.25 Td = 9 kgf.m (Asl = 0.04 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 295 kgf.m Msdbase = 307 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 172 Msdcentro = 72 Msdbase = 181 lambda1 = 78.68	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 71 Mcd = 1	M1d,mín = 48 M2d,mín = 65	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 226 kgf.m Msdy = 170 kgf.m Mrdx = 714 kgf.m Mrdy = 538 kgf.m Mrd/Msd=3.16
H	Msdtopo = 155 Msdcentro = 62 Msdbase = 136 lambda1 = 68.98	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 17 Mcd = 0	M1d,mín = 60 M2d,mín = 17	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.11 tf VBd base = 0.11 tf VHd topo = 0.19 tf VHd base = 0.19 tf Gama-n = 1.25	Td = 9 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.11 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.19 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.53 Vc = 3.53 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.62 Vc = 4.52 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.08 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P88

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 210 kgf.m Msdbase = 217 kgf.m	Ndmax = 2.94 tf Ndmin = 1.48 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 443 kgf.m Msdbase = 420 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 11 kgf.m (Asl = 0.05 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 210 Msdcentro = 87 Msdbase = 217 lambda1 = 83.12	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 70 Mcd = 1	M1d,mín = 45 M2d,mín = 61	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 262 kgf.m Msdy = 364 kgf.m Mrdx = 640 kgf.m Mrdy = 888 kgf.m Mrd/Msd=2.44
H	Msdtopo = 291 Msdcentro = 116 Msdbase = 243 lambda1 = 75.41	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 23 Mcd = 1	M1d,mín = 56 M2d,mín = 16	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.14 tf VBd base = 0.14 tf VHd topo = 0.28 tf VHd base = 0.28 tf Gama-n = 1.25	Td = 11 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.14 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.41 Vc = 3.24 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.34 Vc = 3.74 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.10 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P89

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 495 kgf.m Msdbase = 498 kgf.m	Ndmax = 2.92 tf Ndmin = 1.54 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 182 kgf.m Msdbase = 195 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 3 kgf.m (Asl = 0.01 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 495 Msdcentro = 199 Msdbase = 498 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 80 Mcd = 3	M1d,mín = 45 M2d,mín = 61	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 622 kgf.m Msdy = 5 kgf.m Mrdx = 809 kgf.m Mrdy = 6 kgf.m Mrd/Msd=1.30
H	Msdtopo = 5 Msdcentro = 5 Msdbase = 4 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 56 M2d,mín = 16		



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.32 tf VBd base = 0.32 tf VHd topo = 0.12 tf VHd base = 0.12 tf Gama-n = 1.25	Td = 3 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.32 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.12 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.14 Vc = 2.63 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.02 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P90

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 209 kgf.m Msdbase = 216 kgf.m	Ndmax = 2.92 tf Ndmin = 1.47 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 441 kgf.m Msdbase = 421 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 12 kgf.m (Asl = 0.06 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 209 Msdcetro = 86 Msdbase = 216 lambda1 = 83.16	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 70 Mcd = 1	M1d,mín = 45 M2d,mín = 61	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 261 kgf.m Msdy) = 360 kgf.m Mrdx) = 640 kgf.m Mrdy) = 883 kgf.m Mrd/Msd=2.45
H	Msdtopo = 288 Msdcetro = 115 Msdbase = 243 lambda1 = 75.35	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 23 Mcd = 1	M1d,mín = 56 M2d,mín = 16	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.14 tf VBd base = 0.14 tf VHd topo = 0.28 tf VHd base = 0.28 tf Gama-n = 1.25	Td = 12 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.14 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.40 Vc = 3.24 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.34 Vc = 3.74 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.11 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P91

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 175 kgf.m Msdbase = 184 kgf.m	Ndmax = 3.27 tf Ndmin = 1.74 tf ni = 0.04 Gama-n = 1.25 Td = 3 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 176 kgf.m Msdbase = 222 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 175 Msdcentro = 74 Msdbase = 184 lambda1 = 78.23	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 74 Mcd = 1	M1d,mín = 50 M2d,mín = 68	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 230 kgf.m Msdy = 60 kgf.m Mrdx = 784 kgf.m Mrdy = 203 kgf.m Mrd/Msd=3.41
H	Msdtopo = 26 Msdcentro = 48 Msdbase = 48 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 15 Mcd = 0	M1d,mín = 63 M2d,mín = 17		



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.12 tf VBd base = 0.12 tf VHd topo = 0.13 tf VHd base = 0.13 tf Gama-n = 1.25	Td = 3 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.12 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.13 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.55 Vc = 3.57 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 2.00 Vc = 5.60 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.03 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.06 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P92

Pavimento Térreo - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 76.12	Msdtopo = 348 kgf.m Msdbase = 334 kgf.m	Ndmax = 3.02 tf Ndmin = 1.34 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR le = 308.00 cm Esbeltez = 35.52	Msdtopo = 560 kgf.m Msdbase = 599 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 69 kgf.m (Asl = 0.34 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 348 Msdcentro = 139 Msdbase = 334 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 78 Mcd = 2	M1d,mín = 46 M2d,mín = 63	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V4+0.84D4 Msdx = 435 kgf.m Msdy = 670 kgf.m Mrdx = 589 kgf.m Mrdy = 908 kgf.m Mrd/Msd=1.36
H	Msdtopo = 536 Msdcentro = 214 Msdbase = 480 lambda1 = 85.57	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 30 Mcd = 1	M1d,mín = 58 M2d,mín = 16	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.22 tf VBd base = 0.22 tf VHd topo = 0.38 tf VHd base = 0.38 tf Gama-n = 1.25	Td = 69 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.22 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 69 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15
H	Vd = 0.38 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 69 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.16

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.22 Vc = 2.82 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.20 Vc = 3.35 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.60 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo dos Pilares

Térreo	fck = 250.00 kgf/cm ²	E = 241500 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 2		cobr = 3.00 cm	

Pilar	Seção (cm)	vínc esb B vínc esb H	Nd máx Nd mín (tf)	Msd(x) Msd(y) (kgf.m)	Mrd(x) Mrd(y) (kgf.m)	Mrd/Msd	As b As h (cm ²)
P1	24.00 X 30.00	EL 105.82 RR 35.52	2.03 -0.47	8 819	19 1894	2.31	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P2	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	1.51 0.31	2 263	13 1747	6.63	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P3	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	3.97 0.69	397 711	578 1034	1.45	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P4	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	4.43 1.10	389 884	598 1359	1.54	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P5	24.00 X 30.00	EL 105.82 RR 35.52	2.42 -0.88	18 852	35 1649	1.93	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P6	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.07 0.91	307 3	775 8	2.53	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P7	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	1.78 0.84	6 388	26 1781	4.59	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P8	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.00 0.81	253 82	730 235	2.88	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P9	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	1.57 0.66	5 484	17 1814	3.74	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P10	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	3.79 0.10	265 140	676 357	2.55	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P11	14.00 X 30.00	RR 76.12	3.44 0.88	266 498	575 1074	2.16	1.57 (2 ø 10.0)



	30.00	RR 35.52					1.57 (2 ø 10.0)
P12	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.61 1.35	277 62	760 171	2.75	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P13	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.60 1.31	259 71	752 206	2.90	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P14	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.60 1.27	228 176	696 537	3.06	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P15	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.35 1.06	244 17	778 56	3.18	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P16	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.53 0.67	398 201	675 341	1.70	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P17	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	1.30 0.19	232 157	664 450	2.87	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P18	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	3.29 1.47	108 865	229 1844	2.13	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P19	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	4.24 2.09	64 1156	113 2029	1.75	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P20	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	1.80 0.45	6 724	14 1754	2.42	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P21	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	1.81 0.73	71 588	209 1734	2.95	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P22	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	1.81 0.24	223 137	682 419	3.05	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P23	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.69 0.68	187 29	733 113	3.91	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P24	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	2.88 1.36	311 98	762 241	2.46	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P25	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR	1.74 0.70	48 431	198 1791	4.16	1.57 (2 ø 10.0) 1.57



		35.52					(2 ø 10.0)
P26	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	1.75 0.70	46 402	207 1790	4.45	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P27	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	1.44 0.62	0 447	1 1761	3.94	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P28	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	1.44 0.62	1 514	3 1760	3.42	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P29	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	4.32 2.24	715 945	849 1122	1.19	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P30	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.42 0.89	77 725	201 1881	2.59	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P31	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	1.91 0.89	4 406	19 1851	4.56	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P32	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	1.77 0.56	2 594	6 1846	3.11	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P33	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.13 0.93	270 217	677 543	2.50	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P34	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.57 1.23	105 653	296 1839	2.81	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P35	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.67 1.36	218 447	571 1173	2.62	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P36	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.30 1.10	73 571	235 1848	3.23	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P37	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.29 1.06	68 558	225 1851	3.32	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P38	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.55 1.25	224 200	680 609	3.04	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P39	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.37 1.06	244 48	761 149	3.11	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)



P40	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.96 1.44	67 1303	99 1926	1.48	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P41	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	1.27 0.33	148 27	705 127	4.75	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P42	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	1.44 0.49	145 6	728 32	5.03	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P43	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	1.88 0.69	19 1068	32 1797	1.68	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P44	15.00 X 35.00	RR 71.05 RR 30.45	2.52 0.86	304 469	720 1111	2.37	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P45	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 30.45	2.58 1.32	322 25	857 66	2.67	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P46	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 30.45	2.51 1.30	409 19	859 39	2.10	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P47	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 30.45	2.49 1.28	335 36	850 91	2.53	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P48	15.00 X 35.00	RR 71.05 RR 30.45	3.78 2.12	505 344	856 583	1.70	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P49	15.00 X 35.00	RR 71.05 RR 30.45	3.33 1.17	362 442	779 953	2.15	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P50	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 30.45	2.34 1.17	219 14	851 56	3.89	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P51	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.91 1.08	351 263	708 531	2.02	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P52	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.04 0.84	270 107	722 287	2.68	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P53	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.80 1.18	327 186	727 413	2.22	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P54	15.00	RR	3.02	6	10	1.61	1.57



	X 30.00	109.11 RR 35.52	1.61	1172	1883		(2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P55	15.00 X 30.00	RR 109.11 RR 35.52	2.94 1.52	4 1066	7 1888	1.77	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P56	15.00 X 35.00	RR 71.05 RR 30.45	2.70 0.68	402 438	771 842	1.92	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P57	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 30.45	2.58 1.32	340 45	850 112	2.50	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P58	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 30.45	2.51 1.30	410 38	853 78	2.08	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P59	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 30.45	2.48 1.27	327 52	843 134	2.58	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P60	15.00 X 35.00	RR 71.05 RR 30.45	3.95 1.61	475 326	866 595	1.82	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P61	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 30.45	2.77 1.46	328 383	765 893	2.33	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P62	15.00 X 35.00	RR 85.00 RR 30.45	2.24 1.10	294 61	829 173	2.82	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P63	15.00 X 35.00	RR 71.05 RR 30.45	3.88 1.62	436 244	880 492	2.02	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P64	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.81 0.53	317 633	552 1105	1.74	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P65	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.42 1.25	333 536	605 973	1.82	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P66	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.60 1.33	328 239	701 510	2.14	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P67	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.51 1.27	321 265	687 565	2.14	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P68	14.00 X	RR 76.12	3.14 1.65	229 168	717 527	3.13	1.57 (2 ø 10.0)



	30.00	RR 35.52					1.57 (2 ø 10.0)
P69	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.67 1.20	65 784	157 1878	2.39	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P70	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	1.86 0.71	329 181	697 384	2.12	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P71	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	1.86 0.72	328 179	698 381	2.12	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P72	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.64 1.19	66 786	157 1875	2.39	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P73	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	3.28 1.75	232 65	782 218	3.37	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P74	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.64 1.14	273 696	538 1371	1.97	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P75	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.48 1.10	525 1	780 2	1.49	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P76	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	2.88 1.40	4 1104	6 1855	1.68	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P77	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	2.99 1.42	27 914	57 1931	2.11	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P78	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	1.44 0.62	1 459	2 1761	3.83	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P79	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	1.44 0.62	6 601	19 1806	3.01	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P80	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	1.44 0.62	5 597	14 1807	3.02	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P81	14.00 X 30.00	RR 90.70 RR 35.52	1.44 0.63	1 473	2 1761	3.73	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P82	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR	1.93 0.75	83 663	226 1802	2.72	1.57 (2 ø 10.0) 1.57



		35.52					(2 ø 10.0)
P83	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	1.92 0.76	79 636	225 1804	2.83	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P84	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	3.05 1.20	487 499	641 656	1.32	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P85	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.43 0.99	14 563	46 1887	3.35	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P86	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.34 0.95	9 536	33 1878	3.50	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P87	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	3.12 1.64	226 170	714 538	3.16	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P88	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.94 1.48	262 364	640 888	2.44	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P89	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.92 1.54	622 5	809 6	1.30	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P90	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	2.92 1.47	261 360	640 883	2.45	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P91	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	3.27 1.74	230 60	784 203	3.41	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P92	14.00 X 30.00	RR 76.12 RR 35.52	3.02 1.34	435 670	589 908	1.36	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)



Quadro de Cargas e Taxa de Compressão Permanente nos Pilares

Térreo						
Pilares	Seção (cm)	Nmáx (tf)	Nmin (tf)	Nperm (tf)	Taxa de compressão (bruta)	Taxa de compressão (homogeneizada)
P1	24x30	1.45	-0.25	1.23	0.01	0.01
P2	14x30	0.86	0.00	1.04	0.01	0.01
P3	14x30	2.27	0.00	2.37	0.03	0.03
P4	14x30	2.53	0.00	2.77	0.04	0.03
P5	24x30	1.73	-0.54	1.23	0.01	0.01
P6	14x30	1.18	0.00	1.58	0.02	0.02
P7	14x30	1.02	0.00	1.41	0.02	0.02
P8	14x30	1.14	0.00	1.50	0.02	0.02
P9	14x30	0.90	0.00	1.23	0.02	0.01
P10	14x30	2.17	0.00	2.00	0.03	0.02
P11	14x30	1.96	0.00	2.20	0.03	0.02
P12	14x30	1.49	0.00	2.04	0.03	0.02
P13	14x30	1.49	0.00	2.01	0.03	0.02
P14	14x30	1.48	0.00	1.99	0.03	0.02
P15	14x30	1.34	0.00	1.78	0.02	0.02
P16	14x30	1.45	0.00	1.68	0.02	0.02
P17	14x30	0.74	0.00	0.88	0.01	0.01
P18	14x30	1.88	0.00	2.41	0.03	0.03
P19	14x30	2.42	0.00	3.14	0.04	0.04
P20	14x30	1.03	0.00	1.24	0.02	0.01
P21	14x30	1.04	0.00	1.37	0.02	0.02
P22	14x30	1.03	0.00	1.14	0.02	0.01
P23	14x30	1.53	0.00	1.76	0.02	0.02
P24	14x30	1.65	0.00	2.17	0.03	0.02
P25	14x30	1.00	0.00	1.33	0.02	0.02
P26	14x30	1.00	0.00	1.33	0.02	0.02
P27	14x30	0.82	0.00	1.15	0.02	0.01
P28	14x30	0.82	0.00	1.15	0.02	0.01
P29	14x30	2.47	0.00	3.25	0.04	0.04
P30	14x30	1.38	0.00	1.74	0.02	0.02
P31	14x30	1.09	0.00	1.50	0.02	0.02
P32	14x30	1.01	0.00	1.27	0.02	0.01
P33	14x30	1.21	0.00	1.62	0.02	0.02
P34	14x30	1.47	0.00	1.96	0.03	0.02
P35	14x30	1.53	0.00	2.07	0.03	0.02
P36	14x30	1.31	0.00	1.77	0.02	0.02
P37	14x30	1.31	0.00	1.75	0.02	0.02
P38	14x30	1.46	0.00	1.96	0.03	0.02
P39	14x30	1.35	0.00	1.79	0.02	0.02
P40	14x30	1.69	0.00	2.24	0.03	0.03
P41	14x30	0.73	0.00	0.93	0.01	0.01
P42	14x30	0.82	0.00	1.09	0.01	0.01



P43	14x30	1.08	0.00	1.39	0.02	0.02
P44	15x35	1.50	0.00	1.88	0.02	0.02
P45	15x35	1.53	0.00	2.13	0.02	0.02
P46	15x35	1.49	0.00	2.09	0.02	0.02
P47	15x35	1.48	0.00	2.06	0.02	0.02
P48	15x35	2.25	0.00	3.10	0.03	0.03
P49	15x35	1.98	0.00	2.42	0.03	0.02
P50	15x35	1.39	0.00	1.95	0.02	0.02
P51	14x30	1.66	0.00	2.05	0.03	0.02
P52	14x30	1.17	0.00	1.53	0.02	0.02
P53	14x30	1.60	0.00	2.05	0.03	0.02
P54	15x30	1.80	0.00	2.45	0.03	0.03
P55	15x30	1.75	0.00	2.37	0.03	0.03
P56	15x35	1.61	0.00	1.88	0.02	0.02
P57	15x35	1.53	0.00	2.13	0.02	0.02
P58	15x35	1.49	0.00	2.09	0.02	0.02
P59	15x35	1.48	0.00	2.06	0.02	0.02
P60	15x35	2.35	0.00	2.94	0.03	0.03
P61	15x35	1.65	0.00	2.29	0.02	0.02
P62	15x35	1.33	0.00	1.86	0.02	0.02
P63	15x35	2.31	0.00	2.91	0.03	0.03
P64	14x30	1.61	0.00	1.75	0.02	0.02
P65	14x30	1.39	0.00	1.90	0.03	0.02
P66	14x30	1.48	0.00	2.02	0.03	0.02
P67	14x30	1.44	0.00	1.96	0.03	0.02
P68	14x30	1.79	0.00	2.42	0.03	0.03
P69	14x30	1.52	0.00	2.00	0.03	0.02
P70	14x30	1.06	0.00	1.39	0.02	0.02
P71	14x30	1.07	0.00	1.39	0.02	0.02
P72	14x30	1.51	0.00	1.98	0.03	0.02
P73	14x30	1.88	0.00	2.54	0.03	0.03
P74	14x30	1.51	0.00	1.95	0.03	0.02
P75	14x30	1.41	0.00	1.86	0.02	0.02
P76	14x30	1.64	0.00	2.18	0.03	0.02
P77	14x30	1.71	0.00	2.24	0.03	0.03
P78	14x30	0.82	0.00	1.15	0.02	0.01
P79	14x30	0.83	0.00	1.15	0.02	0.01
P80	14x30	0.83	0.00	1.15	0.02	0.01
P81	14x30	0.82	0.00	1.15	0.02	0.01
P82	14x30	1.10	0.00	1.44	0.02	0.02
P83	14x30	1.10	0.00	1.44	0.02	0.02
P84	14x30	1.74	0.00	2.17	0.03	0.02
P85	14x30	1.39	0.00	1.78	0.02	0.02
P86	14x30	1.34	0.00	1.72	0.02	0.02
P87	14x30	1.78	0.00	2.41	0.03	0.03
P88	14x30	1.68	0.00	2.25	0.03	0.03
P89	14x30	1.67	0.00	2.27	0.03	0.03
P90	14x30	1.67	0.00	2.24	0.03	0.03
P91	14x30	1.87	0.00	2.53	0.03	0.03
P92	14x30	1.73	0.00	2.22	0.03	0.03





Vigas do pavimento Térreo

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
VF1	0.97 0.67	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-7.86 -283.54 -6.64	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF2	525.86	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-911.38 -901.48	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VF3	70.22 117.18 130.89 81.71 165.41	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	-75.43 -338.04 -356.43 -304.16 -333.79 -334.60	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VF4	338.21 0.11 301.76 119.41 207.32	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		-578.09 -480.48 -435.99 -590.43 -449.52 -425.52	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF5	60.09	2 ø 8.0		-250.03 -5.59	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF6	200.81	2 ø 8.0		-484.92 -26.85	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF7	120.50 237.63	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-131.01 -269.65 -315.56	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF8	103.67	2 ø 8.0		-127.50 -129.76	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF9	45.60	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-195.14 -23.88	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VF10	748.39	2 ø 8.0		-168.26 -979.39	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF11	29.31 204.77 101.41 62.91 232.36	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	-60.54 -341.54 -391.50 -133.18 -441.08 -239.15	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VF12	297.20 13.21 277.94 105.12 196.29 55.15 78.66 76.66	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		-500.78 -519.90 -498.98 -537.55 -373.72 -297.48 -182.49 -207.12 -82.47	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF13	311.85 256.16 262.35	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		-524.99 -659.60 -595.48	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		



	241.59 462.45 172.01 235.48 0.11 208.40	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		-592.70 -883.35 -880.23 -502.35 -393.49 -314.85 -347.24	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF14	312.86 256.16 262.52 240.48 461.65 177.74 183.72 500.13	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		-508.65 -661.67 -596.43 -593.56 -866.78 -885.26 -446.20 -884.12 -391.84	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF15	328.93 41.88 281.35 420.18 71.76 191.52 66.62 410.41 401.46	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		-558.24 -591.70 -533.13 -846.45 -747.90 -336.33 -334.21 -735.41 -874.74 -673.24	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF16	25.15 25.13	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-420.80	2 ø 8.0		
VF17	108.95	2 ø 8.0		-134.51 -134.53	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF18	331.60 41.46 281.89 410.00 150.88 151.28 402.70 404.73	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		-573.23 -591.93 -530.81 -834.50 -779.86 -366.50 -768.42 -862.73 -688.70	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF19	303.26 131.08 285.53	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	-363.00 -653.07 -254.30 -186.44	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VF20	268.05 144.15 187.44 647.11	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 3 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	-73.56 -285.05 -380.67 -361.51 -476.92	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 3 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VF21	121.87 190.11	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-130.26 -414.85 -247.47	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF22	113.11 91.33 65.84	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		-141.09 -304.50 -302.98 -12.57	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF23	110.08 95.03	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-135.05 -303.14	2 ø 8.0 2 ø 8.0		



	60.58	2 ø 8.0		-307.58 -12.12	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF24	111.94 189.46	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-125.56 -408.23 -241.47	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF25	120.39 120.60	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-170.11 -348.13 -175.11	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF26	119.96 120.93	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-172.19 -355.31 -172.48	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF27	127.88 127.66	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-190.23 -369.56 -186.14	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF28	136.49 132.24	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-202.93 -402.79 -177.96	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF29	264.58 193.72	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	-356.08 -611.00 -274.47	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VF30	266.68 578.35 272.24 770.17	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	-331.21 -821.19 -1025.90 -325.24 -685.95	2 ø 8.0 3 ø 8.0 3 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VF31	44.41	2 ø 8.0		-16.39 -204.78	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF32	599.85	2 ø 8.0		-508.58 -438.52	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF33	45.72	2 ø 8.0		-16.60 -204.20	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF34	287.50 447.66 330.17 455.88	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	-318.31 -598.27 -75.90 -736.05 -332.57 -808.93 -165.83 -828.02	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 3 ø 8.0 2 ø 8.0 3 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VF35	136.18 131.84	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-202.17 -401.50 -177.72	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF36	236.95 161.28 166.53	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		-475.57 -1.55 -505.76 -15.32 -239.39	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF37	121.22 121.65	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-172.15 -361.77 -176.34	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF38	251.87 229.01	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	-320.92 -586.17 -269.88	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VF39	204.33 133.97	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-388.86 -413.37 -219.27	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VF40	140.43	2 ø 8.0		-214.18	2 ø 8.0		





				-220.54	2 ø 8.0		
VF41	127.53	2 ø 8.0		-176.12	2 ø 8.0		
				-176.25	2 ø 8.0		
VF42	297.95	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-331.71	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
	99.66	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-621.76	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
	359.85	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-261.82	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
				-307.32	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
VF43	214.75	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-102.87	2 ø 8.0	2 ø 8.0	13
	189.10	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-487.64	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
	184.29	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-28.04	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
				-389.59	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
				-264.98	2 ø 8.0	2 ø 8.0	
VF44	800.54	3 ø 8.0	2 ø 8.0	-357.51	3 ø 8.0	2 ø 8.0	
				-534.93	3 ø 8.0	2 ø 8.0	





Esforços da Viga VF1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
		14.00						
1	101.51 85.51	85.51	144.00	0.00	0.00	0.00		
P2		30.00						
2	101.49 85.49	85.49	144.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
1	0.03	-0.02	0.38			0.97	-7.86
P2				0.45			-283.54
2	0.02	-0.02	0.37				-275.85
						0.67	-6.64



Esforços da Viga VF2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P3		14.00						
1	515.01 501.01	501.01	250.00	0.00	0.00	0.00		
P4		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P3				0.67			
1	0.07	-0.24	1.00		525.86		-911.38 -901.48
P4				0.66			



Esforços da Viga VF3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
VF34		14.00						
1	176.99 160.99	160.99	250.00	0.00	0.00	0.00		
P6		30.00						
2	262.50 244.50	244.50	250.00	0.00	0.00	0.00		
P7		30.00						
3	270.50 252.50	252.50	250.00	0.00	0.00	0.00		
P8		30.00						
4	186.00 168.00	168.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P9		30.00						
5	247.00 229.00	229.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P10		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
VF34				0.18			
1	0.54	-0.57	0.48		70.22	13.36	-75.43 -293.66
P6				0.61			
2	0.46	-0.52	0.57		117.18	0.76	-338.04 -348.67
P7				0.68			
3	0.34	-0.38	0.58		130.89		-356.43 -304.16
P8				0.57			



4	0.17	-0.27	0.49		81.71	73.79	-282.05
						63.09	-274.53
P9				0.56			
5	0.05	-0.09	0.59		165.41	21.99	-333.79
						98.47	-334.60
P10				0.33			





Esforços da Viga VF4

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P11		30.00						
1	405.99 389.99	389.99	250.00	0.00	0.00	0.00		
P12		14.00						
2	215.00 201.00	201.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P13		14.00						
3	405.99 389.99	389.99	250.00	0.00	0.00	0.00		
P14		30.00						
4	296.00 278.00	278.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P15		30.00						
5	315.01 297.01	297.01	250.00	0.00	0.00	0.00		
P16		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P11				0.52			
1	0.38	0.00	0.77		338.21		-578.09 -480.48
P12				0.78			
2	0.27	0.00	0.42				-301.37 -293.02
P13				0.75			
3	0.31	0.00	0.78		301.76		-435.99 -590.43
P14				0.93			



4	0.14	0.00	0.64		119.41		-467.15
							-396.96
P15				0.76			
5	0.28	-0.03	0.68		207.32		-449.52
						18.44	-425.52
P16				0.40			





Esforços da Viga VF5

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P17		30.00						
1	141.00 125.00	125.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
VF43		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P17				0.19			
1	0.12	0.00	0.34		60.09	45.46 23.08	-250.03 -5.59
VF43				0.06			



Esforços da Viga VF6

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P18		14.00						
1	175.00 161.00	161.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
VF36		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P18				0.24			
1	0.02	0.00	0.48			200.81 41.31	-484.92 -26.85
VF36				0.10			



Esforços da Viga VF7

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P21		14.00						
1	304.00 288.00	288.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P22		30.00						
2	135.00 117.00	117.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P23		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P21				0.20			
1	0.07	0.00	0.38		120.50	5.02	-131.01 -233.72
P22				0.42			
2	0.06	-0.10	0.50			134.01 237.63	-269.65 -315.56
P23				0.15			





Esforços da Viga VF8

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P25		14.00						
1	215.00 201.00	201.00	161.50	0.00	0.00	0.00		
P26		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P25				0.19			
1	0.02	0.00	0.33		103.67	58.45 57.26	-127.50 -129.76
P26				0.19			



Esforços da Viga VF9

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
VF34		14.00						
1	174.99 160.99	160.99	144.00	0.00	0.00	0.00		
VF36		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
VF34				0.19			
1	0.07	-0.24	0.30		45.60	24.77	-195.14 -23.88
VF36				0.09			





Esforços da Viga VF10

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
VF30		14.00						
1	515.00 501.00	501.00	235.00	0.00	0.00	0.00		
P29		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
VF30				0.53			
1	0.03	-0.02	1.02		748.39		-168.26 -979.39
P29				0.70			



Esforços da Viga VF11

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
VF34		14.00						
1	174.99 160.99	160.99	250.00	0.00	0.00	0.00		
P30		14.00						
2	327.00 311.00	311.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P31		30.00						
3	226.00 210.00	210.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P32		14.00						
4	149.01 133.01	133.01	250.00	0.00	0.00	0.00		
P33		30.00						
5	303.99 287.99	287.99	250.00	0.00	0.00	0.00		
P34		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
VF34				0.15			
1	0.07	-0.15	0.44		29.31		-60.54 -248.27
P30				0.70			
2	0.17	-0.28	0.63		204.77		-341.54 -391.50
P31				0.75			
3	0.04	-0.21	0.55		101.41		-368.85 -133.18
P32				0.40			



4	0.04	-0.20	0.43		62.91		-130.07
						51.77	-273.44
P33				0.65			
5	0.09	-0.02	0.69		232.36		-441.08
						59.90	-239.15
P34				0.35			





Esforços da Viga VF12

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P35		30.00						
1	400.49 382.49	382.49	250.00	0.00	0.00	0.00		
P36		30.00						
2	202.00 184.00	184.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P37		30.00						
3	408.50 390.50	390.50	250.00	0.00	0.00	0.00		
P38		30.00						
4	288.50 270.50	270.50	250.00	0.00	0.00	0.00		
P39		30.00						
5	328.50 312.50	312.50	250.00	0.00	0.00	0.00		
P40		14.00						
6	167.00 151.00	151.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P41		30.00						
7	157.00 139.00	139.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P42		30.00						
8	167.01 151.01	151.01	250.00	0.00	0.00	0.00		
P43		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P35				0.50			
1	0.40	-0.03	0.76		297.20		-500.78 -519.90



P36				0.78			
2	0.20	-0.08	0.47		13.21		-312.38
							-310.26
P37				0.77			
3	0.30	0.00	0.76		277.94		-498.98
							-537.55
P38				0.90			
4	0.17	0.00	0.59		105.12		-400.05
							-343.64
P39				0.78			
5	0.18	0.00	0.62		196.29		-373.72
							-297.48
P40				0.67			
6	0.13	0.00	0.43		55.15		-209.26
						37.43	-134.31
P41				0.36			
7	0.15	-0.02	0.45		78.66	78.08	-182.49
						55.78	-207.12
P42				0.47			
8	0.21	-0.06	0.43		76.66	11.00	-190.29
						49.16	-82.47
P43				0.19			





Esforços da Viga VF13

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P44		35.00						
1	407.24 386.24	386.24	267.50	0.00	0.00	0.00		
P45		35.00						
2	407.25 386.25	386.25	267.50	0.00	0.00	0.00		
P46		35.00						
3	407.25 386.25	386.25	267.50	0.00	0.00	0.00		
P47		35.00						
4	407.25 386.25	386.25	267.50	0.00	0.00	0.00		
P48		35.00						
5	506.00 485.00	485.00	282.50	0.00	0.00	0.00		
P49		35.00						
6	348.50 327.50	327.50	282.50	0.00	0.00	0.00		
P50		35.00						
7	349.00 328.00	328.00	282.50	0.00	0.00	0.00		
P51		30.00						
8	153.01 132.01	132.01	267.50	0.00	0.00	0.00		
P52		30.00						
9	292.99 271.99	271.99	267.50	0.00	0.00	0.00		
P53		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P44				0.53			



1	0.28	0.00	0.85		311.85		-524.99
							-659.60
P45				1.12			
2	0.30	0.00	0.80		256.16		-595.39
							-595.48
P46				1.09			
3	0.34	0.00	0.80		262.35		-588.30
							-592.70
P47				1.07			
4	0.37	-0.03	0.84		241.59		-566.18
							-694.54
P48				1.28			
5	0.39	0.00	1.03		462.45		-883.35
							-880.23
P49				1.23			
6	0.24	0.00	0.77		172.01		-573.28
							-471.01
P50				0.99			
7	0.31	0.00	0.76		235.48		-502.35
							-393.49
P51				0.71			
8	0.09	0.00	0.44				-301.27
							-228.81
P52				0.59			
9	0.16	0.00	0.63		208.40		-314.85
							-347.24
P53				0.40			





Esforços da Viga VF14

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P56		35.00						
1	407.24 386.24	386.24	267.50	0.00	0.00	0.00		
P57		35.00						
2	407.25 386.25	386.25	267.50	0.00	0.00	0.00		
P58		35.00						
3	407.25 386.25	386.25	267.50	0.00	0.00	0.00		
P59		35.00						
4	407.25 386.25	386.25	267.50	0.00	0.00	0.00		
P60		35.00						
5	506.00 485.00	485.00	282.50	0.00	0.00	0.00		
P61		35.00						
6	348.50 327.50	327.50	282.50	0.00	0.00	0.00		
P62		35.00						
7	348.50 327.50	327.50	282.50	0.00	0.00	0.00		
P63		35.00						
8	463.00 445.50	445.50	267.50	0.00	0.00	0.00		
P64		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P56				0.52			
1	0.26	0.00	0.85		312.86		-508.65
							-661.67



P57				1.12			
2	0.24	0.00	0.80		256.16		-578.99
							-596.43
P58				1.09			
3	0.26	0.00	0.80		262.52		-572.79
							-593.56
P59				1.07			
4	0.27	-0.02	0.84		240.48		-548.89
							-697.35
P60				1.28			
5	0.31	0.00	1.03		461.65		-866.78
							-885.26
P61				1.24			
6	0.13	0.00	0.77		177.74		-561.87
							-446.20
P62				0.93			
7	0.15	-0.07	0.79		183.72		-416.70
							-605.27
P63				1.23			
8	0.17	0.00	1.02		500.13		-884.12
							-391.84
P64				0.55			





Esforços da Viga VF15

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P65		30.00						
1	424.99 406.99	406.99	250.00	0.00	0.00	0.00		
P66		30.00						
2	248.01 230.01	230.01	250.00	0.00	0.00	0.00		
P67		30.00						
3	433.00 415.00	415.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P68		30.00						
4	513.00 495.00	495.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P69		30.00						
5	169.99 151.99	151.99	250.00	0.00	0.00	0.00		
P70		30.00						
6	322.01 304.01	304.01	250.00	0.00	0.00	0.00		
P71		30.00						
7	170.00 152.00	152.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P72		30.00						
8	513.00 495.00	495.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P73		30.00						
9	491.99 473.99	473.99	250.00	0.00	0.00	0.00		
P74		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P65				0.53			



1	0.49	-0.03	0.80		328.93		-558.24
							-591.70
P66				0.87			
2	0.27	-0.07	0.54		41.88		-369.79
							-338.19
P67				0.83			
3	0.36	0.00	0.83		281.35		-533.13
							-704.94
P68				1.22			
4	0.44	0.00	0.94		420.18		-846.45
							-747.90
P69				0.96			
5	0.13	0.00	0.58			71.76	-438.48
							-229.35
P70				0.56			
6	0.32	0.00	0.61		191.52		-336.33
							-334.21
P71				0.56			
7	0.30	-0.08	0.57			66.62	-237.96
							-427.13
P72				0.94			
8	0.60	0.00	0.95		410.41		-735.41
							-874.74
P73				1.31			
9	0.60	0.00	0.94		401.46		-868.82
							-673.24
P74				0.59			





Esforços da Viga VF16

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
		14.00						
1	153.00 137.00	137.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P75		30.00						
2	153.00 137.00	137.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
1	0.03	-0.04	0.44			25.15	-417.58
P75				0.54			
2	0.03	-0.03	0.45			25.13	-420.80



Esforços da Viga VF17

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P82		14.00						
1	260.00 246.00	246.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P83		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P82				0.20			
1	0.05	0.00	0.31		108.95	18.03 18.39	-134.51 -134.53
P83				0.20			



Esforços da Viga VF18

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P84		30.00						
1	424.99 406.99	406.99	250.00	0.00	0.00	0.00		
P85		30.00						
2	248.00 230.00	230.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P86		30.00						
3	433.01 415.01	415.01	250.00	0.00	0.00	0.00		
P87		30.00						
4	513.00 495.00	495.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P88		30.00						
5	337.00 319.00	319.00	250.00	0.00	0.00	0.00		
P89		30.00						
6	336.99 318.99	318.99	250.00	0.00	0.00	0.00		
P90		30.00						
7	513.01 495.01	495.01	250.00	0.00	0.00	0.00		
P91		30.00						
8	491.99 473.99	473.99	250.00	0.00	0.00	0.00		
P92		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P84				0.53			
1	0.36	0.00	0.80		331.60		-573.23 -591.93



P85				0.87			
2	0.17	0.00	0.53		41.46		-358.03
							-327.65
P86				0.83			
3	0.28	0.00	0.83		281.89		-530.81
							-692.70
P87				1.22			
4	0.36	0.00	0.93		410.00		-834.50
							-779.86
P88				1.10			
5	0.20	0.00	0.69		150.88		-528.89
							-360.10
P89				0.78			
6	0.26	0.00	0.69		151.28		-366.50
							-520.66
P90				1.09			
7	0.45	0.00	0.94		402.70		-768.42
							-859.60
P91				1.30			
8	0.45	0.00	0.94		404.73		-862.73
							-688.70
P92				0.59			





Esforços da Viga VF19

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P84		14.00						
1	391.75 375.75	375.75	235.00	0.00	0.00	0.00		
P76		30.00						
2	211.24 195.24	195.24	235.00	0.00	0.00	0.00		
P65		14.00						
3	180.01 165.51	165.51	235.00	0.00	0.00	0.00		
P56		15.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P84				0.43			
1	0.14	-0.59	0.79		303.26		-363.00 -653.07
P76				0.80			
2	0.05	-0.46	0.56		131.08	114.12 51.62	-431.01 -254.30
P65				0.52			
3	0.11	-0.50	0.60			23.65 285.53	-253.34 -186.44
P56				0.18			



Esforços da Viga VF20

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P44		15.00						
1	180.00 165.50	165.50	235.00	0.00	0.00	0.00		
P35		14.00						
2	285.00 269.00	269.00	235.00	0.00	0.00	0.00		
P24		30.00						
3	318.00 302.00	302.00	235.00	0.00	0.00	0.00		
P11		14.87						
4	118.50 102.50	102.50	310.00	0.00	0.00	0.00		
P1		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P44				0.12			
1	0.02	-0.50	0.60			268.05	-73.56 -279.89
P35				0.68			
2	0.05	-0.50	0.55		144.15		-285.05 -365.00
P24				0.73			
3	0.00	-0.35	0.58		187.44		-380.67 -276.67
P11				0.85			
4	0.00	-0.38	1.11			0.04 647.11	-361.51 -476.92



P1				0.12			
----	--	--	--	------	--	--	--





Esforços da Viga VF21

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P85		14.00						
1	205.99 189.99	189.99	144.00	0.00	0.00	0.00		
P82		30.00						
2	397.01 381.01	381.01	144.00	0.00	0.00	0.00		
P66		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P85				0.12			
1	0.06	-0.05	0.45			121.87 80.51	-130.26 -374.43
P82				0.54			
2	0.17	0.00	0.49		190.11		-414.85 -247.47
P66				0.27			



Esforços da Viga VF22

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P36		14.00						
1	297.00 281.00	281.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P25		30.00						
2	292.00 274.00	274.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P12		30.00						
3	142.00 126.00	126.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
VF1		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P36				0.20			
1	0.11	-0.04	0.41		113.11	42.54	-141.09
P25				0.46			-304.50
2	0.03	-0.02	0.40		91.33	43.68	-285.14
P12				0.37		29.56	-302.98
3	0.05	-0.05	0.28		65.84	55.72	-187.12
VF1				0.08		13.42	-12.57



Esforços da Viga VF23

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P37		14.00						
1	291.00 275.00	275.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P26		30.00						
2	298.00 280.00	280.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P13		30.00						
3	142.00 126.00	126.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
VF1		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P37				0.19			
1	0.10	-0.04	0.41		110.08	46.28	-135.05 -303.14
P26				0.46			
2	0.04	-0.02	0.40		95.03	39.34 20.83	-281.30 -307.58
P13				0.38			
3	0.05	-0.05	0.29		60.58	48.18 13.46	-189.52 -12.12
VF1				0.08			



Esforços da Viga VF24

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P86		14.00						
1	206.00 190.00	190.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P83		30.00						
2	397.00 381.00	381.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P67		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P86				0.12			
1	0.05	-0.04	0.44			111.94 69.85	-125.56 -361.38
P83				0.54			
2	0.16	0.00	0.49		189.46		-408.23 -241.47
P67				0.27			





Esforços da Viga VF25

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P38		14.00						
1	301.50 285.50	285.50	144.00	0.00	0.00	0.00		
P27		30.00						
2	301.50 285.50	285.50	144.00	0.00	0.00	0.00		
P14		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P38				0.20			
1	0.10	-0.01	0.43		120.39	59.08 4.28	-170.11 -348.13
P27				0.50			
2	0.09	-0.01	0.43		120.60	7.37 56.42	-344.30 -175.11
P14				0.20			



Esforços da Viga VF26

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P87		14.00						
1	301.51 285.51	285.51	144.00	0.00	0.00	0.00		
P78		30.00						
2	301.50 285.50	285.50	144.00	0.00	0.00	0.00		
P68		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P87				0.20			
1	0.10	-0.02	0.44		119.96	62.20 6.15	-172.19 -355.31
P78				0.50			
2	0.09	-0.02	0.44		120.93	7.70 62.89	-353.78 -172.48
P68				0.20			



Esforços da Viga VF27

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P39		14.00						
1	301.50 285.50	285.50	144.00	0.00	0.00	0.00		
P28		30.00						
2	301.50 285.50	285.50	144.00	0.00	0.00	0.00		
P15		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P39				0.21			
1	0.10	-0.03	0.45		127.88	76.29 30.03	-190.23 -369.56
P28				0.50			
2	0.11	-0.04	0.44		127.66	27.14 70.98	-367.94 -186.14
P15				0.21			



Esforços da Viga VF28

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P88		14.00						
1	301.50 285.50	285.50	144.00	0.00	0.00	0.00		
P79		30.00						
2	301.49 285.49	285.49	144.00	0.00	0.00	0.00		
P69		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P88				0.21			
1	0.10	-0.01	0.44		136.49	72.66 47.95	-202.93 -358.19
P79				0.50			
2	0.17	-0.03	0.46		132.24	18.93 96.11	-402.79 -177.96
P69				0.20			



Esforços da Viga VF29

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P60		15.00						
1	298.00 280.00	280.00	252.50	0.00	0.00	0.00		
P54		30.00						
2	298.00 280.00	280.00	252.50	0.00	0.00	0.00		
P48		15.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P60				0.35			
1	0.58	-0.31	0.79		264.58	193.46 18.74	-356.08 -611.00
P54				0.88			
2	0.74	-0.39	0.72		193.72	56.81	-550.92 -274.47
P48				0.35			



Esforços da Viga VF30

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P48		15.00						
1	182.00 165.50	165.50	144.00	0.00	0.00	0.00		
P40		30.00						
2		191.21	144.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						
3		129.79	235.00	0.00	0.00	0.00		
P19		30.00						
4	236.00 220.00	220.00	235.00	0.00	0.00	0.00		
P16		14.00						
5	158.29 142.29	142.29	235.00	0.00	0.00	0.00		
P3		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P48				0.18			
1	0.15	-0.08	0.54			162.62 266.68	-331.21 -521.44
P40				0.64			
2	0.65	-0.28	0.88			24.60 578.35	-821.19
3	0.64	-0.29	1.19			574.39 19.15	-1025.90
P19				1.01			
4	0.33	-0.04	0.69		272.24	260.10	-713.44



						38.74	-242.53
P16				0.57			
5	0.42	-0.14	0.95			111.88	-325.24
						770.17	-685.95
P3				0.23			





Esforços da Viga VF31

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
VF16		14.00						
1	115.00 101.00	101.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P70		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
VF16				0.05			
1	0.04	0.00	0.28		44.41	38.46	-16.39 -204.78
P70				0.16			





Esforços da Viga VF32

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P89		14.00						
1	500.00 486.00	486.00	205.25	0.00	0.00	0.00		
P75		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P89				0.54			
1	0.23	0.00	0.80		599.85		-508.58 -438.52
P75				0.52			



Esforços da Viga VF33

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
VF16		14.00						
1	114.99 100.99	100.99	144.00	0.00	0.00	0.00		
P71		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
VF16				0.05			
1	0.04	0.00	0.28		45.72	40.17	-16.60 -204.20
P71				0.15			



Esforços da Viga VF34

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P49		15.00						
1	182.00 165.50	165.50	144.00	0.00	0.00	0.00		
P43		30.00						
2		52.51	250.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						
3		124.70	144.00	0.00	0.00	0.00		
P29		30.00						
4		26.05	235.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						
5		210.99	235.00	0.00	0.00	0.00		
P18		30.00						
6	257.25 239.25	165.25	235.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						
7		60.00	235.00	0.00	0.00	0.00		
P4		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P49				0.17			
1	0.05	-0.03	0.58			287.50 262.65	-318.31 -442.10
P43				0.52			
2	0.42	-0.32	0.93			315.45 184.57	-598.27 -61.19
3	0.44	-0.45	0.72			197.23 447.66	-75.90 -612.33



P29				0.68			
4	0.27	-0.32	1.03			297.84	-736.05
						323.22	-332.57
5	0.33	-0.38	0.82			313.94	-332.15
						330.17	-703.79
P18				0.71			
6	0.06	-0.06	0.95			377.59	-808.93
						377.64	-165.83
7	0.15	-0.11	1.05			370.41	-160.21
						455.88	-828.02
P4				0.51			





Esforços da Viga VF35

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P90		14.00						
1	301.49 285.49	285.49	144.00	0.00	0.00	0.00		
P80		30.00						
2	301.50 285.50	285.50	144.00	0.00	0.00	0.00		
P72		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P90				0.21			
1	0.10	-0.01	0.44		136.18	72.27 47.02	-202.17 -357.64
P80				0.50			
2	0.17	-0.03	0.46		131.84	18.39 95.19	-401.50 -177.72
P72				0.20			



Esforços da Viga VF36

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P30		30.00						
1		164.76	144.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						
2		90.74	144.00	0.00	0.00	0.00		
P20		30.00						
3	106.25 90.25	90.25	144.00	0.00	0.00	0.00		
VF6		14.00						
4	195.25 181.25	181.25	144.00	0.00	0.00	0.00		
P6		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P30				0.26			
1	0.22	0.00	0.52			236.95 143.67	-475.57 -1.55
2	0.24	-0.04	0.61		158.09	143.25 151.68	-505.76
P20				0.60			
3	0.34	-0.11	0.56			41.50 161.28	-430.52 -10.77
VF6				0.00			
4	0.22	-0.08	0.40		166.53	159.81 100.81	-15.32 -239.39
P6				0.23			





Esforços da Viga VF37

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P91		14.00						
1	301.51 285.51	285.51	144.00	0.00	0.00	0.00		
P81		30.00						
2	301.50 285.50	285.50	144.00	0.00	0.00	0.00		
P73		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P91				0.20			
1	0.10	-0.02	0.44		121.22	68.27 9.05	-172.15 -361.77
P81				0.50			
2	0.10	-0.02	0.44		121.65	11.44 63.57	-357.25 -176.34
P73				0.20			



Esforços da Viga VF38

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P63		15.00						
1	298.00 280.00	280.00	252.50	0.00	0.00	0.00		
P55		30.00						
2	298.00 280.50	280.50	252.50	0.00	0.00	0.00		
P51		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P63				0.35			
1	0.43	-0.41	0.77		251.87	164.67	-320.92 -586.17
P55				0.88			
2	0.42	-0.43	0.75		229.01	121.80	-562.42 -269.88
P51				0.34			



Esforços da Viga VF39

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P32		30.00						
1	290.00 272.00	272.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P21		30.00						
2	299.00 283.00	283.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P8		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P32				0.23			
1	0.08	0.00	0.49			204.33 124.70	-388.86 -413.37
P21				0.48			
2	0.20	-0.10	0.44		133.97	44.20 90.91	-348.56 -219.27
P8				0.21			



Esforços da Viga VF40

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P52		14.00						
1	262.51 248.51	248.51	144.00	0.00	0.00	0.00		
P33		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P52				0.21			
1	0.10	-0.03	0.38		140.43	99.39 103.77	-214.18 -220.54
P33				0.21			



Esforços da Viga VF41

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P22		14.00						
1	190.00 176.00	176.00	144.00	0.00	0.00	0.00		
P17		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P22				0.17			
1	0.05	0.00	0.35			127.53 122.28	-176.12 -176.25
P17				0.17			



Esforços da Viga VF42

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P92		14.00						
1	392.05 376.05	376.05	235.00	0.00	0.00	0.00		
P77		30.00						
2	210.94 194.94	194.94	235.00	0.00	0.00	0.00		
P74		14.00						
3	166.00 150.00	150.00	235.00	0.00	0.00	0.00		
P64		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P92				0.42			
1	0.13	-0.45	0.78		297.95		-331.71 -621.76
P77				0.79			
2	0.02	-0.26	0.50		99.66	50.25	-362.20 -187.42
P74				0.52			
3	0.03	-0.28	0.65			49.76 359.85	-261.82 -307.32
P64				0.19			



Esforços da Viga VF43

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P53		14.00						
1	256.51 240.51	240.51	235.00	0.00	0.00	0.00		
P34		30.00						
2		178.49	235.00	0.00	0.00	0.00		
		30.00						
3		79.51	235.00	0.00	0.00	0.00		
P23		14.00						
4	304.99 290.99	175.99	235.00	0.00	0.00	0.00		
		14.00						
5		101.00	235.00	0.00	0.00	0.00		
P10		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P53				0.24			
1	0.00	-1.09	0.67		214.75	170.89 6.04	-102.87 -467.94
P34				0.75			
2	0.00	-0.93	0.66			24.24 165.73	-487.64 -28.04
3	0.00	-0.91	0.74			189.10	-389.59
P23				0.86			
4	0.00	-0.96	0.58		184.29	181.50	-349.96



						182.63	
5	0.00	-0.97	0.58				-264.98
P10				0.38			





Esforços da Viga VF44

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P10		14.00						
1	76.00 60.00	60.00	310.00	0.00	0.00	0.00		
P5		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P10				0.67			
1	0.00	-1.03	1.69			23.16 800.54	-357.51 -534.93
P5				0.01			



Resultados da Viga VF1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	85.51	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P2	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	85.49	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P3	14.00		2 ø 8.0 0.07	2 ø 8.0 0.87					0.08
1	501.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.07		ø 5.0 c/ 15			0.04
P4	14.00		2 ø 8.0 0.07	2 ø 8.0 0.86					0.07





Resultados da Viga VF3

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
VF34	14.00		2 ø 8.0 0.16	2 ø 8.0 0.63					0.00
1	160.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.16		ø 5.0 c/ 15			0.00
P6	30.00		2 ø 8.0 0.16	2 ø 8.0 0.63					0.01
2	244.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.14		ø 5.0 c/ 15			0.00
P7	30.00		2 ø 8.0 0.14	2 ø 8.0 0.63					0.01
3	252.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.10		ø 5.0 c/ 15			0.00
P8	30.00		2 ø 8.0 0.10	2 ø 8.0 0.63					0.01
4	168.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.08		ø 5.0 c/ 15			0.00
P9	30.00		2 ø 8.0 0.08	2 ø 8.0 0.63					0.01
5	229.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P10	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01



Resultados da Viga VF4

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P11	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.03
1	389.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P12	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
2	201.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P13	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
3	389.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P14	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.04
4	278.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P15	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
5	297.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P16	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01



Resultados da Viga VF5

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P17	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	125.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
VF43	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF6

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P18	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
1	161.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
VF36	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF7

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P21	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	288.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P22	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	117.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P23	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VF8

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P25	14.00			2 ø 8.0 0.74					0.00
1	201.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.00
P26	14.00			2 ø 8.0 0.74					0.00





Resultados da Viga VF9

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
VF34	14.00		2 ø 8.0 0.07	2 ø 8.0 0.63					0.00
1	160.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.07		ø 5.0 c/ 15			0.00
VF36	14.00		2 ø 8.0 0.07	2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF10

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
VF30	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	501.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.68			ø 5.0 c/ 15			0.07
P29	14.00			2 ø 8.0 0.89					0.09





Resultados da Viga VF11

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
VF34	14.00		2 ø 8.0 0.04	2 ø 8.0 0.63					0.00
1	160.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.04		ø 5.0 c/ 15			0.00
P30	14.00		2 ø 8.0 0.08	2 ø 8.0 0.63					0.01
2	311.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.08		ø 5.0 c/ 15			0.01
P31	30.00		2 ø 8.0 0.08	2 ø 8.0 0.63					0.02
3	210.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.06		ø 5.0 c/ 15			0.00
P32	14.00		2 ø 8.0 0.06	2 ø 8.0 0.63					0.00
4	133.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.05		ø 5.0 c/ 15			0.00
P33	30.00		2 ø 8.0 0.05	2 ø 8.0 0.63					0.02
5	287.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P34	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VF12

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P35	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
1	382.49	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P36	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.03
2	184.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P37	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.03
3	390.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P38	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.03
4	270.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P39	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
5	312.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P40	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
6	151.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P41	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
7	139.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P42	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
8	151.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P43	14.00			2 ø 8.0					0.00



				0.63					
--	--	--	--	------	--	--	--	--	--





Resultados da Viga VF13

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P44	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.02
1	386.24	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P45	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.03
2	386.25	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P46	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.03
3	386.25	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P47	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.03
4	386.25	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P48	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.06
5	485.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.02
P49	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.06
6	327.50	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.00
P50	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.02
7	328.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P51	30.00			2 ø 8.0 0.74					0.01
8	132.01	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.00
P52	30.00			2 ø 8.0					0.01



				0.74					
9	271.99	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.00
P53	30.00			2 ø 8.0 0.74					0.01





Resultados da Viga VF14

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P56	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.02
1	386.24	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P57	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.03
2	386.25	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P58	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.03
3	386.25	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P59	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.03
4	386.25	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.01
P60	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.06
5	485.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.02
P61	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.07
6	327.50	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.00
P62	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.01
7	327.50	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.00
P63	35.00			2 ø 8.0 0.74					0.06
8	445.50	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74			ø 5.0 c/ 18			0.02
P64	14.00			2 ø 8.0					0.01



				0.74					
--	--	--	--	------	--	--	--	--	--





Resultados da Viga VF15

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P65	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.03
1	406.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P66	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.04
2	230.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P67	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.03
3	415.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P68	30.00			2 ø 8.0 0.77					0.09
4	495.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.02
P69	30.00			2 ø 8.0 0.68					0.07
5	151.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P70	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
6	304.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P71	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
7	152.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P72	30.00			2 ø 8.0 0.67					0.06
8	495.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.02
P73	30.00			2 ø 8.0					0.09



				0.80					
9	473.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.02
P74	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.05





Resultados da Viga VF16

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
	14.00								0.00
1	137.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P75	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	137.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
	14.00								0.00





Resultados da Viga VF17

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P82	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	246.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P83	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF18

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P84	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.03
1	406.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P85	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.04
2	230.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P86	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.03
3	415.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P87	30.00			2 ø 8.0 0.76					0.08
4	495.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.02
P88	30.00			2 ø 8.0 0.71					0.07
5	319.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P89	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
6	318.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P90	30.00			2 ø 8.0 0.70					0.07
7	495.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.02
P91	30.00			2 ø 8.0 0.78					0.09
8	473.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.02
P92	30.00			2 ø 8.0					0.05



				0.63					
--	--	--	--	------	--	--	--	--	--





Resultados da Viga VF19

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P84	14.00		2 ø 8.0 0.16	2 ø 8.0 0.63					0.01
1	375.75	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.16		ø 5.0 c/ 15			0.02
P76	30.00		2 ø 8.0 0.16	2 ø 8.0 0.68					0.05
2	195.24	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.13		ø 5.0 c/ 15			0.00
P65	14.00		2 ø 8.0 0.14	2 ø 8.0 0.63					0.01
3	165.51	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.14		ø 5.0 c/ 15			0.00
P56	15.00		2 ø 8.0 0.14	2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VF20

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P44	15.00		2 ø 8.0 0.14	2 ø 8.0 0.63					0.00
1	165.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.14		ø 5.0 c/ 15			0.01
P35	14.00		2 ø 8.0 0.14	2 ø 8.0 0.63					0.01
2	269.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.14		ø 5.0 c/ 15			0.00
P24	30.00		2 ø 8.0 0.14	2 ø 8.0 0.63					0.02
3	302.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.10		ø 5.0 c/ 15			0.00
P11	14.87		2 ø 8.0 0.11	2 ø 8.0 0.63					0.01
4	102.50	24.00 x 30.00	3 ø 8.0 1.08	2 ø 8.0 0.11		ø 5.0 c/ 15			0.01
P1	30.00		2 ø 8.0 0.11	3 ø 8.0 1.08					0.00



Resultados da Viga VF21

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P85	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	189.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P82	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	381.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P66	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VF22

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P36	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	281.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P25	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	274.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P12	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
3	126.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
VF1	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VF23

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P37	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	275.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P26	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	280.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P13	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
3	126.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
VF1	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF24

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P86	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	190.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P83	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	381.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P67	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF25

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P38	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P27	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P14	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF26

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P87	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	285.51	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P78	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P68	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF27

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P39	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P28	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P15	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF28

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P88	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P79	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	285.49	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P69	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VF29

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P60	15.00		2 ø 8.0 0.09	2 ø 8.0 0.74					0.00
1	280.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74	2 ø 8.0 0.09		ø 5.0 c/ 18			0.00
P54	30.00		2 ø 8.0 0.11	2 ø 8.0 0.74					0.02
2	280.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74	2 ø 8.0 0.11		ø 5.0 c/ 18			0.00
P48	15.00		2 ø 8.0 0.11	2 ø 8.0 0.74					0.00



Resultados da Viga VF30

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P48	15.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	165.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P40	30.00		2 ø 8.0 0.35	3 ø 8.0 1.10					0.02
2	335.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.84	2 ø 8.0 0.36		ø 5.0 c/ 15			0.03
P19	30.00		2 ø 8.0 0.36	3 ø 8.0 1.30					0.03
3	220.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P16	14.00		2 ø 8.0 0.04	2 ø 8.0 0.63					0.00
4	142.29	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.72	2 ø 8.0 0.04		ø 5.0 c/ 15			0.01
P3	30.00		2 ø 8.0 0.04	2 ø 8.0 0.64					0.00



Resultados da Viga VF31

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
VF16	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	101.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P70	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF32

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P89	14.00			2 ø 8.0 1.00					0.01
1	486.00	19.00 x 35.00	2 ø 8.0 1.00			ø 5.0 c/ 18			0.03
P75	14.00			2 ø 8.0 1.00					0.01





Resultados da Viga VF33

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
VF16	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	100.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P71	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF34

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P49	15.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	165.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P43	30.00		2 ø 8.0 0.23	2 ø 8.0 0.73					0.01
2	191.21	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.64	2 ø 8.0 0.26		ø 5.0 c/ 15			0.00
P29	30.00		2 ø 8.0 0.57	3 ø 8.0 1.21					0.01
3	251.04	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.95	2 ø 8.0 0.55		ø 5.0 c/ 13			0.00
P18	30.00		2 ø 8.0 0.55	3 ø 8.0 1.27					0.01
4	239.25	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.66	2 ø 8.0 0.15		ø 5.0 c/ 15			0.01
P4	30.00		2 ø 8.0 0.15	2 ø 8.0 0.91					0.02



Resultados da Viga VF35

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P90	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	285.49	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P80	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P72	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VF36

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P30	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
1	269.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P20	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	90.25	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
VF6	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
3	181.25	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P6	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VF37

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P91	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	285.51	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P81	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	285.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P73	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF38

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P63	15.00		2 ø 8.0 0.11	2 ø 8.0 0.74					0.00
1	280.00	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74	2 ø 8.0 0.11		ø 5.0 c/ 18			0.00
P55	30.00		2 ø 8.0 0.12	2 ø 8.0 0.74					0.02
2	280.50	14.00 x 35.00	2 ø 8.0 0.74	2 ø 8.0 0.12		ø 5.0 c/ 18			0.00
P51	14.00		2 ø 8.0 0.12	2 ø 8.0 0.74					0.00



Resultados da Viga VF39

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P32	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	272.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P21	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	283.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P8	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VF40

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P52	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	248.51	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P33	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF41

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P22	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	176.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P17	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VF42

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P92	14.00		2 ø 8.0 0.12	2 ø 8.0 0.63					0.01
1	376.05	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.12		ø 5.0 c/ 15			0.01
P77	30.00		2 ø 8.0 0.12	2 ø 8.0 0.63					0.04
2	194.94	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.07		ø 5.0 c/ 15			0.00
P74	14.00		2 ø 8.0 0.08	2 ø 8.0 0.63					0.00
3	150.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.08		ø 5.0 c/ 15			0.00
P64	30.00		2 ø 8.0 0.08	2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VF43

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P53	14.00		2 ø 8.0 0.30	2 ø 8.0 0.63					0.00
1	240.51	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.30		ø 5.0 c/ 15			0.01
P34	30.00		2 ø 8.0 0.70	2 ø 8.0 1.00					0.03
2	288.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90	2 ø 8.0 0.65		ø 5.0 c/ 14			0.01
P23	14.00		2 ø 8.0 0.66	2 ø 8.0 0.90					0.02
3	290.99	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.27		ø 5.0 c/ 15			0.01
P10	14.00		2 ø 8.0 0.27	2 ø 8.0 0.63					0.02



Resultados da Viga VF44

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P10	14.00		2 ø 8.0 0.28	3 ø 8.0 1.08					0.01
1	60.00	24.00 x 30.00	3 ø 8.0 1.08	2 ø 8.0 0.28		ø 5.0 c/ 15			0.01
P5	30.00		2 ø 8.0 0.28	3 ø 8.0 1.08					0.00





Cálculo da viga VF1

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.01 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.01 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.02 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 4 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.52 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 159 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.02 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 3 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

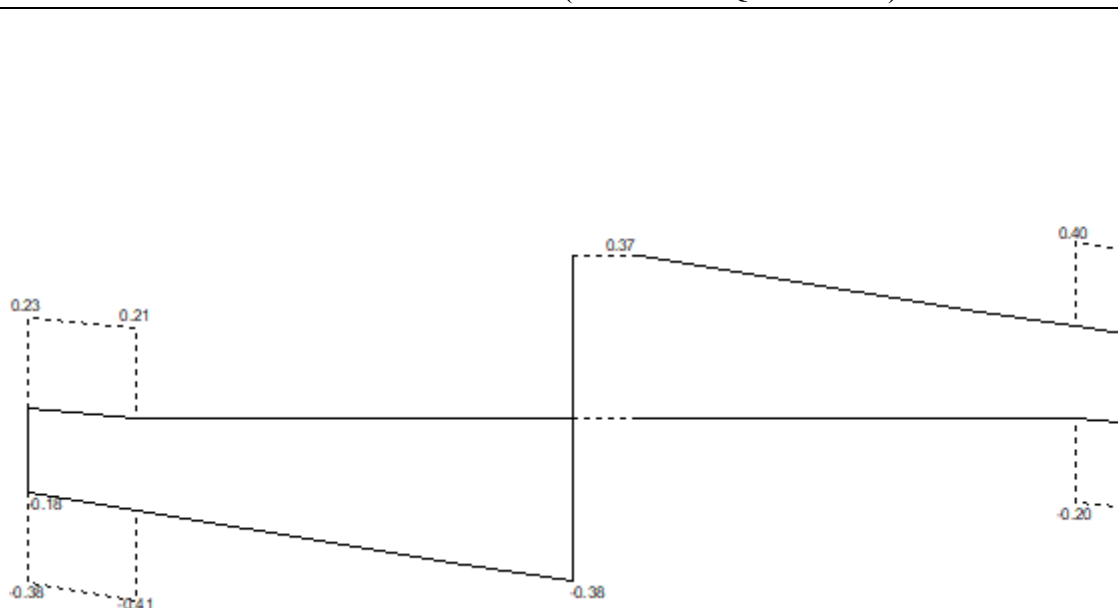
Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.38 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
2 2-2	Vd = 0.37 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção



1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm ²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm ²)	Vdequiv (cm ²)	Compr. Trecho (cm)
1	VF22	-	-	-	-0.18	0.03	0.21	15.00
3	VF23	-	-	-	-0.17	0.03	0.20	15.00

Condição:
Nó 1: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior
Nó 3: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior



Cálculo da viga VF2

Pavimento Térreo - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.07 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 0.46 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.98 cm	Fd = 0.29 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.51 cm ² A's = 0.07 cm ² yLN = 0.91 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.07 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 365 kgf.m fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 911 kgf.m As = 0.83 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.70 cm	Fd = 0.07 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ²	Fd = 0.29 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.87 cm ² A's = 0.07 cm ²	As = 0.87 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.07 cm ²



		yLN = 1.71 cm	yLN = 1.64 cm	(2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 521 kgf.m fiss = 0.08 mm
2	Md = 901 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.68 cm	Fd = 0.07 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 0.81 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.70 cm	Fd = 0.29 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.07 cm ² yLN = 1.62 cm	As = 0.86 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.07 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 517 kgf.m fiss = 0.07 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.00 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VF3

Pavimento Térreo - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 59 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.23 cm	Fd = 0.68 tf situação: GE Meq = 75 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.16 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.16 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 33 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.30 cm	Fd = 0.62 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.09 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 72 kgf.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm	Md = 560 kgf.m		Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 37 kgf.m	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



		h = 30.00 cm	As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		As = 0.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.31 cm	As = 0.18 cm ² A's = 0.10 cm ² yLN = 0.15 cm	d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.10 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 84 kgf.m fiss = 0.00 mm
4 4-4	retangular	bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.18 cm	Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 36 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.08 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 24 kgf.m fiss = 0.00 mm
5 5-5	retangular	bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.31 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.03 tf M = 85 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 59 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.24 cm	Fd = 0.68 tf situação: GE Meq = 75 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.16 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.16 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 34 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m	Fd = 0.54 tf	Fd = 0.68 tf	As = 0.63 cm ²



	As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	situação: GE Meq = 59 kgf.m As = 0.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.73 cm	situação: GE Meq = 75 kgf.m As = 0.39 cm ² A's = 0.16 cm ² yLN = 0.48 cm	(2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.16 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 170 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.74 cm	Fd = 0.62 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 0.40 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.52 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 189 kgf.m fiss = 0.01 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 37 kgf.m As = 0.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.62 cm	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.10 cm ² yLN = 0.46 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.10 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 155 kgf.m fiss = 0.01 mm
5	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.28 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.64 cm	Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 36 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.54 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 162 kgf.m fiss = 0.01 mm
6	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.29 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.62 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.03 tf M = 139 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

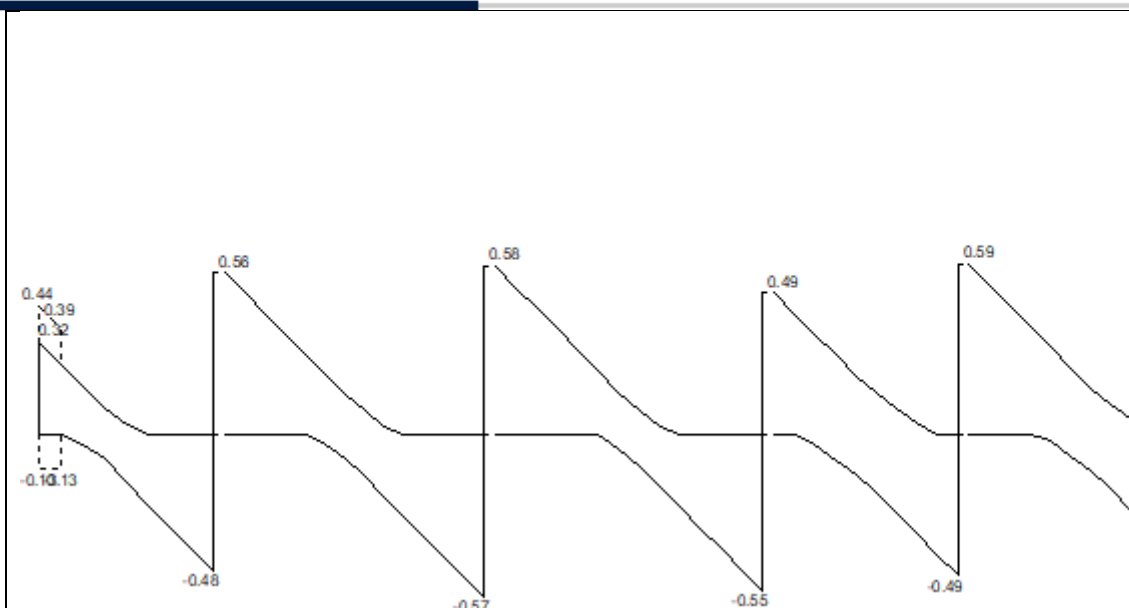


Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 0.48 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 7 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.04$
2 2-2	$V_d = 0.57 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 14 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.06$
3 3-3	$V_d = 0.58 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 13 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.06$
4 4-4	$V_d = 0.49 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 15 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.06$
5 5-5	$V_d = 0.59 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 12 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.06$

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 0.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
2 2-2	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 0.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
3 3-3	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 0.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
4 4-4	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 0.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
5 5-5	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VF34	-	-	-	0.32	0.02	0.13	15.00
Condição: Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VF4

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.38 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.70 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 224 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.27 tf situação: GE Meq = 30 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.05 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.31 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 0.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.61 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



						F = 0.00 tf M = 208 kgf.m fiss = 0.01 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.14 tf situação: GE Meq = 15 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.24 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 75 kgf.m fiss = 0.00 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.43 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 126 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 578 kgf.m As = 0.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.06 cm	Fd = 0.38 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m As = 0.47 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.14 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 340 kgf.m fiss = 0.03 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.38 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m As = 0.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.96 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 302 kgf.m fiss = 0.02 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ²	Fd = 0.31 tf situação: GE		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



	A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Meq = 35 kgf.m As = 0.35 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.86 cm		d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 279 kgf.m fiss = 0.02 mm
4	Md = 590 kgf.m As = 0.53 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.09 cm	Fd = 0.31 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 0.49 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.15 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 374 kgf.m fiss = 0.04 mm
5	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.37 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.88 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 242 kgf.m fiss = 0.02 mm
6	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.84 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 209 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.77 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-2	Vd = 0.42 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03



3 3-3	Vd = 0.78 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
4 4-4	Vd = 0.64 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
5 5-5	Vd = 0.68 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armاد. à esquerda	Armاد. mínima	Armاد. à direita	Dados torção	Armاد. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 2.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
4 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
5 5-5	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VF5

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.12 tf situação: GE Meq = 14 kgf.m As = 0.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.13 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 16 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.12 tf situação: GE Meq = 14 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 113 kgf.m fiss = 0.00 mm



2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.12 tf situação: GE Meq = 14 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.03 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
---	--	--	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

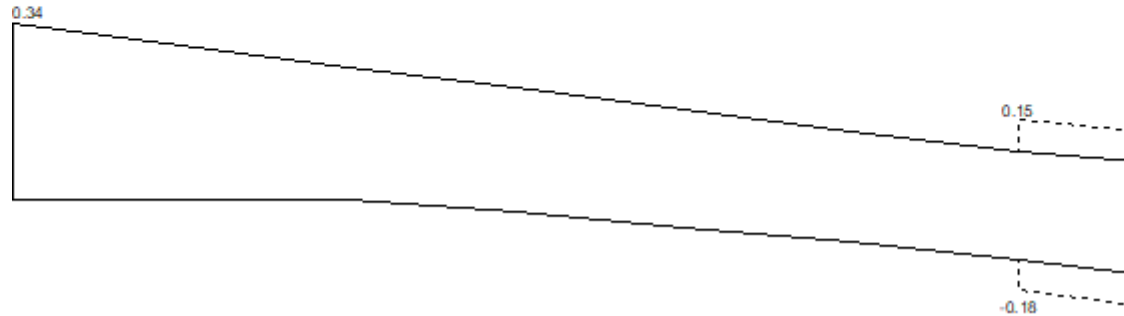
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.34 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
2	VF43	-	-	-	0.15	0.01	0.06	15.00

Condição:

Nó 2: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior





Cálculo da viga VF6

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.37 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 32 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.43 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.89 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 186 kgf.m fiss = 0.01 mm





2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.02 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.05 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 1 kgf.m fiss = 0.00 mm
---	--	---	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

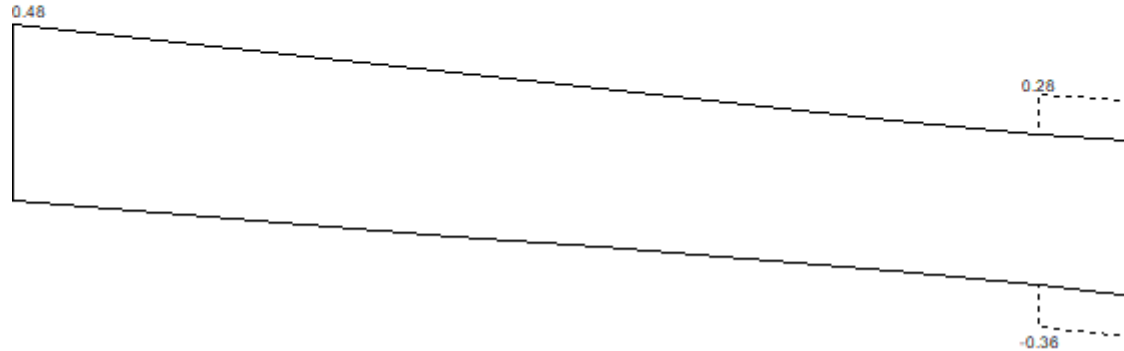
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.48 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
2	VF36	-	-	-	0.28	0.02	0.11	15.00
Condição: Nó 2: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VF7

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.07 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 0.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.23 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 80 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.44 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.04 tf M = 24 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.07 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.25 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 64 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.07 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 0.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.51 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.04 tf M = 138 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.27 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.59 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.04 tf M = 89 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.38 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 0.50 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção



1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VF8

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.16 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 64 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.20 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 47 kgf.m fiss = 0.00 mm



2	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.20 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 48 kgf.m fiss = 0.00 mm
---	--	---	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.33 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.01		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			



Cálculo da viga VF9

Pavimento Térreo - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.07 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 0.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.10 cm	Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.07 cm ² yLN = 0.03 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.07 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 23 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.07 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.37 cm	Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.07 cm ² yLN = 0.30 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.07 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.10 tf M = 100 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.07 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 0.01 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.06 cm	Fd = 0.28 tf situação: PE Meq = 32 kgf.m As = 0.07 cm ² A's = 0.07 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.07 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 5 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

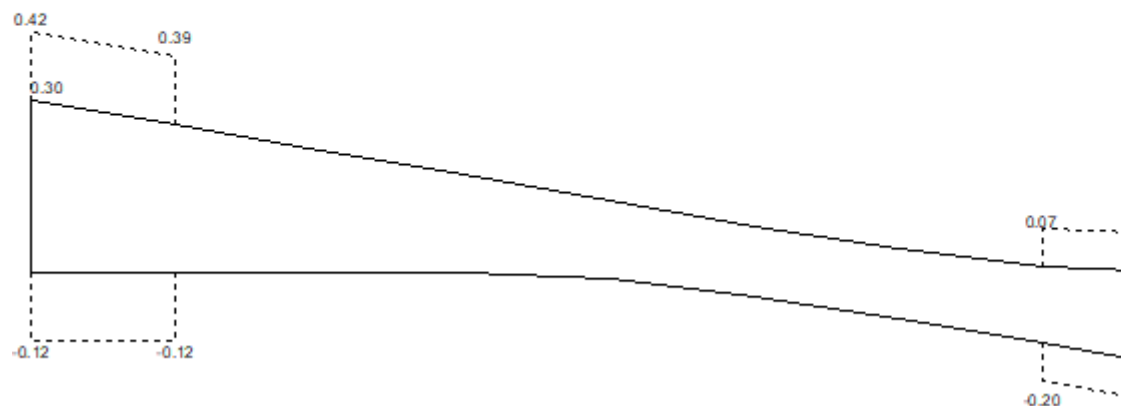
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.30 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VF34	-	-	-	0.30	0.02	0.12	15.00
2	VF36	-	-	-	0.17	0.01	0.07	15.00

Condição:

Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Nó 2: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior





Cálculo da viga VF10

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 748 kgf.m As = 0.68 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.39 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.39 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 498 kgf.m fiss = 0.07 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.31 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 96 kgf.m fiss = 0.00 mm



2	Md = 979 kgf.m As = 0.89 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.83 cm	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.89 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.84 cm	As = 0.89 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 586 kgf.m fiss = 0.09 mm
---	--	---	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

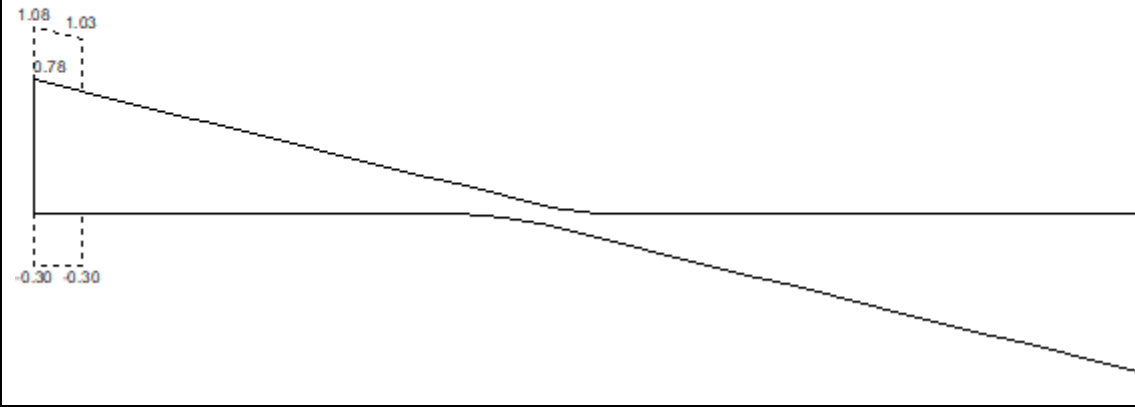
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.02 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VF30	-	-	-	0.78	0.04	0.30	15.00
Condição: Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VF11

Pavimento Térreo - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.07 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 0.02 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.07 cm	Fd = 0.18 tf situação: GE Meq = 20 kgf.m As = 0.05 cm ² A's = 0.04 cm ² yLN = 0.02 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.06 tf M = 16 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.41 cm	Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 38 kgf.m As = 0.23 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.30 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 135 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	retangular	Md = 560 kgf.m		Fd = 0.04 tf situação: GE	Fd = 0.25 tf situação: GE	As = 0.63 cm ²



3-3	bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Meq = 4 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.19 cm	Meq = 28 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.06 cm ² yLN = 0.13 cm	(2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.06 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 56 kgf.m fiss = 0.00 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.12 cm	Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 0.07 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 4 kgf.m fiss = 0.00 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.09 tf situação: GE Meq = 10 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.44 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 149 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.07 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 0.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.12 cm	Fd = 0.18 tf situação: GE Meq = 20 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.04 cm ² yLN = 0.07 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.06 tf



				M = 31 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.28 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.66 cm	Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 38 kgf.m As = 0.35 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.55 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 212 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.75 cm	Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 38 kgf.m As = 0.39 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.65 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 228 kgf.m fiss = 0.02 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.25 cm	Fd = 0.25 tf situação: GE Meq = 28 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.06 cm ² yLN = 0.19 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.06 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 67 kgf.m fiss = 0.00 mm
5	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.09 tf situação: GE Meq = 10 kgf.m As = 0.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.83 cm	Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.43 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 0.76 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 252 kgf.m fiss = 0.02 mm
6	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.09 tf situação: GE Meq = 10 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.45 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 103 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo

I

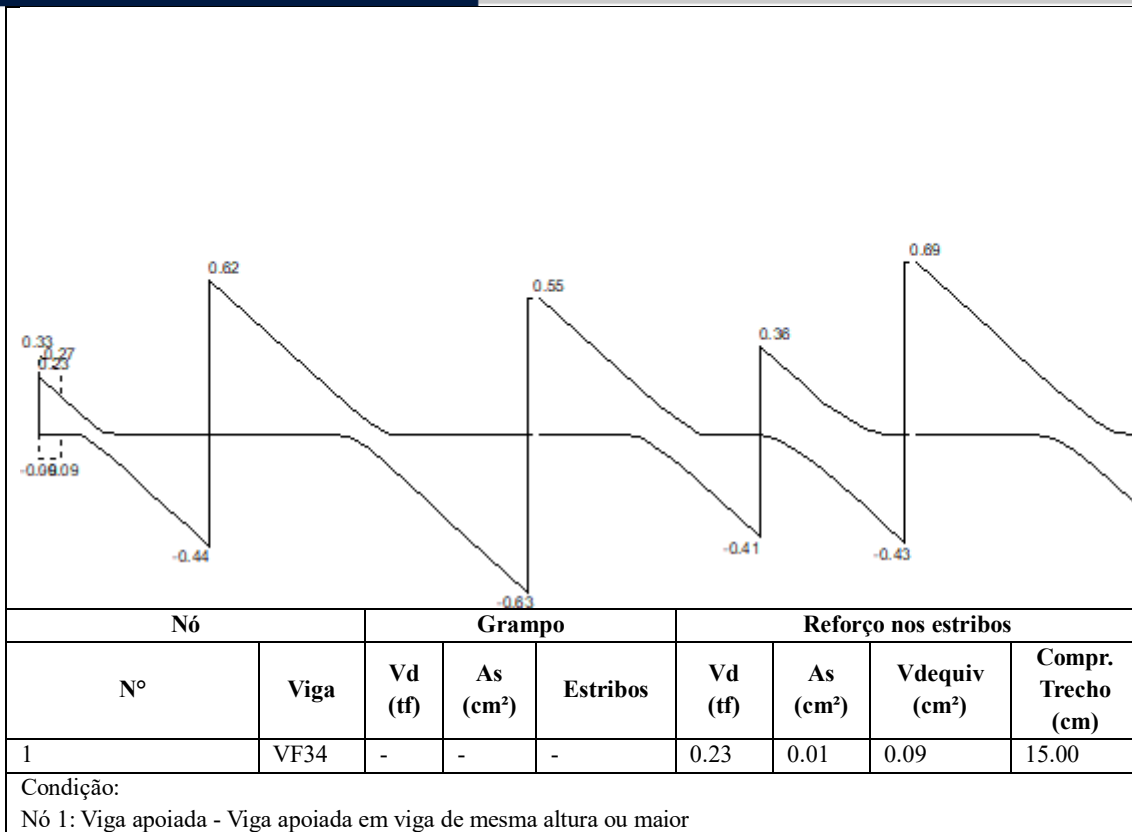


Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 0.44 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 15 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.06$
2 2-2	$V_d = 0.63 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 6 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.05$
3 3-3	$V_d = 0.55 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 10 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.05$
4 4-4	$V_d = 0.43 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 10 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.05$
5 5-5	$V_d = 0.69 \text{ tf}$ $VR_{d2} = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 3 \text{ kgf.m}$ $TR_{d2} = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.05$

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
2 2-2	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
3 3-3	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 0.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
4 4-4	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 0.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
5 5-5	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)





Cálculo da viga VF12

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.40 tf situação: GE Meq = 45 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.62 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 203 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.20 tf situação: GE Meq = 22 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.06 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.30 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.57 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



						F = 0.00 tf M = 198 kgf.m fiss = 0.01 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 18 kgf.m As = 0.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.22 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 67 kgf.m fiss = 0.00 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.18 tf situação: GE Meq = 20 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.39 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 133 kgf.m fiss = 0.00 mm
6 6-6	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.13 tf situação: GE Meq = 15 kgf.m As = 0.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.13 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 18 kgf.m fiss = 0.00 mm
7 7-7	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.17 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 27 kgf.m fiss = 0.00 mm
8 8-8	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 24 kgf.m As = 0.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.18 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf



M = 47 kgf.m
fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.40 tf situação: GE Meq = 45 kgf.m As = 0.40 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.00 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 306 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.40 tf situação: GE Meq = 45 kgf.m As = 0.42 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.04 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 332 kgf.m fiss = 0.03 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.30 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.41 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.98 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 325 kgf.m fiss = 0.03 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.30 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.05 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 350 kgf.m fiss = 0.03 mm
5	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.18 tf situação: GE Meq = 20 kgf.m As = 0.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.72 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 237 kgf.m fiss = 0.01 mm



6	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.18 tf situação: GE Meq = 20 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.58 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 197 kgf.m fiss = 0.01 mm
7	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.36 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 69 kgf.m fiss = 0.00 mm
8	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 24 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.42 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 92 kgf.m fiss = 0.00 mm
9	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 24 kgf.m As = 0.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.19 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 27 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.76 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05



2	Vd = 0.47 tf	Td = 0 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
2-2	VRd2 = 15.86 tf	TRd2 = 528 kgf.m	0.03
3	Vd = 0.76 tf	Td = 0 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
3-3	VRd2 = 15.86 tf	TRd2 = 528 kgf.m	0.05
4	Vd = 0.59 tf	Td = 0 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
4-4	VRd2 = 15.86 tf	TRd2 = 528 kgf.m	0.04
5	Vd = 0.62 tf	Td = 4 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
5-5	VRd2 = 15.86 tf	TRd2 = 528 kgf.m	0.05
6	Vd = 0.43 tf	Td = 24 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
6-6	VRd2 = 15.86 tf	TRd2 = 528 kgf.m	0.07
7	Vd = 0.45 tf	Td = 2 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
7-7	VRd2 = 15.86 tf	TRd2 = 528 kgf.m	0.03
8	Vd = 0.43 tf	Td = 23 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
8-8	VRd2 = 15.86 tf	TRd2 = 528 kgf.m	0.07

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armاد. à esquerda	Armاد. mínima	Armاد. à direita	Dados torção	Armاد. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.09		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
4 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
5 5-5	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
6 6-6	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
7 7-7	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
8 8-8	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm²			



			(2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
--	--	--	--------------------------	--	--	--





Cálculo da viga VF13

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 38 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.53 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 211 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.30 tf situação: GE Meq = 41 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.45 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 182 kgf.m fiss = 0.01 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 47 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.47 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21



						F = 0.00 tf M = 187 kgf.m fiss = 0.01 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.45 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 170 kgf.m fiss = 0.01 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.39 tf situação: GE Meq = 53 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.79 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 327 kgf.m fiss = 0.02 mm
6 6-6	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.31 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 120 kgf.m fiss = 0.00 mm
7 7-7	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.31 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.42 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 167 kgf.m fiss = 0.01 mm
8 8-8	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ²		Fd = 0.09 tf situação: GE Meq = 13 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.02 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21



		yLN = 1.18 cm				F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
9 9-9	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.16 tf situação: GE Meq = 22 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.35 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 131 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 38 kgf.m As = 0.36 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.86 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 315 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.30 tf situação: GE Meq = 41 kgf.m As = 0.46 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.08 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 423 kgf.m fiss = 0.03 mm
3	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 47 kgf.m As = 0.40 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.99 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 387 kgf.m fiss = 0.03 mm
4	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ²	Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm



	yLN = 1.18 cm	As = 0.40 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.99 cm		% armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 385 kgf.m fiss = 0.03 mm
5	Md = 883 kgf.m As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.37 cm	Fd = 0.39 tf situação: GE Meq = 53 kgf.m As = 0.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.45 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 592 kgf.m fiss = 0.06 mm
6	Md = 880 kgf.m As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.36 cm	Fd = 0.39 tf situação: GE Meq = 53 kgf.m As = 0.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.45 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 593 kgf.m fiss = 0.06 mm
7	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.31 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.84 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 318 kgf.m fiss = 0.02 mm
8	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.31 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 243 kgf.m fiss = 0.01 mm
9	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.16 tf situação: GE Meq = 22 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.51 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 184 kgf.m fiss = 0.01 mm
10	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.16 tf situação: GE Meq = 22 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.56 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf



				M = 182 kgf.m fiss = 0.01 mm
--	--	--	--	---------------------------------

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1	Vd = 0.85 tf	Td = 27 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
1-1	VRd2 = 18.89 tf	TRd2 = 678 kgf.m	0.08
2	Vd = 0.80 tf	Td = 8 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
2-2	VRd2 = 18.89 tf	TRd2 = 678 kgf.m	0.05
3	Vd = 0.80 tf	Td = 7 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
3-3	VRd2 = 18.89 tf	TRd2 = 678 kgf.m	0.05
4	Vd = 0.84 tf	Td = 28 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
4-4	VRd2 = 18.89 tf	TRd2 = 678 kgf.m	0.09
5	Vd = 1.03 tf	Td = 3 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
5-5	VRd2 = 18.89 tf	TRd2 = 678 kgf.m	0.06
6	Vd = 0.77 tf	Td = 17 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
6-6	VRd2 = 18.89 tf	TRd2 = 678 kgf.m	0.07
7	Vd = 0.76 tf	Td = 20 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
7-7	VRd2 = 18.89 tf	TRd2 = 678 kgf.m	0.07
8	Vd = 0.44 tf	Td = 13 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
8-8	VRd2 = 18.89 tf	TRd2 = 678 kgf.m	0.04
9	Vd = 0.63 tf	Td = 5 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
9-9	VRd2 = 18.89 tf	TRd2 = 678 kgf.m	0.04

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.03		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
2 2-2	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.03		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
3 3-3	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.03		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm²			



			(2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
4 4-4	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.03		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
5 5-5	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.03		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
6 6-6	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.04		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
7 7-7	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.03		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
8 8-8	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 2.00		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
9 9-9	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.02		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			





Cálculo da viga VF14

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.26 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.53 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 212 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.44 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 182 kgf.m fiss = 0.01 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ²		Fd = 0.26 tf situação: GE Meq = 36 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.45 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21



		yLN = 1.18 cm				F = 0.00 tf M = 187 kgf.m fiss = 0.01 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.27 tf situação: GE Meq = 37 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.42 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 169 kgf.m fiss = 0.01 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.31 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m As = 0.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.77 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 327 kgf.m fiss = 0.02 mm
6 6-6	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.13 tf situação: GE Meq = 18 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.30 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 125 kgf.m fiss = 0.00 mm
7 7-7	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 20 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.31 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 128 kgf.m fiss = 0.00 mm
8 8-8	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ²		Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 23 kgf.m As = 0.35 cm ² A's = 0.00 cm ²		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm



		A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		yLN = 0.80 cm		% armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 347 kgf.m fiss = 0.02 mm
--	--	---	--	---------------	--	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.26 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 0.35 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.83 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 307 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.26 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 0.46 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.07 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 428 kgf.m fiss = 0.03 mm
3	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.26 tf situação: GE Meq = 36 kgf.m As = 0.41 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.97 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 392 kgf.m fiss = 0.03 mm
4	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.27 tf situação: GE Meq = 37 kgf.m As = 0.41 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.97 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 389 kgf.m fiss = 0.03 mm
5	Md = 867 kgf.m As = 0.66 cm ² A's = 0.00 cm ²	Fd = 0.31 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm



	yLN = 1.34 cm	As = 0.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.41 cm		% armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 583 kgf.m fiss = 0.06 mm
6	Md = 885 kgf.m As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.37 cm	Fd = 0.31 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m As = 0.63 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.44 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 600 kgf.m fiss = 0.07 mm
7	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 20 kgf.m As = 0.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.71 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 280 kgf.m fiss = 0.01 mm
8	Md = 884 kgf.m As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.37 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 23 kgf.m As = 0.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.40 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 586 kgf.m fiss = 0.06 mm
9	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 23 kgf.m As = 0.27 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.63 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 F = 0.00 tf M = 227 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45



Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.85 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 27 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 0.80 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
3 3-3	Vd = 0.80 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
4 4-4	Vd = 0.84 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 27 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
5 5-5	Vd = 1.03 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 21 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
6 6-6	Vd = 0.77 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
7 7-7	Vd = 0.79 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
8 8-8	Vd = 1.02 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.03		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
2 2-2	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.03		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
3 3-3	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.02		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
4 4-4	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.02		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
5 5-5	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.03		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
6 6-6	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.01		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
7	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf		Vmin = 2.79 tf			



7-7	k = 1.00		Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
8 8-8	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.01		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			





Cálculo da viga VF15

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.49 tf situação: GE Meq = 54 kgf.m As = 0.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.70 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 227 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.27 tf situação: GE Meq = 30 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.13 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 20 kgf.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.36 tf situação: GE Meq = 40 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.59 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



						F = 0.00 tf M = 201 kgf.m fiss = 0.01 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.44 tf situação: GE Meq = 48 kgf.m As = 0.32 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.86 cm		As = 0.63 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 298 kgf.m fiss = 0.02 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.13 tf situação: GE Meq = 15 kgf.m As = 0.05 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.16 cm		As = 0.63 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
6 6-6	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.32 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 0.13 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.41 cm		As = 0.63 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 136 kgf.m fiss = 0.00 mm
7 7-7	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.30 tf situação: GE Meq = 33 kgf.m As = 0.02 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.18 cm		As = 0.63 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
8 8-8	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 67 kgf.m As = 0.29 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.88 cm		As = 0.63 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



						F = 0.00 tf M = 292 kgf.m fiss = 0.02 mm
9 9-9	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 67 kgf.m As = 0.28 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.86 cm		As = 0.63 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 279 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.49 tf situação: GE Meq = 54 kgf.m As = 0.44 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.13 cm		As = 0.63 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 343 kgf.m fiss = 0.03 mm
2	Md = 592 kgf.m As = 0.53 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.09 cm	Fd = 0.49 tf situação: GE Meq = 54 kgf.m As = 0.47 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.19 cm		As = 0.63 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 379 kgf.m fiss = 0.04 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.36 tf situação: GE Meq = 40 kgf.m As = 0.43 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.05 cm		As = 0.63 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 343 kgf.m fiss = 0.03 mm
4	Md = 846 kgf.m As = 0.77 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.57 cm	Fd = 0.44 tf situação: GE Meq = 48 kgf.m As = 0.71 cm²		As = 0.77 cm² (2ø8.0 - 1.01 cm²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



		$A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.67 \text{ cm}$		$F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 571 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.09 \text{ mm}$
5	$Md = 748 \text{ kgf.m}$ $As = 0.68 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.39 \text{ cm}$	$Fd = 0.44 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 48 \text{ kgf.m}$ $As = 0.62 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.48 \text{ cm}$		$As = 0.68 \text{ cm}^2$ (2ø8.0 - 1.01 cm ²) $d = 26.10 \text{ cm}$ % armad. = 0.24 $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 504 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.07 \text{ mm}$
6	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$	$Fd = 0.32 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 35 \text{ kgf.m}$ $As = 0.26 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.68 \text{ cm}$		$As = 0.63 \text{ cm}^2$ (2ø8.0 - 1.01 cm ²) $d = 26.10 \text{ cm}$ % armad. = 0.24 $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 204 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.01 \text{ mm}$
7	$Md = 560 \text{ kgf.m}$ $As = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.03 \text{ cm}$	$Fd = 0.32 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 35 \text{ kgf.m}$ $As = 0.26 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 0.67 \text{ cm}$		$As = 0.63 \text{ cm}^2$ (2ø8.0 - 1.01 cm ²) $d = 26.10 \text{ cm}$ % armad. = 0.24 $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 203 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.01 \text{ mm}$
8	$Md = 735 \text{ kgf.m}$ $As = 0.67 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.36 \text{ cm}$	$Fd = 0.60 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 67 \text{ kgf.m}$ $As = 0.59 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.49 \text{ cm}$		$As = 0.67 \text{ cm}^2$ (2ø8.0 - 1.01 cm ²) $d = 26.10 \text{ cm}$ % armad. = 0.24 $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 496 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.06 \text{ mm}$
9	$Md = 875 \text{ kgf.m}$ $As = 0.80 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.63 \text{ cm}$	$Fd = 0.60 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 67 \text{ kgf.m}$ $As = 0.72 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.76 \text{ cm}$		$As = 0.80 \text{ cm}^2$ (2ø8.0 - 1.01 cm ²) $d = 26.10 \text{ cm}$ % armad. = 0.24 $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 591 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.09 \text{ mm}$
10	$Md = 673 \text{ kgf.m}$ $As = 0.61 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.24 \text{ cm}$	$Fd = 0.60 \text{ tf}$ situação: GE $Meq = 67 \text{ kgf.m}$ $As = 0.53 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $yLN = 1.37 \text{ cm}$		$As = 0.63 \text{ cm}^2$ (2ø8.0 - 1.01 cm ²) $d = 26.10 \text{ cm}$ % armad. = 0.24 $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 428 \text{ kgf.m}$



fiss = 0.05 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1	$V_d = 0.80 \text{ tf}$	$T_d = 4 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 =$
1-1	$VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	0.06
2	$V_d = 0.54 \text{ tf}$	$T_d = 0 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 =$
2-2	$VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	0.03
3	$V_d = 0.83 \text{ tf}$	$T_d = 2 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 =$
3-3	$VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	0.06
4	$V_d = 0.94 \text{ tf}$	$T_d = 0 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 =$
4-4	$VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	0.06
5	$V_d = 0.58 \text{ tf}$	$T_d = 9 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 =$
5-5	$VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	0.05
6	$V_d = 0.61 \text{ tf}$	$T_d = 4 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 =$
6-6	$VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	0.05
7	$V_d = 0.57 \text{ tf}$	$T_d = 8 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 =$
7-7	$VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	0.05
8	$V_d = 0.95 \text{ tf}$	$T_d = 0 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 =$
8-8	$VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	0.06
9	$V_d = 0.94 \text{ tf}$	$T_d = 2 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 =$
9-9	$VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalhamento	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.02$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
2 2-2	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.06$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			
3 3-3	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.03$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $Asw_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos)			



			Ø 5.0 c/ 15			
4 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) Ø 5.0 c/ 15			
5 5-5	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.06		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) Ø 5.0 c/ 15			
6 6-6	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) Ø 5.0 c/ 15			
7 7-7	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) Ø 5.0 c/ 15			
8 8-8	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) Ø 5.0 c/ 15			
9 9-9	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) Ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VF16

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.02 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.05 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.01 tf M = 14 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.02 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.05 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.01 tf M = 14 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.37 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.78 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.01 tf M = 232 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

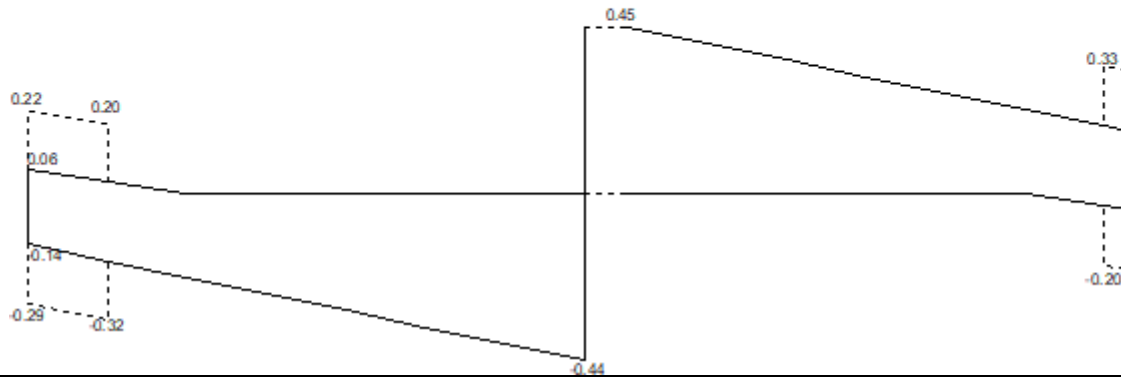
Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.44 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 16 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-2	Vd = 0.45 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ²			



			(2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
--	--	--	--------------------------	--	--	--

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VF31	-	-	-	-0.14	0.02	0.16	15.00
3	VF33	-	-	-	-0.14	0.02	0.16	15.00

Condição:

Nó 1: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Nó 3: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior





Cálculo da viga VF17

Pavimento Térreo - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.21 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 74 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.25 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 62 kgf.m fiss = 0.00 mm



2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.25 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 62 kgf.m fiss = 0.00 mm
---	--	---	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.31 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VF18

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.36 tf situação: GE Meq = 40 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.68 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 226 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.01 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.11 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 20 kgf.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.57 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



						F = 0.00 tf M = 201 kgf.m fiss = 0.01 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.36 tf situação: GE Meq = 40 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.82 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 292 kgf.m fiss = 0.02 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.20 tf situação: GE Meq = 22 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.31 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 103 kgf.m fiss = 0.00 mm
6 6-6	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.26 tf situação: GE Meq = 28 kgf.m As = 0.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.33 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 104 kgf.m fiss = 0.00 mm
7 7-7	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.45 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.83 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 286 kgf.m fiss = 0.02 mm
8 8-8	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ²		Fd = 0.45 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.83 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



		yLN = 1.03 cm				F = 0.00 tf M = 279 kgf.m fiss = 0.02 mm
--	--	------------------	--	--	--	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 573 kgf.m As = 0.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.05 cm	Fd = 0.36 tf situação: GE Meq = 40 kgf.m As = 0.47 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.13 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 349 kgf.m fiss = 0.03 mm
2	Md = 592 kgf.m As = 0.53 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.09 cm	Fd = 0.36 tf situação: GE Meq = 40 kgf.m As = 0.49 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.17 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 378 kgf.m fiss = 0.04 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.28 tf situação: GE Meq = 31 kgf.m As = 0.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 344 kgf.m fiss = 0.03 mm
4	Md = 834 kgf.m As = 0.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.55 cm	Fd = 0.36 tf situação: GE Meq = 40 kgf.m As = 0.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.63 cm		As = 0.76 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 562 kgf.m fiss = 0.08 mm
5	Md = 780 kgf.m As = 0.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.45 cm	Fd = 0.36 tf situação: GE Meq = 40 kgf.m As = 0.66 cm ² A's = 0.00 cm ²		As = 0.71 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24



		yLN = 1.52 cm		F = 0.00 tf M = 524 kgf.m fiss = 0.07 mm
6	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.26 tf situação: GE Meq = 28 kgf.m As = 0.29 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.72 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 218 kgf.m fiss = 0.01 mm
7	Md = 768 kgf.m As = 0.70 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.42 cm	Fd = 0.45 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 0.64 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.52 cm		As = 0.70 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 517 kgf.m fiss = 0.07 mm
8	Md = 863 kgf.m As = 0.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.60 cm	Fd = 0.45 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 0.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.70 cm		As = 0.78 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 582 kgf.m fiss = 0.09 mm
9	Md = 689 kgf.m As = 0.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.27 cm	Fd = 0.45 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.37 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 435 kgf.m fiss = 0.05 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites



Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.80 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-2	Vd = 0.53 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
3 3-3	Vd = 0.83 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
4 4-4	Vd = 0.93 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
5 5-5	Vd = 0.69 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
6 6-6	Vd = 0.69 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
7 7-7	Vd = 0.94 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
8 8-8	Vd = 0.94 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.08		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
4 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
5 5-5	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
6 6-6	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
7 7-7	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos)			



			ø 5.0 c/ 15			
8	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
8-8						





Cálculo da viga VF19

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.14 tf situação: GE Meq = 15 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.58 cm	Fd = 0.71 tf situação: GE Meq = 78 kgf.m As = 0.36 cm ² A's = 0.16 cm ² yLN = 0.41 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.16 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.26 tf M = 207 kgf.m fiss = 0.02 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.25 cm	Fd = 0.55 tf situação: GE Meq = 61 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.13 cm ² yLN = 0.13 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.13 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.22 tf M = 34 kgf.m fiss = 0.00 mm
3	retangular	Md = 560 kgf.m		Fd = 0.11 tf situação: GE	Fd = 0.60 tf situação: GE	As = 0.63 cm ²



3-3	bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Meq = 12 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.54 cm	Meq = 67 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.40 cm	(2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.22 tf M = 108 kgf.m fiss = 0.00 mm
-----	-------------------------------	--	--	--	--	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.14 tf situação: GE Meq = 15 kgf.m As = 0.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.69 cm	Fd = 0.71 tf situação: GE Meq = 78 kgf.m As = 0.42 cm ² A's = 0.16 cm ² yLN = 0.52 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.16 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.26 tf M = 185 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 653 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.21 cm	Fd = 0.14 tf situação: GE Meq = 15 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.23 cm	Fd = 0.71 tf situação: GE Meq = 78 kgf.m As = 0.68 cm ² A's = 0.16 cm ² yLN = 1.06 cm	As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.16 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.26 tf M = 382 kgf.m fiss = 0.05 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.11 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm	Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 67 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.34 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.22 tf M = 121 kgf.m fiss = 0.01 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.11 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.36 cm	Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 67 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.22 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.22 tf M = 7 kgf.m fiss = 0.00 mm
--	--	--	--	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.79 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 22 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
2 2-2	Vd = 0.56 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 42 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11
3 3-3	Vd = 0.60 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VF20

Pavimento Térreo - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.49 cm	Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 66 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.37 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.24 tf M = 121 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.27 cm	Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 66 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.14 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.24 tf M = 85 kgf.m fiss = 0.00 mm
3	retangular	Md = 560 kgf.m			Fd = 0.42 tf situação: GE	As = 0.63 cm ²



3-3	bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Meq = 46 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.10 cm ² yLN = 0.26 cm	(2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.10 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.19 tf M = 115 kgf.m fiss = 0.00 mm
4 4-4	retangular bw = 24.00 cm h = 30.00 cm	Md = 960 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.64 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 0.63 cm	As = 1.08 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.11 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.21 tf M = 186 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.06 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.14 cm	Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 66 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.01 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.24 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.53 cm	Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 66 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.40 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.24 tf M = 166 kgf.m fiss = 0.01 mm



3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.70 cm	Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 66 kgf.m As = 0.42 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.57 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.24 tf M = 222 kgf.m fiss = 0.02 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.38 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 0.57 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.11 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.21 tf M = 182 kgf.m fiss = 0.01 mm
5	Md = 960 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.48 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 0.45 cm	As = 1.08 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.11 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.21 tf M = 44 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.60 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 0.55 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 35 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
3 3-3	Vd = 0.58 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 30 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
4 4-4	Vd = 1.11 tf VRd2 = 27.18 tf	Td = 39 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06



TRd2 = 1927
kgf.m

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
4 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 4.82 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 2.46 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VF21

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 0.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.23 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 34 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.38 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 130 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA



Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.25 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 30 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.35 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.79 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 234 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 126 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.45 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 0.49 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados	Armad. à	Armad. mínima	Armad. à	Dados torção	Armad. de



trechos	cisalham	esquerda		direita		torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VF22

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.11 tf situação: GE Meq = 13 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.23 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 73 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.17 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 48 kgf.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.13 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.01 tf



						M = 21 kgf.m fiss = 0.00 mm
--	--	--	--	--	--	--------------------------------

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.11 tf situação: GE Meq = 13 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.28 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 59 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.11 tf situação: GE Meq = 13 kgf.m As = 0.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.58 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 161 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.56 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.01 tf M = 144 kgf.m fiss = 0.01 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.03 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.01 tf M = 2 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL



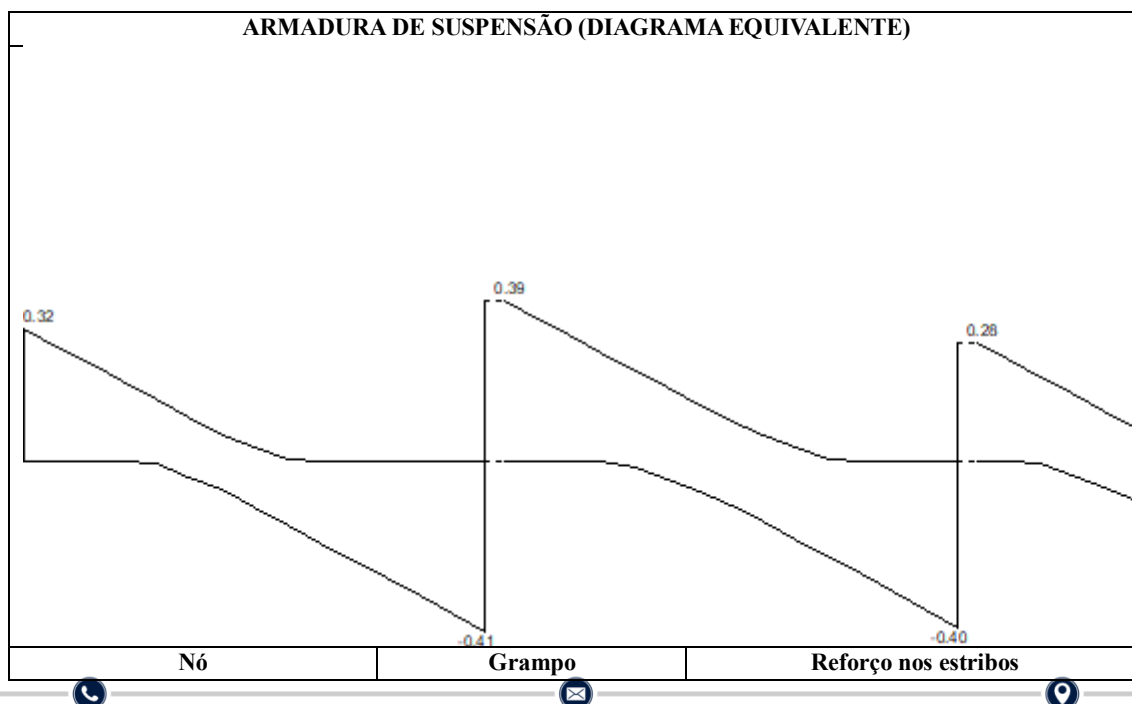


Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.41 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 0.40 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
3 3-3	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
4	VF1	-	-	-	0.18	0.01	0.07	15.00
Condição: Nó 4: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VF23

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.22 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 70 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.18 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 52 kgf.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.12 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.01 tf



M = 19 kgf.m
fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.27 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 54 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.57 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 160 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.27 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.57 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.01 tf M = 149 kgf.m fiss = 0.01 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.03 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.01 tf M = 2 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

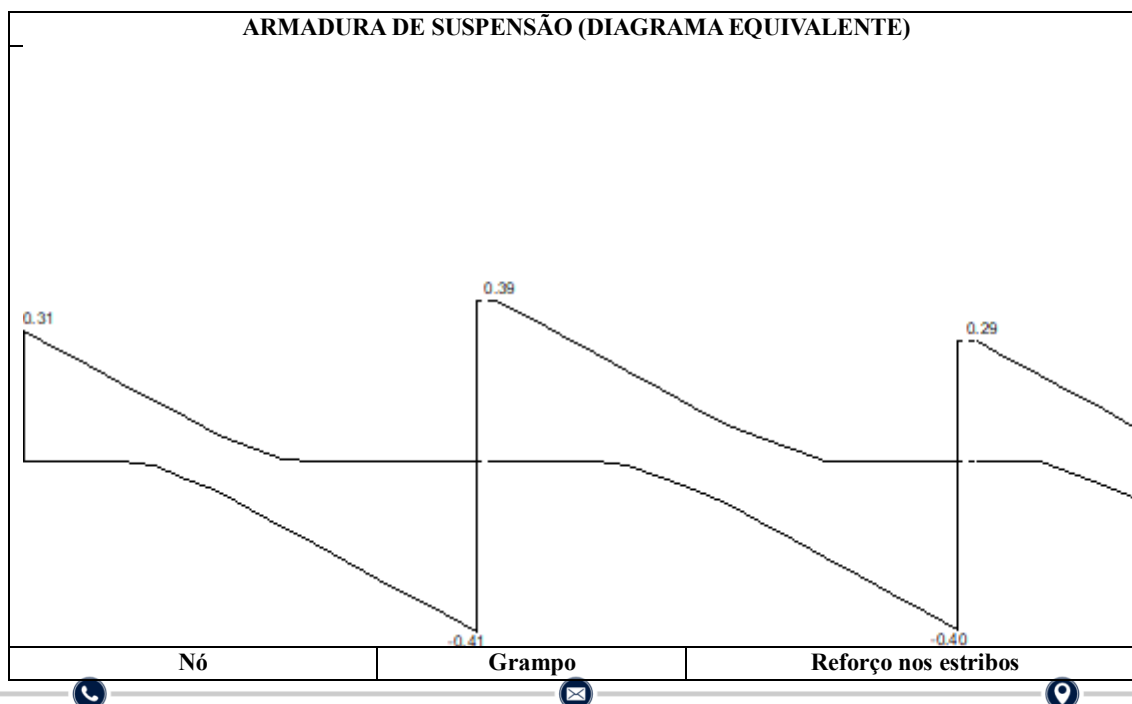


Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.41 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 0.40 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
3 3-3	Vd = 0.29 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
4	VF1	-	-	-	0.17	0.01	0.07	15.00
Condição: Nó 4: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VF24

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.21 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 32 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.16 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.38 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 130 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA



Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.24 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 30 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.16 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.78 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 233 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.16 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.47 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 125 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.44 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 0.49 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados	Armad. à	Armad. mínima	Armad. à	Dados torção	Armad. de



trechos	cisalham	esquerda		direita		torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VF25

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.24 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 74 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.09 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.24 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 74 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.33 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 68 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.66 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 174 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.09 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.34 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 72 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.43 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 0.43 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção



1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VF26

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.24 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 73 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.09 tf situação: GE Meq = 10 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.24 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 74 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.33 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 68 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 177 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.09 tf situação: GE Meq = 10 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.33 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 68 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.44 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 0.44 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção



1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VF27

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.25 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 74 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.11 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 0.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.25 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 74 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.37 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 73 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.11 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.70 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 177 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.11 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.36 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 73 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.45 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 0.44 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção



1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VF28

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.27 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 77 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.27 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 75 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.39 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 81 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.77 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 197 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.36 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 61 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.44 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 0.46 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção



1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VF29

Pavimento Térreo - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.58 tf situação: GE Meq = 79 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.52 cm	Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.09 cm ² yLN = 0.33 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.09 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 141 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.74 tf situação: GE Meq = 101 kgf.m As = 0.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.45 cm	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 63 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 0.20 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.11 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 121 kgf.m fiss = 0.00 mm



DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.58 tf situação: GE Meq = 79 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm	Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 0.31 cm ² A's = 0.09 cm ² yLN = 0.47 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.09 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 123 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.74 tf situação: GE Meq = 101 kgf.m As = 0.37 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.10 cm	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 63 kgf.m As = 0.52 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 0.84 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.11 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 303 kgf.m fiss = 0.02 mm
3	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.74 tf situação: GE Meq = 101 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.57 cm	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 63 kgf.m As = 0.26 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 0.32 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.11 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 122 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.79 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 20 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07



2	Vd = 0.72 tf	Td = 19 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
2-2	VRd2 = 18.89 tf	TRd2 = 678 kgf.m	0.07

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.01		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
2 2-2	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.01		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			





Cálculo da viga VF30

Pavimento Térreo - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.52 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 578 kgf.m As = 0.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.06 cm	Td = 116 kgf.m Asl = 0.55 cm ² Aspele = 0.00 cm ² As = + 0.28 cm ² A's = +0.28 cm ²	Fd = 0.65 tf situação: GE Meq = 72 kgf.m As = 0.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.20 cm	Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 38 kgf.m As = 0.56 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.99 cm	As = 0.84 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.36 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 357 kgf.m fiss = 0.03 mm



3 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 36 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.56 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 61 kgf.m fiss = 0.00 mm
4 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 770 kgf.m As = 0.70 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.43 cm		Fd = 0.42 tf situação: GE Meq = 47 kgf.m As = 0.64 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.52 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.72 cm ² A's = 0.04 cm ² yLN = 1.39 cm	As = 0.72 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 188 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.28 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.64 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 119 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 821 kgf.m As = 0.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.59 cm	Fd = 0.65 tf situação: GE Meq = 66 kgf.m As = 0.69 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.72 cm	Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 1.52 cm	As = 1.10 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 A's = 0.35 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.00 tf M = 407 kgf.m fiss = 0.02 mm
3	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
4	Md = 1026 kgf.m As = 0.98 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.00 cm	Fd = 0.64 tf situação: GE Meq = 65 kgf.m As = 0.89 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.13 cm	Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 1.02 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 1.93 cm	As = 1.30 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 A's = 0.36 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 512 kgf.m fiss = 0.03 mm
5	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.42 tf situação: GE Meq = 47 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.68 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.31 cm ² A's = 0.04 cm ² yLN = 0.56 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 131 kgf.m fiss = 0.00 mm
6	Md = 686 kgf.m As = 0.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.27 cm	Fd = 0.42 tf situação: GE Meq = 47 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.36 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.64 cm ² A's = 0.04 cm ² yLN = 1.23 cm	As = 0.64 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 118 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

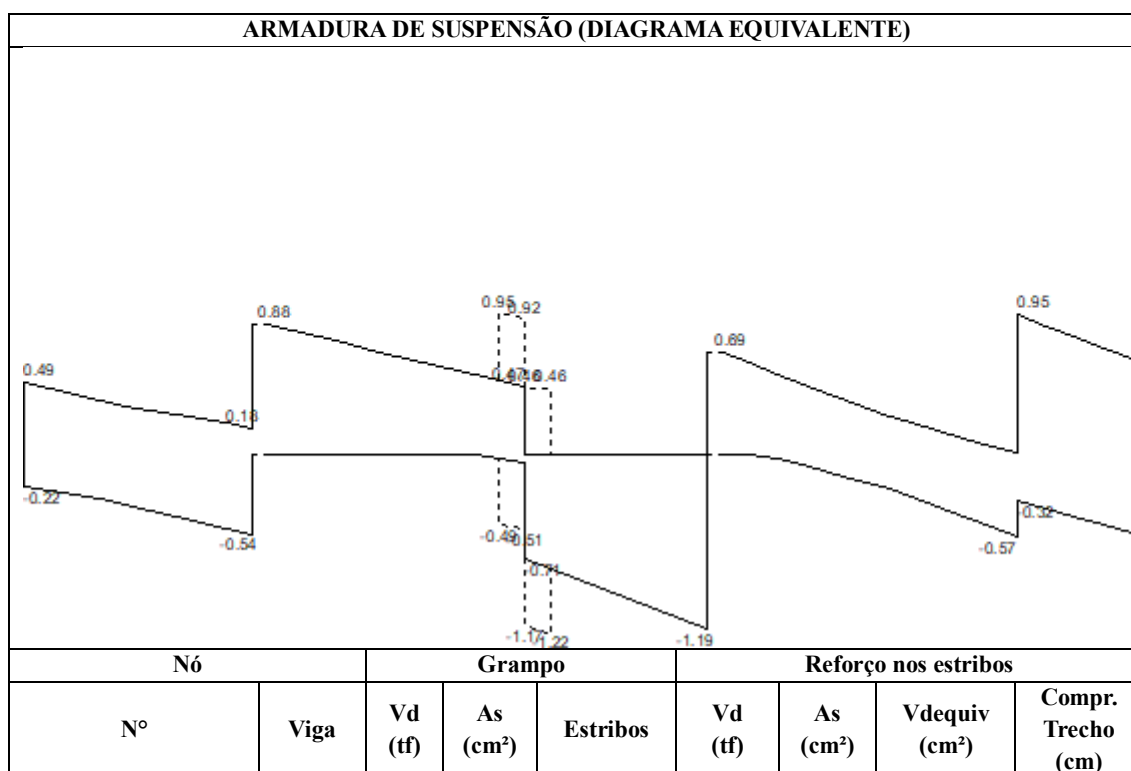
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.54 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

2 2-3	Vd = 1.19 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 116 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.30
3 4-4	Vd = 0.69 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 22 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
4 5-5	Vd = 0.95 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 29 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisa-lham	Armada. à esquerda	Armada. mínima	Armada. à direita	Dados torção	Armada. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15		he = 4.77 cm Ae = 137.64 cm²	A90 = 0.97 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15 ø 6.3 c/ 15 ø 8.0 c/ 15 ø 10.0 c/ 15
3 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
4 5-5	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





3	VF10	-	-	-	-0.78	0.13	0.46	30.00
Condição: Nó 3: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VF31

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.09 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.01 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.04 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 9 kgf.m fiss = 0.00 mm



2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.38 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 92 kgf.m fiss = 0.00 mm
---	--	---	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

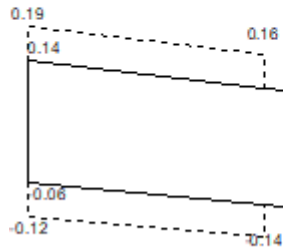
Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 25 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)





Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VF16	-	-	-	0.14	0.01	0.05	15.00
Condição: Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VF32

Pavimento Térreo - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 19.00 cm h = 35.00 cm	Md = 1035 kgf.m As = 0.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.23 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.42 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.71 cm		As = 1.00 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.15 F = 0.00 tf M = 422 kgf.m fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1035 kgf.m As = 0.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.23 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.35 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.61 cm		As = 1.00 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.15 F = 0.00 tf



				M = 281 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 1035 kgf.m As = 0.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.23 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.53 cm		As = 1.00 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.15 F = 0.00 tf M = 230 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.80 tf VRd2 = 25.64 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 1507 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 31.10 cm Vc0 = 4.55 tf k = 1.02		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.95 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			





Cálculo da viga VF33

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.09 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.01 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.04 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 10 kgf.m fiss = 0.00 mm



2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.38 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 91 kgf.m fiss = 0.00 mm
---	--	---	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

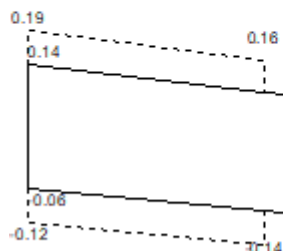
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 25 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
1	VF16	-	-	-	0.14	0.01	0.05	15.00
Condição: Nó 1: Viga apoiada - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								





Cálculo da viga VF34

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.53 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 52 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Td = 59 kgf.m Asl = 0.28 cm ² Aspele = 0.00 cm ² As = + 0.14 cm ² A's = +0.14 cm ²	Fd = 0.44 tf situação: GE Meq = 48 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.91 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 59 kgf.m As = 0.47 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 0.71 cm	As = 0.64 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.26 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 77 kgf.m



						fiss = 0.00 mm
3 4-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Td = 188 kgf.m Asl = 0.89 cm ² Aspele = 0.00 cm ² As = + 0.45 cm ² A's = +0.45 cm ²	Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 37 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.35 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 0.51 cm	As = 0.95 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.55 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 94 kgf.m fiss = 0.00 mm
4 6-7	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Td = 65 kgf.m Asl = 0.31 cm ² Aspele = 0.00 cm ² As = + 0.15 cm ² A's = +0.15 cm ²	Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.39 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.87 cm		As = 0.66 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.15 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.01 tf M = 142 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.28 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.59 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 76 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 598 kgf.m As = 0.54 cm ²	Fd = 0.42 tf situação: GE	Fd = 0.38 tf situação: GE	As = 0.73 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



	A's = 0.00 cm ² yLN = 1.10 cm	Meq = 46 kgf.m As = 0.49 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.19 cm	Meq = 43 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.09 cm ² yLN = 1.02 cm	d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.23 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.04 tf M = 210 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.44 tf situação: GE Meq = 48 kgf.m As = 0.01 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.23 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 59 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 0.03 cm	As = 0.64 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.26 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
4	Md = 736 kgf.m As = 0.69 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.42 cm	Fd = 0.44 tf situação: GE Meq = 44 kgf.m As = 0.63 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.50 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 54 kgf.m As = 0.76 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 1.31 cm	As = 1.21 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 A's = 0.57 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 285 kgf.m fiss = 0.01 mm
5	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 37 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.68 cm	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.36 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 0.51 cm	As = 0.95 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.55 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 76 kgf.m fiss = 0.00 mm
6	Md = 809 kgf.m As = 0.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.56 cm	Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 34 kgf.m As = 0.72 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.63 cm	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 47 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 1.47 cm	As = 1.27 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 A's = 0.55 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 298 kgf.m fiss = 0.01 mm
7	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.33 cm		As = 0.66 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.15 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.01 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
8	Md = 828 kgf.m As = 0.75 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.54 cm	Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.57 cm		As = 0.91 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.15 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.01 tf M = 285 kgf.m fiss = 0.02 mm
--	--	--	--	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

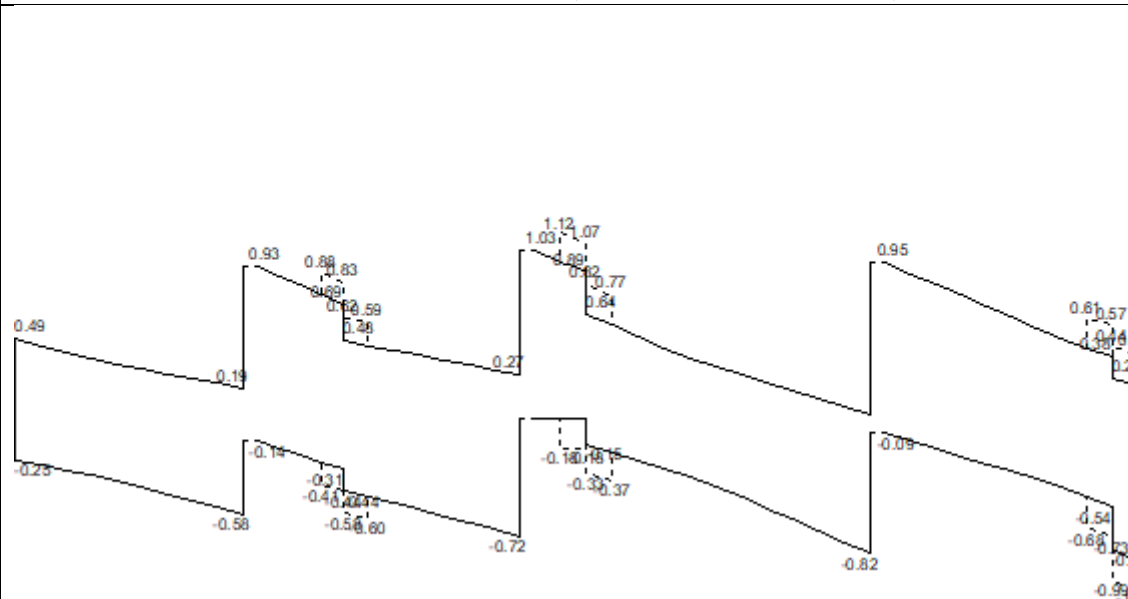
Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.58 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-3	Vd = 0.93 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 59 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.17
3 4-5	Vd = 1.03 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 188 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.42
4 6-7	Vd = 1.05 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 65 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15		he = 4.77 cm Ae = 137.64 cm²	A90 = 0.49 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15 ø 6.3 c/ 15 ø 8.0 c/ 15 ø 10.0 c/ 15
3 4-5	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 3.25 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 13		he = 4.77 cm Ae = 137.64 cm²	A90 = 1.57 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 13 ø 6.3 c/ 15 ø 8.0 c/ 15 ø 10.0 c/ 15
4 6-7	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15		he = 4.77 cm Ae = 137.64 cm²	A90 = 0.54 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15 ø 6.3 c/ 15 ø 8.0 c/ 15



ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grampo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
3	VF11	-	-	-	-0.23	0.04	0.14	30.00
5	VF9	-	-	-	-0.30	0.05	0.18	30.00
7	VF3	-	-	-	-0.32	0.06	0.19	30.00

Condição:

Nó 3: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Nó 5: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Nó 7: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior



Cálculo da viga VF35

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.27 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 77 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.27 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 75 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.39 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 80 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.77 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 197 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.36 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 61 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.44 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 0.46 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção



1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VF36

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 27 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 75 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 38 kgf.m As = 0.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.36 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 78 kgf.m fiss = 0.00 mm
3 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.22 tf situação: GE Meq = 24 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.35 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf



						M = 93 kgf.m fiss = 0.00 mm
--	--	--	--	--	--	--------------------------------

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.22 tf situação: GE Meq = 24 kgf.m As = 0.40 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.92 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 170 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 27 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.05 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 38 kgf.m As = 0.41 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.00 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 211 kgf.m fiss = 0.01 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 38 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.10 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
5	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.22 tf situação: GE Meq = 24 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 91 kgf.m fiss = 0.00 mm



DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

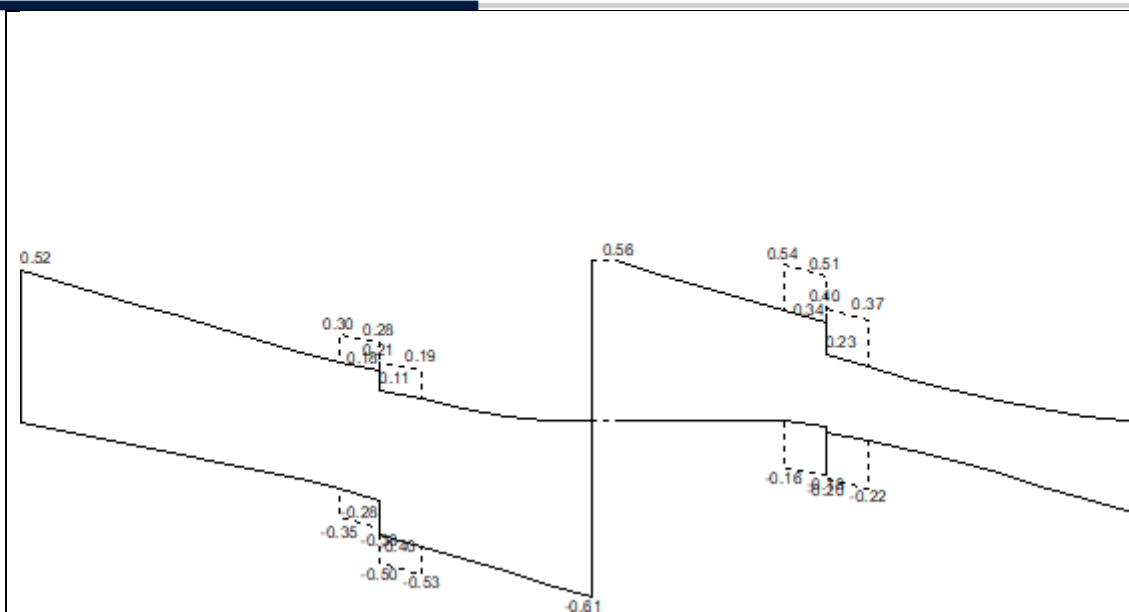
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 0.61 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 27 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
2 3-3	Vd = 0.56 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 34 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
3 4-4	Vd = 0.40 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grupo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
2	VF9	-	-	-	-0.17	0.03	0.10	30.00
4	VF6	-	-	-	-0.28	0.05	0.16	30.00

Condição:

Nó 2: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior

Nó 4: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior





Cálculo da viga VF37

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.24 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 74 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.24 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 73 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.33 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 66 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.68 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 179 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.34 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 70 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.44 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 0.44 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção



1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VF38

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.43 tf situação: GE Meq = 58 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.47 cm	Fd = 0.49 tf situação: GE Meq = 67 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 0.28 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.11 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.08 tf M = 140 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 35.00 cm	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.42 tf situação: GE Meq = 57 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.44 cm	Fd = 0.51 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 0.24 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.12 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 138 kgf.m fiss = 0.00 mm



DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.43 tf situação: GE Meq = 58 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.58 cm	Fd = 0.49 tf situação: GE Meq = 67 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 0.39 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.11 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.08 tf M = 113 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.43 tf situação: GE Meq = 58 kgf.m As = 0.39 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.99 cm	Fd = 0.51 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 0.79 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.12 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 299 kgf.m fiss = 0.02 mm
3	Md = 762 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.42 tf situação: GE Meq = 57 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.50 cm	Fd = 0.51 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 0.27 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 0.30 cm	As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 31.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.12 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.09 tf M = 100 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.77 tf VRd2 = 18.89 tf	Td = 21 kgf.m TRd2 = 678 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07



2	Vd = 0.75 tf	Td = 22 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
2-2	VRd2 = 18.89 tf	TRd2 = 678 kgf.m	0.07

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 0.00		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			
2 2-2	d = 31.10 cm Vc0 = 3.35 tf k = 1.00		Vmin = 2.79 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 18			





Cálculo da viga VF39

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 9 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.39 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 66 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.20 tf situação: GE Meq = 22 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.28 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 75 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 9 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.73 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 136 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.20 tf situação: GE Meq = 22 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.80 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 172 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.20 tf situação: GE Meq = 22 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.44 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 84 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.49 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 0.44 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção



1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VF40

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.27 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 78 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.41 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 79 kgf.m fiss = 0.00 mm



2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.10 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.42 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 81 kgf.m fiss = 0.00 mm
---	--	--	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.38 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VF41

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.24 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 47 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.33 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 51 kgf.m fiss = 0.00 mm



2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 6 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.33 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 53 kgf.m fiss = 0.00 mm
---	--	---	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.35 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VF42

Pavimento Térreo - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.13 tf situação: GE Meq = 14 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.57 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 60 kgf.m As = 0.34 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 0.43 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.12 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.19 tf M = 207 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.18 cm	Fd = 0.32 tf situação: GE Meq = 35 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.07 cm ² yLN = 0.12 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.07 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 36 kgf.m fiss = 0.00 mm
3	retangular	Md = 560 kgf.m		Fd = 0.03 tf situação: GE	Fd = 0.33 tf situação: GE	As = 0.63 cm ²



3-3	bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Meq = 4 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.66 cm	Meq = 37 kgf.m As = 0.36 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.59 cm	(2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 101 kgf.m fiss = 0.00 mm
-----	-------------------------------	--	--	---	--	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.13 tf situação: GE Meq = 14 kgf.m As = 0.28 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.63 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 60 kgf.m As = 0.37 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 0.49 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.12 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.19 tf M = 178 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 622 kgf.m As = 0.56 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.15 cm	Fd = 0.13 tf situação: GE Meq = 14 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.17 cm	Fd = 0.54 tf situação: GE Meq = 60 kgf.m As = 0.63 cm ² A's = 0.12 cm ² yLN = 1.03 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.12 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.19 tf M = 376 kgf.m fiss = 0.04 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm	Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 37 kgf.m As = 0.28 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.41 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 117 kgf.m fiss = 0.00 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.27 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.57 cm	Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 37 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.49 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.13 tf M = 48 kgf.m fiss = 0.00 mm
--	--	--	--	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.78 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 22 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
2 2-2	Vd = 0.50 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 42 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11
3 3-3	Vd = 0.65 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 11 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VF43

Pavimento Térreo - Lance 2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 1.31 tf situação: GE Meq = 146 kgf.m As = 0.36 cm ² A's = 0.30 cm ² yLN = 0.12 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.30 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.70 tf M = 131 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 2-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Td = 166 kgf.m Asl = 0.79 cm ² Aspele = 0.00 cm ² As = + 0.39 cm ² A's = + 0.39 cm ²		Fd = 1.12 tf situação: GE Meq = 124 kgf.m As = 0.31 cm ² A's = 0.26 cm ² yLN = 0.12 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.65 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.66 tf M = 129 kgf.m



						fiss = 0.01 mm
3 4-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 1.16 tf situação: GE Meq = 129 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.27 cm ² yLN = 0.10 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.27 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.63 tf M = 114 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.31 tf situação: PE Meq = 146 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.30 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.30 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.70 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.31 tf situação: GE Meq = 146 kgf.m As = 0.61 cm ² A's = 0.30 cm ² yLN = 0.62 cm	As = 1.00 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.70 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.70 tf M = 239 kgf.m fiss = 0.03 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.12 tf situação: PE Meq = 124 kgf.m As = 0.26 cm ² A's = 0.26 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.65 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.66 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
4	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ²		Fd = 1.15 tf situação: GE	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



	A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Meq = 128 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.26 cm ² yLN = 0.48 cm	d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.66 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.63 tf M = 231 kgf.m fiss = 0.02 mm
5	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
6	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.16 tf situação: GE Meq = 129 kgf.m As = 0.39 cm ² A's = 0.27 cm ² yLN = 0.25 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.27 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.62 tf M = 172 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

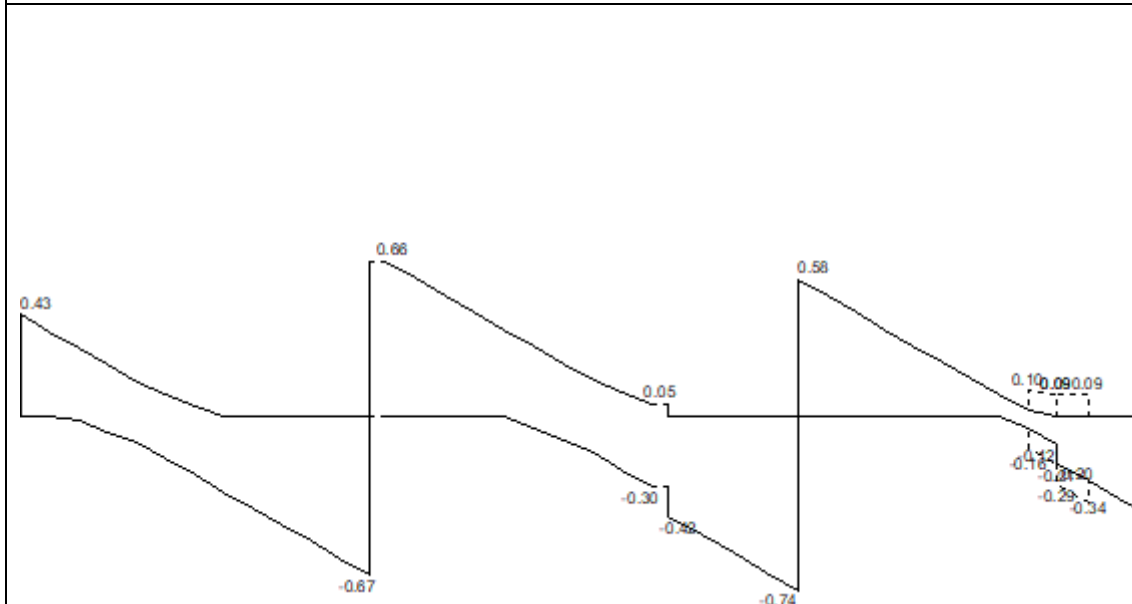
Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.67 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
2 2-3	Vd = 0.74 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 166 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.36
3 4-5	Vd = 0.58 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 16 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2	d = 26.10 cm		Vmin = 3.02 tf		he = 4.77 cm	A90 = 1.39 cm ²



2-3	$V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 0.00$		$A_{swmin} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 14$		$A_e = 137.64 \text{ cm}^2$	(2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 14$ $\varnothing 6.3 \text{ c/ } 15$ $\varnothing 8.0 \text{ c/ } 15$ $\varnothing 10.0 \text{ c/ } 15$
3 4-5	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.00$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $A_{swmin} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\varnothing 5.0 \text{ c/ } 15$			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)



Nó		Grupo			Reforço nos estribos			
Nº	Viga	Vd (tf)	As (cm²)	Estribos	Vd (tf)	As (cm²)	Vdequiv (cm²)	Compr. Trecho (cm)
5	VF5	-	-	-	-0.15	0.03	0.09	30.00
Condição: Nó 5: Viga de apoio - Viga apoiada em viga de mesma altura ou maior								



Cálculo da viga VF44

Pavimento Térreo - Lance 2

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 24.00 cm h = 30.00 cm	Md = 960 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 1.23 tf situação: GE Meq = 137 kgf.m As = 0.88 cm ² A's = 0.28 cm ² yLN = 0.71 cm	As = 1.08 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.28 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.65 tf M = 247 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 960 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.23 tf situação: GE Meq = 137 kgf.m As = 0.48 cm ² A's = 0.28 cm ² yLN = 0.23 cm	As = 1.08 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.28 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.65 tf M = 174 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 960 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.23 tf situação: GE Meq = 137 kgf.m As = 0.64 cm ² A's = 0.28 cm ² yLN = 0.42 cm	As = 1.08 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.21 A's = 0.28 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.65 tf M = 25 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.69 tf VRd2 = 27.18 tf	Td = 49 kgf.m TRd2 = 1927 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

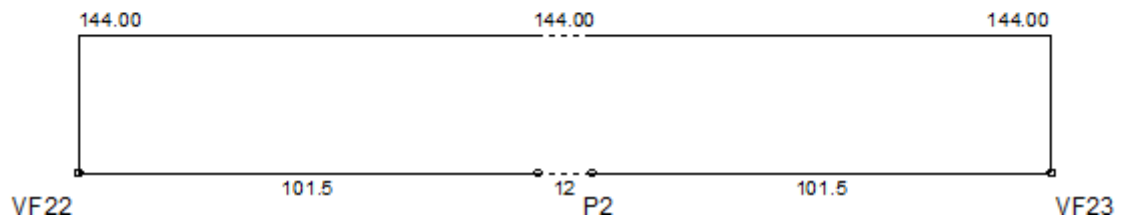
Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 4.82 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 2.46 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



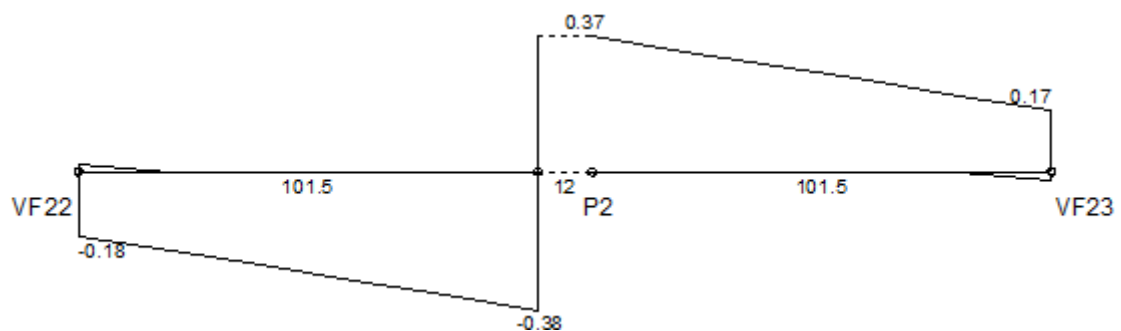


Diagramas: VIGA VF1 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

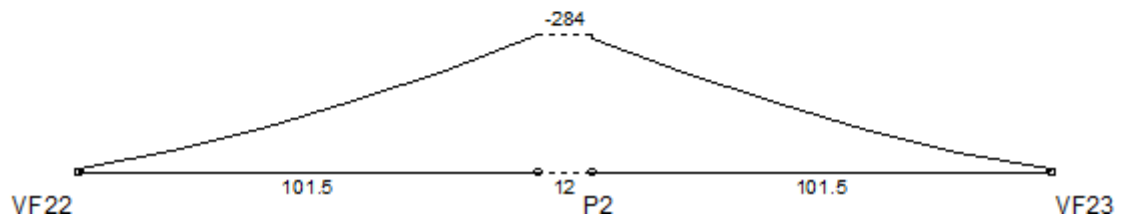


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf,cm]

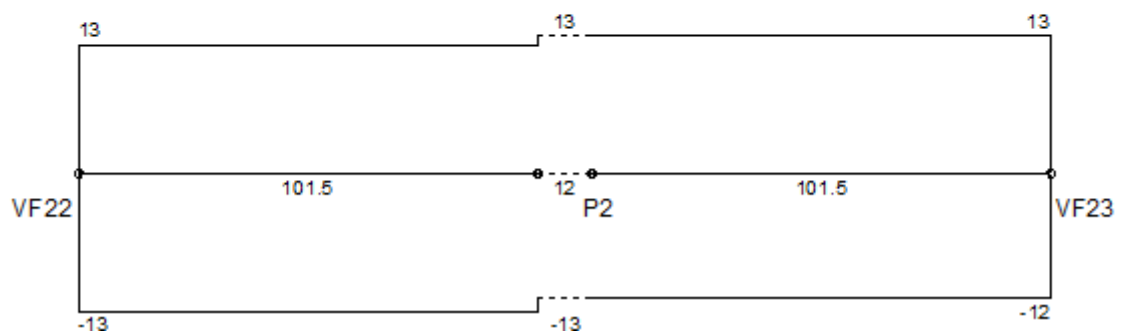




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

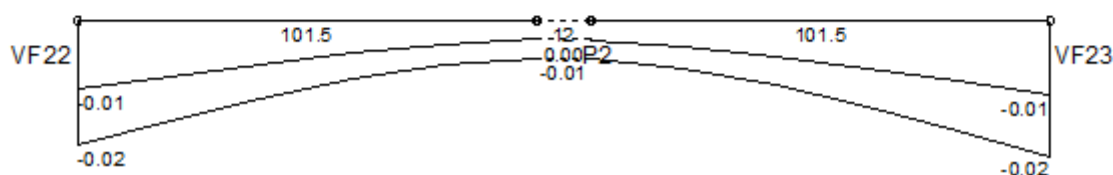




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



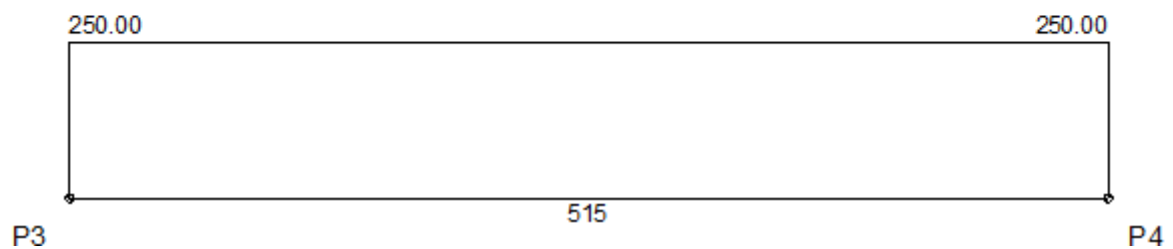
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	0	-0.01	101.5
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	0	-0.01	101.5
Flecha diferida	-0.01	0	-0.01	101.5
Flecha total	-0.02	0	-0.02	101.5

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-9	0	-157	-157	0	-7
Comprimento do sub-trecho (cm)	50.76	0.00	50.76	50.74	0.00	50.74
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15			
Multiplicador flecha total	2.06		2.06			

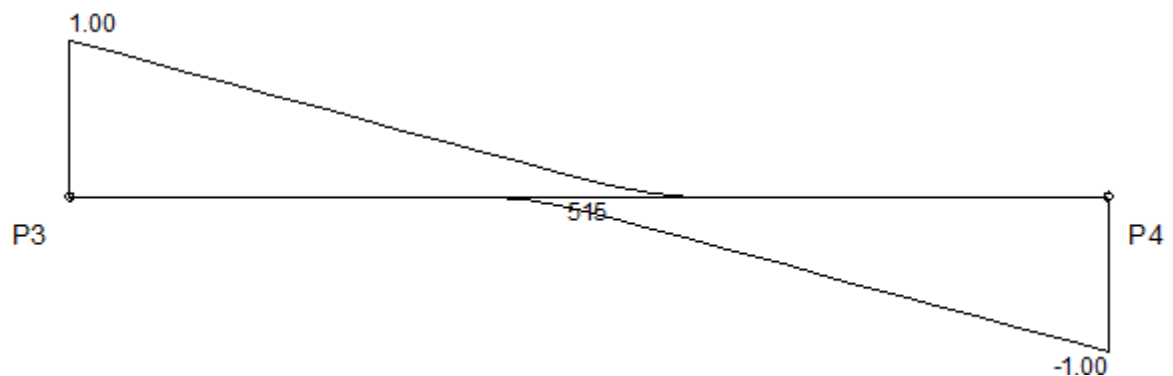


Diagramas: VIGA VF2 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

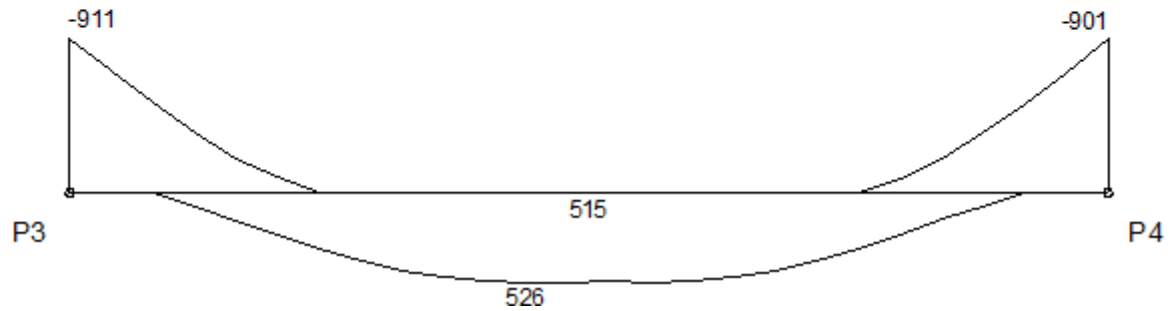


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

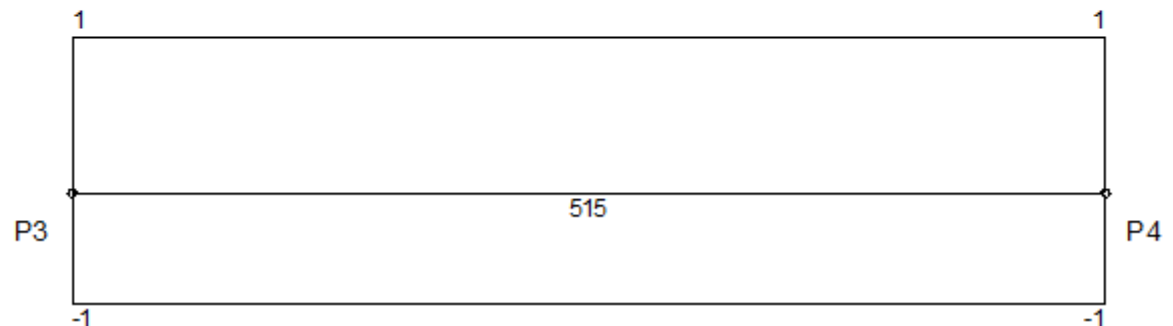




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

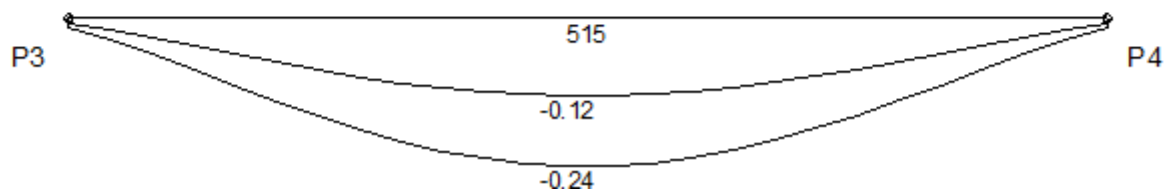




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



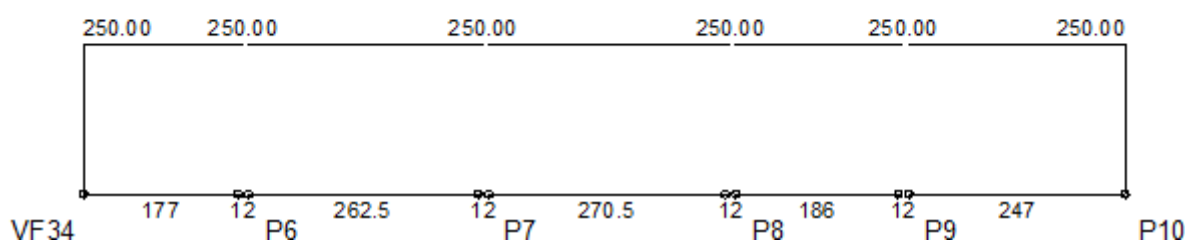
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.12	247.2
Flecha imediata (recalculada)	-0.12	247.2
Flecha diferida	-0.12	247.2
Flecha total	-0.24	247.2

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-361	410	-479
Comprimento do sub-trecho (cm)	67.51	361.69	85.81
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	1.94		

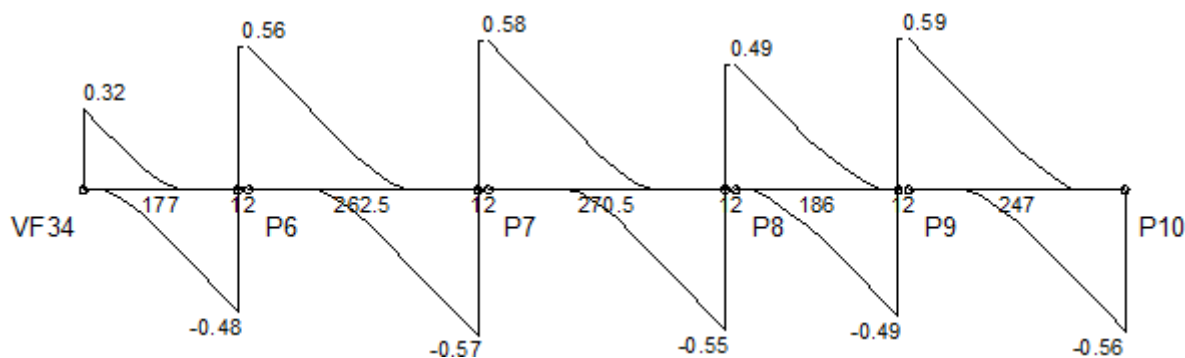


Diagramas: VIGA VF3 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

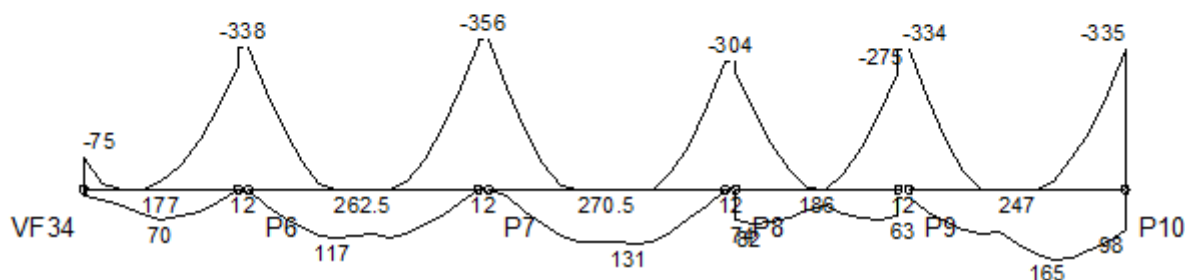


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

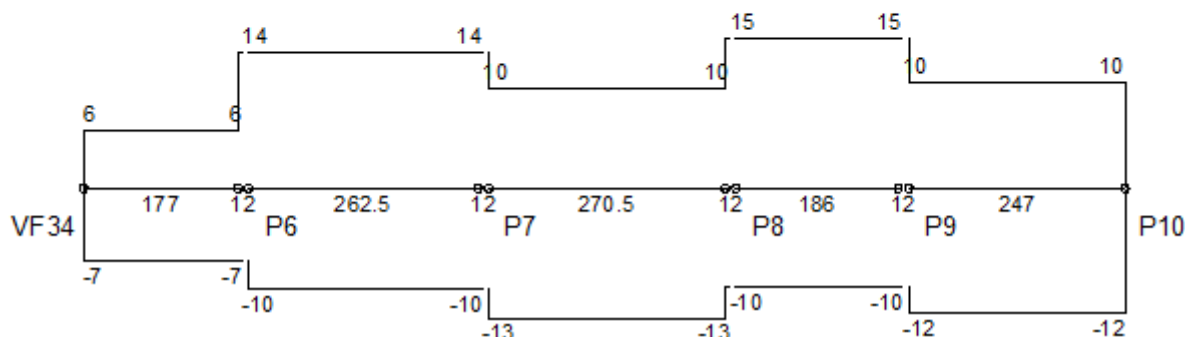




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



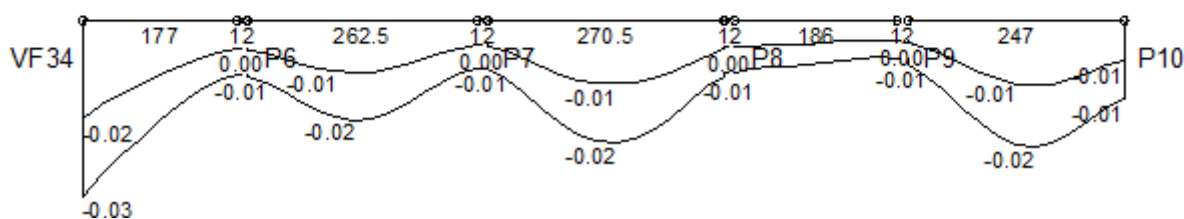
MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]



DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

----- Flecha imediata (recalculada)
 ————— Flecha total (recalculada + diferida)



Envolvória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	0	-0.01	80.8	-0.01	124.8	0.00	0	-0.01	103
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	0	-0.01	80.8	-0.01	124.8	0.00	0	-0.01	103
Flecha diferida	-0.01	0	-0.01	80.8	-0.01	124.8	0.00	0	-0.01	103
Flecha total	-0.03	0	-0.02	101	-0.02	124.8	-0.01	0	-0.02	123.5

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13						
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-97	0	-160	-160	70	-188	-188	87	-113	-113	13	-161	-161	92	-46
Comprimento do sub-trecho (cm)	87.57	1.78	87.64	60.73	149.63	52.14	65.21	166.75	38.54	69.06	62.79	54.15	56.93	170.63	19.45



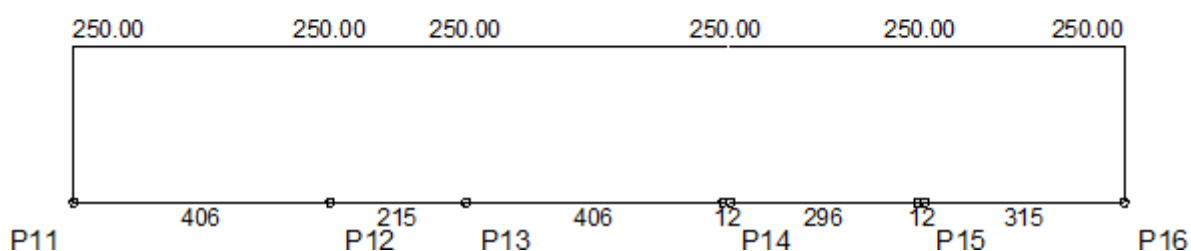
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Multiplicador flecha total	1.94	1.94	1.94	1.94	2.03



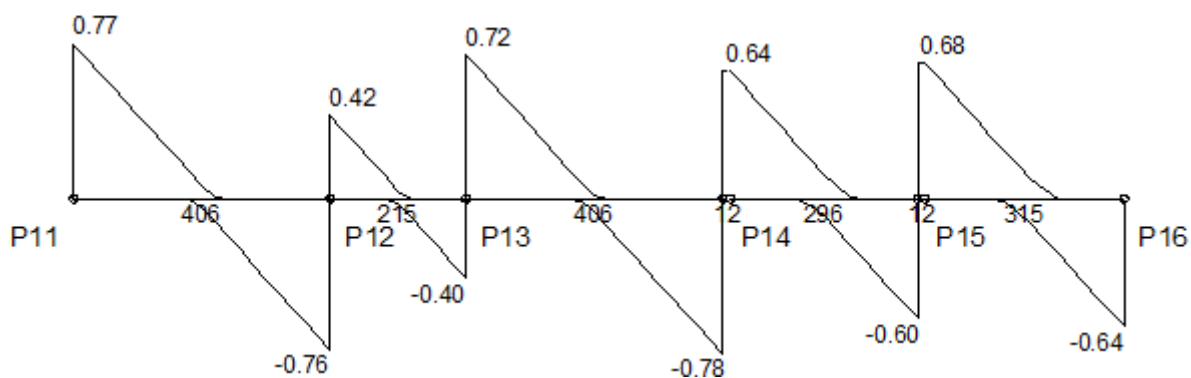


Diagramas: VIGA VF4 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

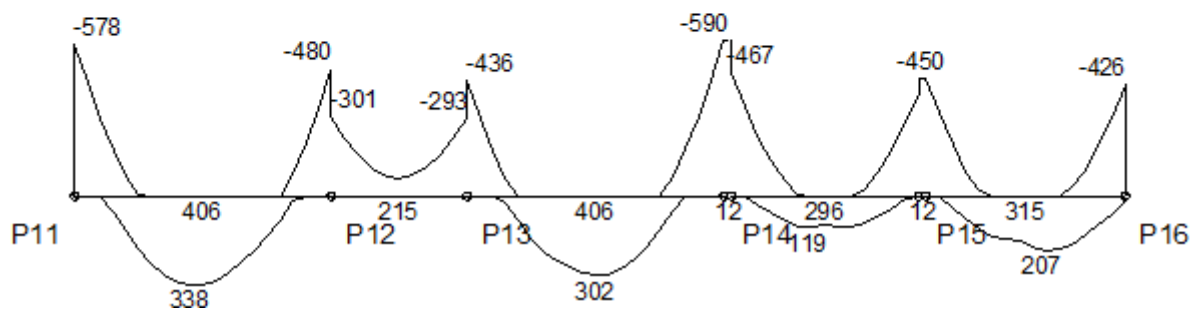


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

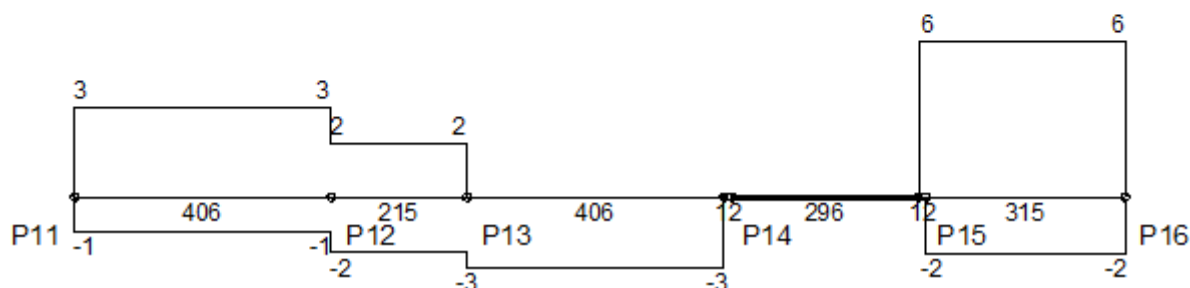




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

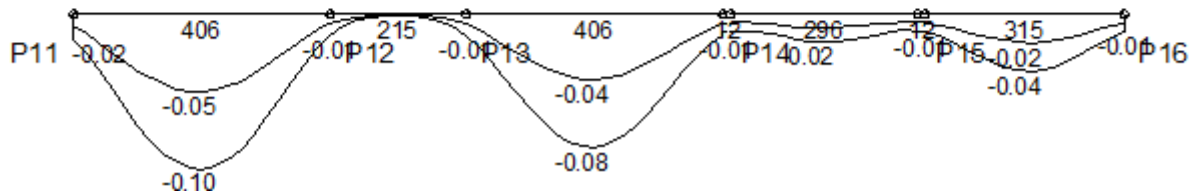




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.05	182.7	-0.01	0	-0.04	182.7	-0.01	126.9	-0.02	147
Flecha imediata (recalculada)	-0.05	182.7	-0.01	0	-0.04	182.7	-0.01	126.9	-0.02	147
Flecha diferida	-0.05	182.7	-0.01	0	-0.04	182.7	-0.01	126.9	-0.02	147
Flecha total	-0.10	182.7	-0.01	0	-0.08	182.7	-0.02	126.9	-0.04	147

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13						
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-276	232	-290	-290	0	-258	-258	212	-349	-349	66	-197	-197	124	-174
Comprimento do subtrecho (cm)	65.72	271.89	68.38	107.50	0.00	107.50	63.72	260.60	81.68	81.52	144.61	69.87	60.84	198.95	55.23



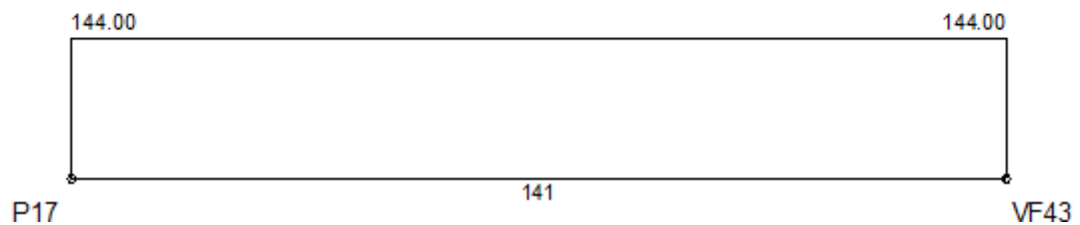
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Multiplicador flecha total	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06



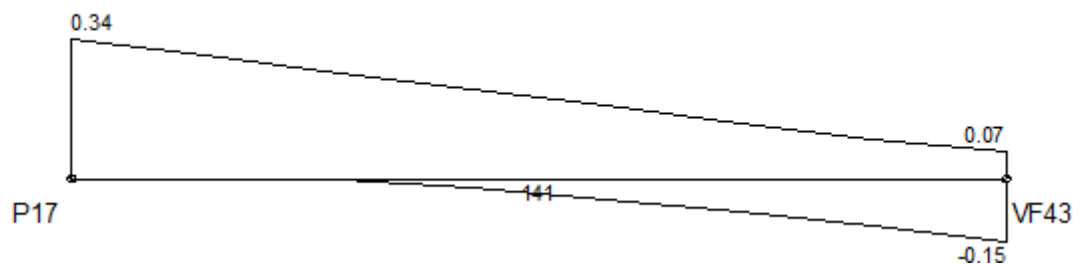


Diagramas: VIGA VF5 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

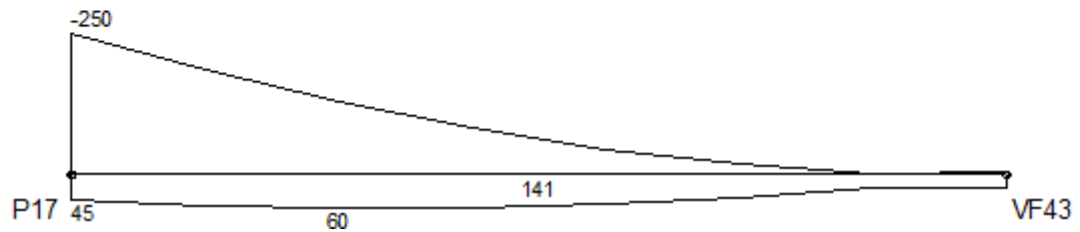


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

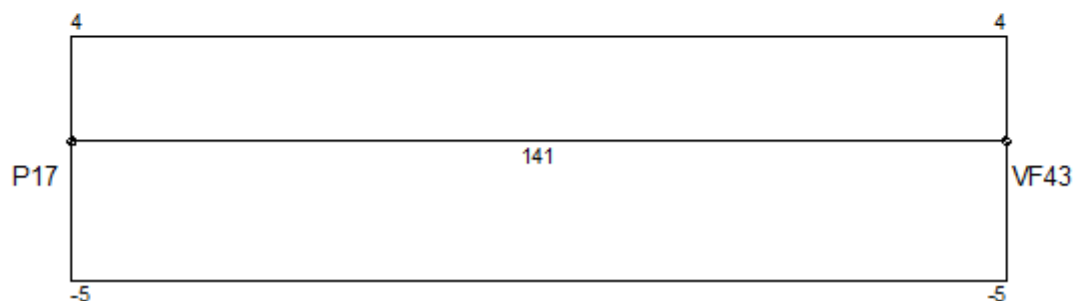




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

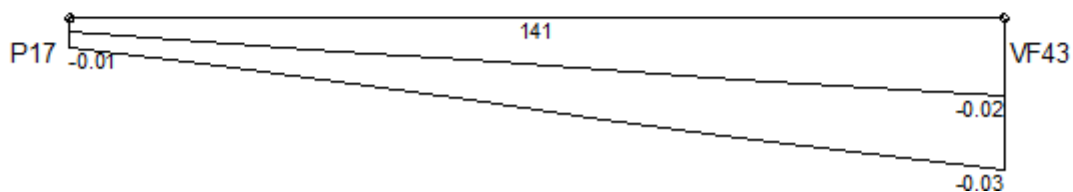




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



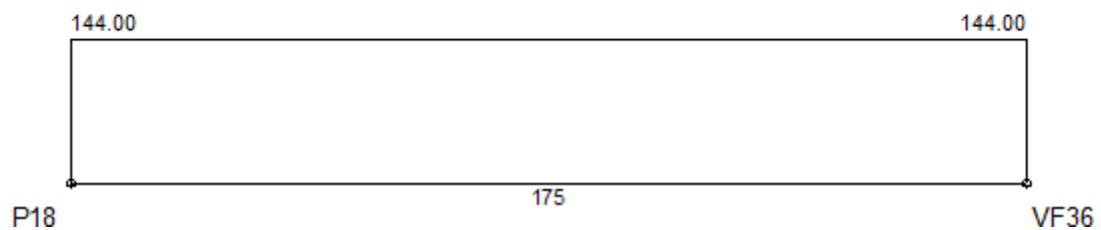
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	141
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	141
Flecha diferida	-0.01	141
Flecha total	-0.03	141

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-80	22	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	63.72	77.28	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

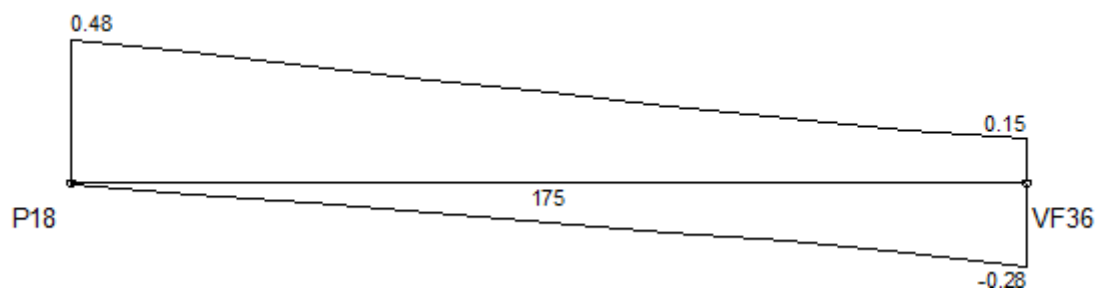


Diagramas: VIGA VF6 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

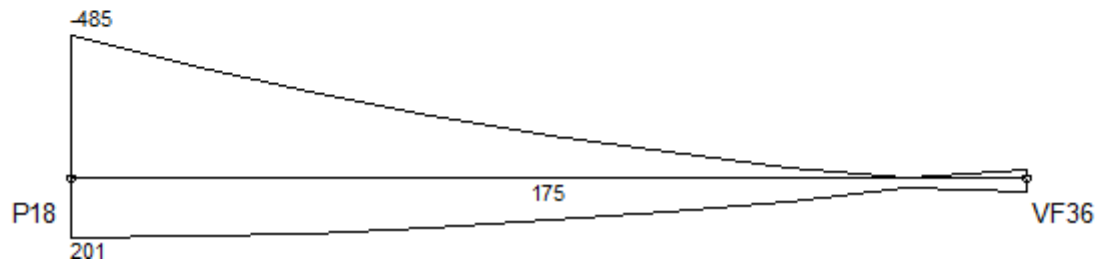


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

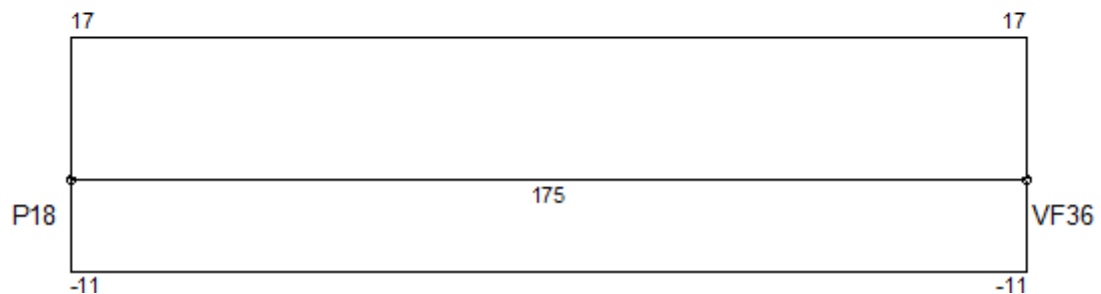




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

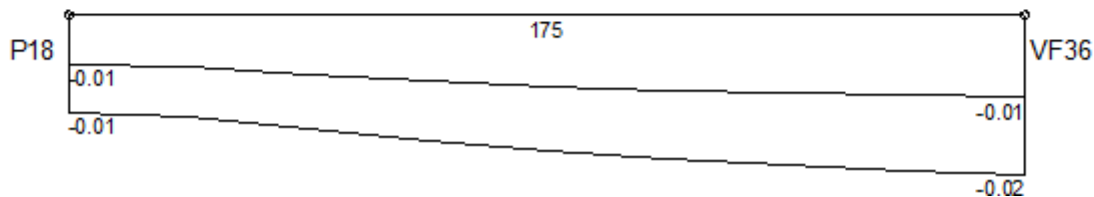




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	175
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	175
Flecha diferida	-0.01	175
Flecha total	-0.02	175

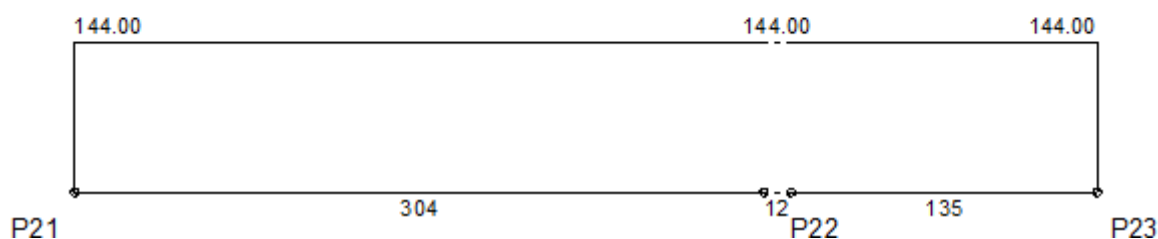
Envoltória	Vão 1		Nó F
	Nó I	Vão	
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-29	37	-7
Comprimento do sub-trecho (cm)	24.10	143.59	7.31
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		



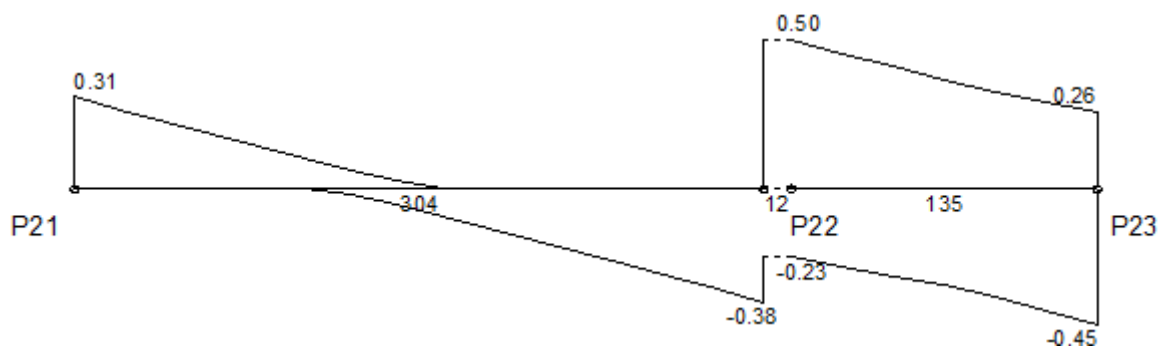


Diagramas: VIGA VF7 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

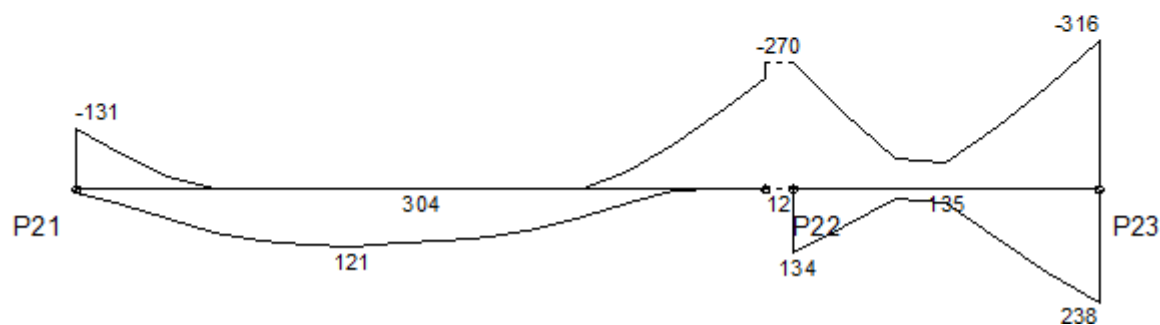


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

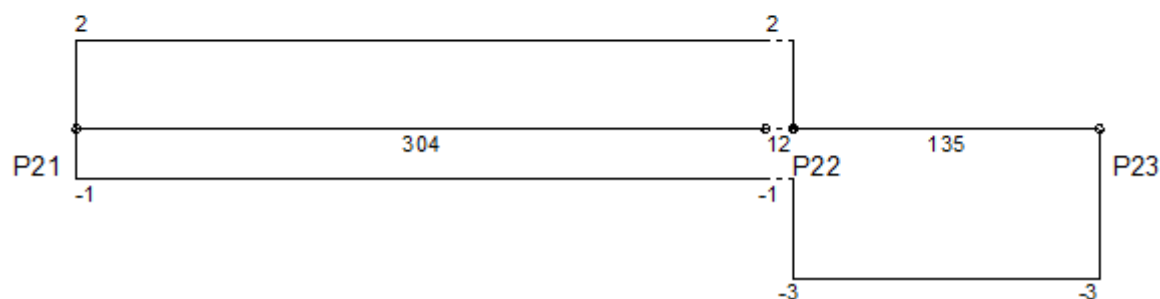




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

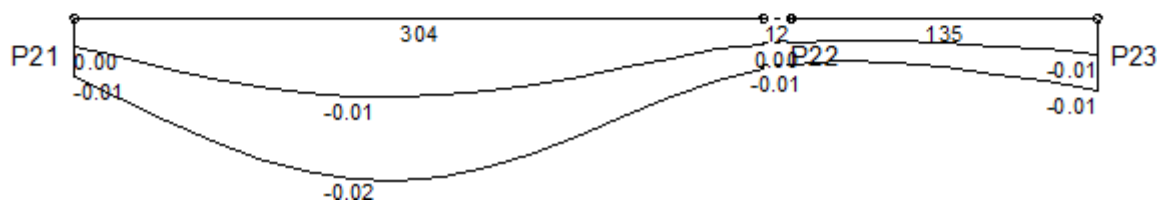




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



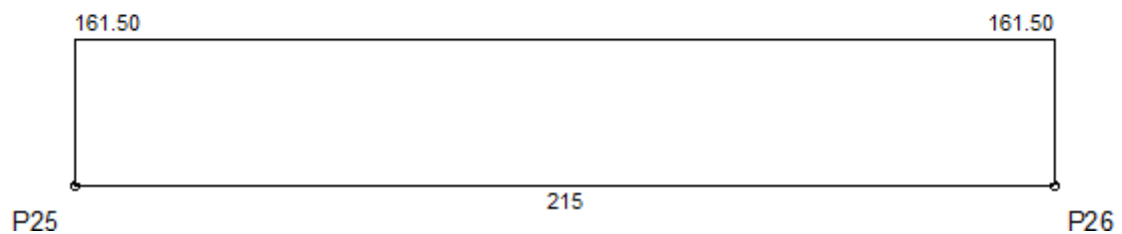
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	121.6	-0.01	135
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	121.6	-0.01	135
Flecha diferida	-0.01	121.6	-0.01	135
Flecha total	-0.02	121.6	-0.01	135

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-43	81	-131	-131	0	-38
Comprimento do sub-trecho (cm)	25.52	212.87	65.61	67.50	0.00	67.50
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15			
Multiplicador flecha total	2.06		2.06			

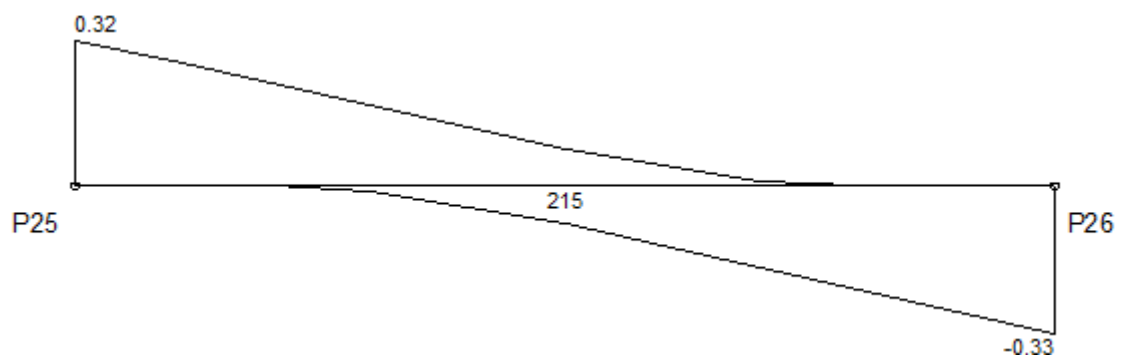


Diagramas: VIGA VF8 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

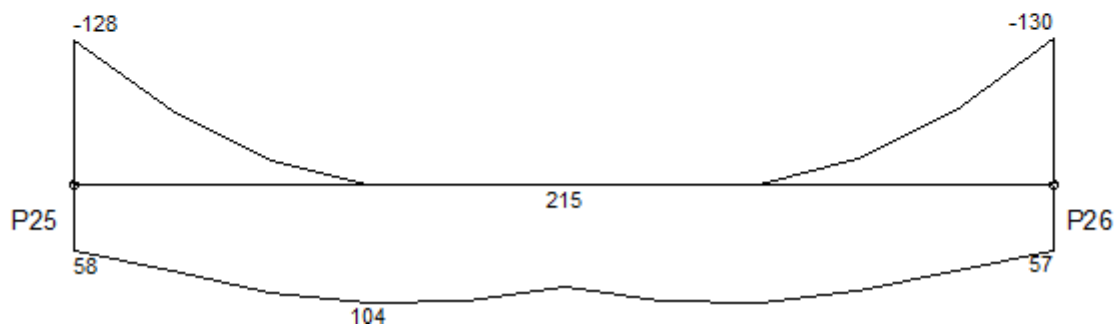


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

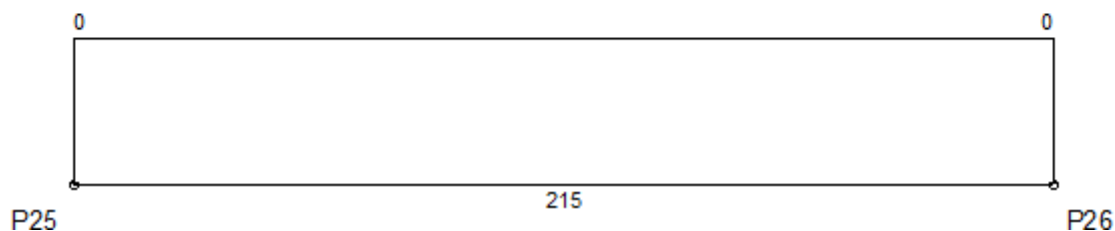




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

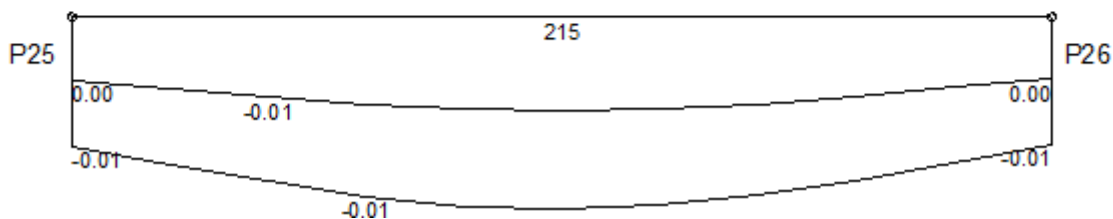




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LE GENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



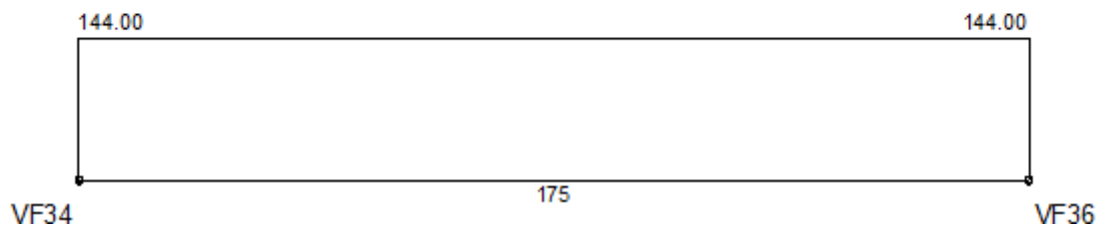
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	43
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	43
Flecha diferida	-0.01	43
Flecha total	-0.01	64.5

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	5.00	5.00	5.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.65	0.65	0.65
Momento de fissuração (kgf.m)	1100	1100	1100
Momento em serviço (kgf.m)	-47	60	-20
Comprimento do sub-trecho (cm)	29.44	171.90	13.65
Inércia equivalente (m4 E-4)	5.00		
Multiplicador flecha total	2.06		

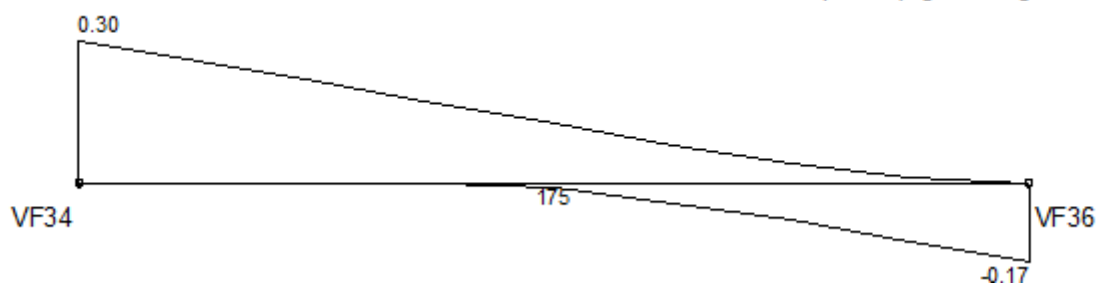


Diagramas: VIGA VF9 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

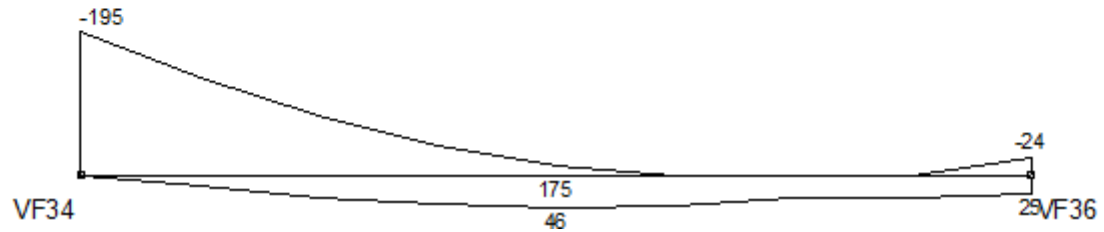


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

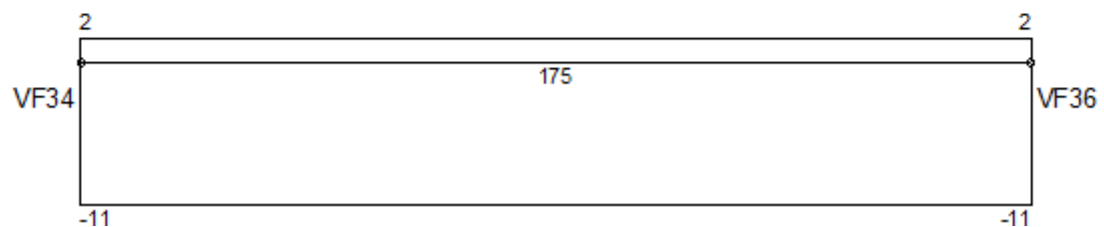




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

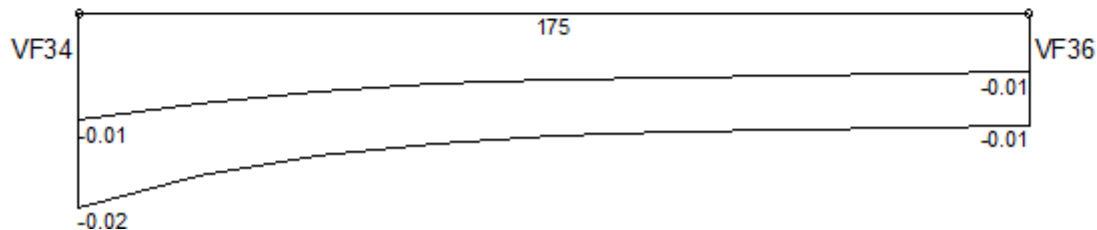




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



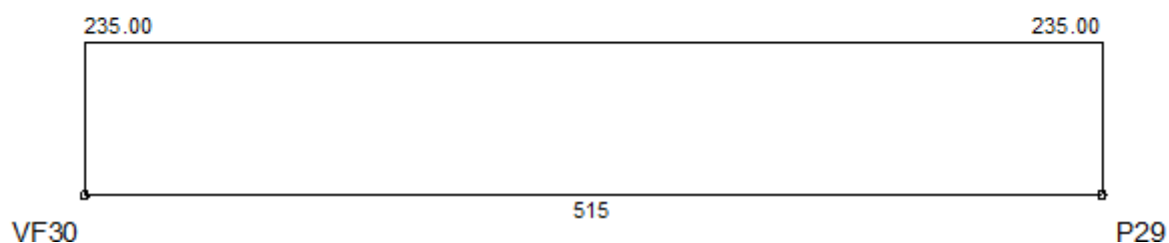
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	0
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	0
Flecha diferida	-0.01	0
Flecha total	-0.02	0

Envoltória	Vão 1		Nó F
	Nó I	Vão	
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-163	0	-6
Comprimento do sub-trecho (cm)	87.50	0.00	87.50
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	1.94		

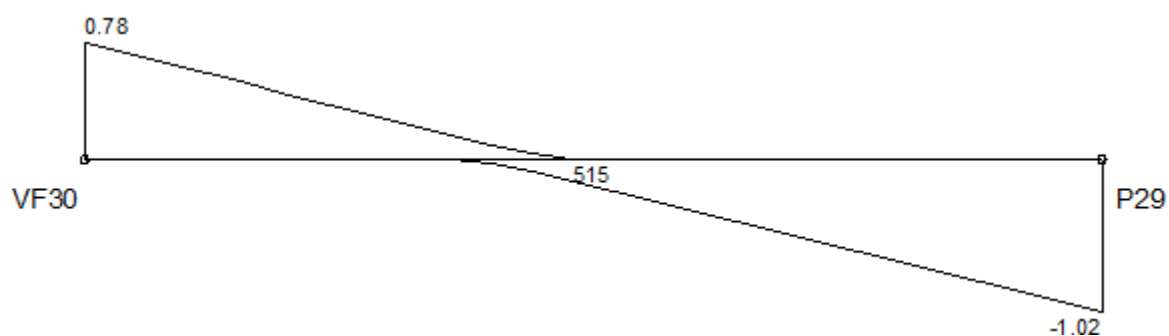


Diagramas: VIGA VF10 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

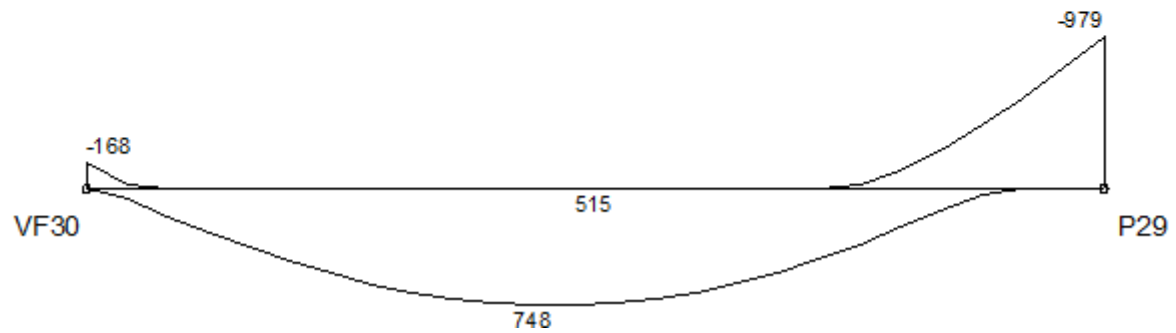


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

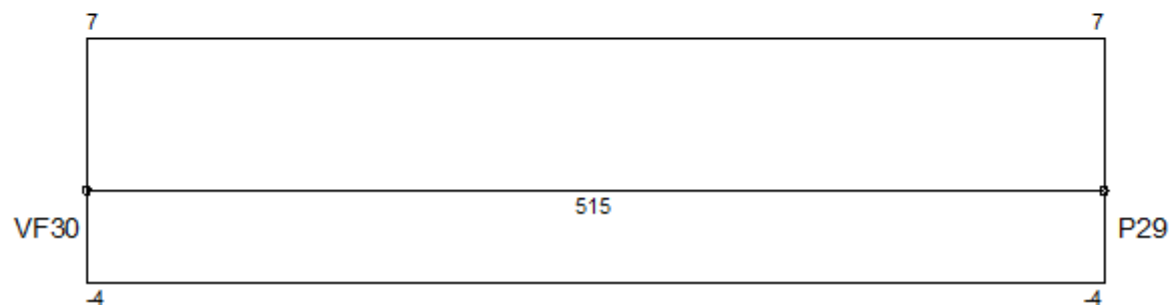




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

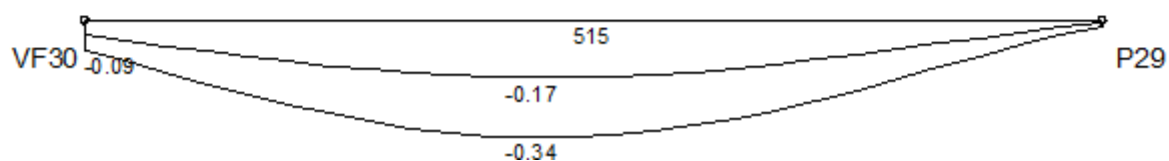




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



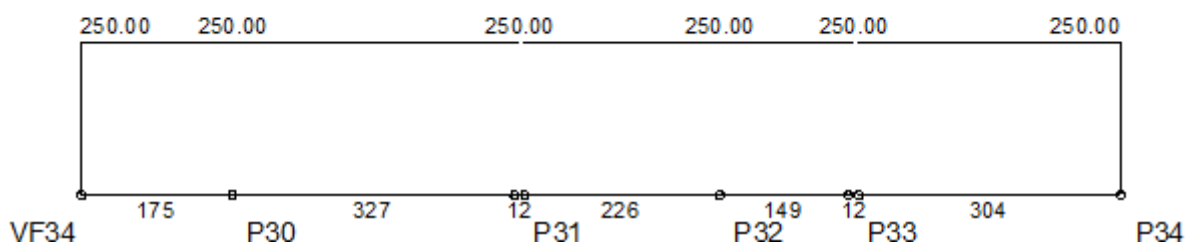
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.16	226.6
Flecha imediata (recalculada)	-0.16	226.6
Flecha diferida	-0.17	226.6
Flecha total	-0.33	226.6

Envoltória	Vão 1		Nó F
	Nó I	Vão	
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-175	448	-504
Comprimento do sub-trecho (cm)	35.23	390.09	89.69
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

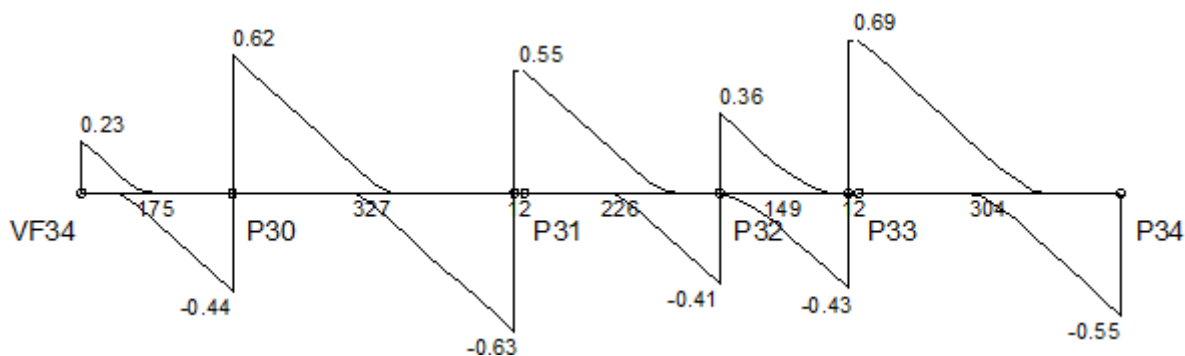


Diagramas: VIGA VF11 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

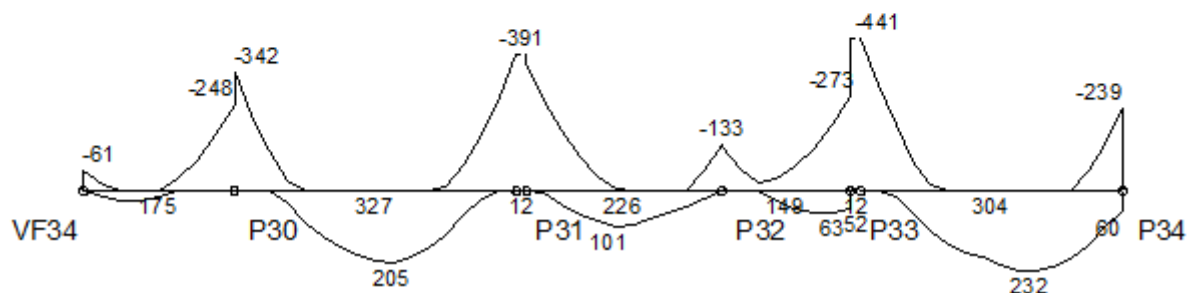


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

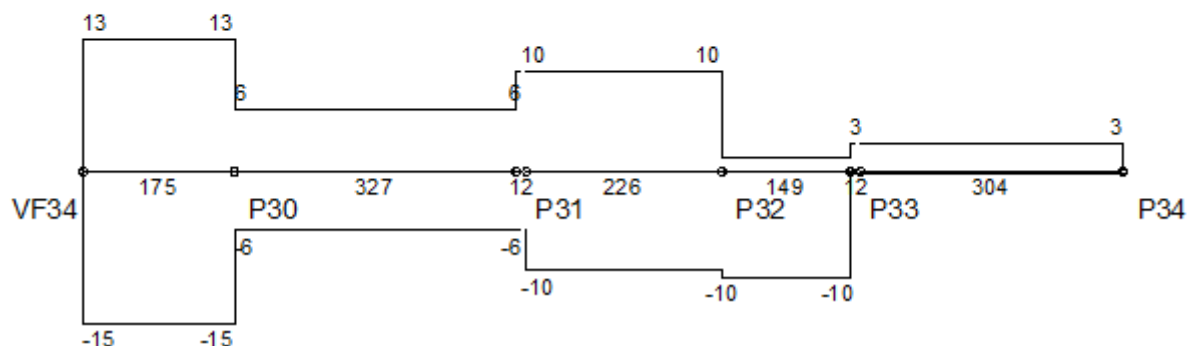




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

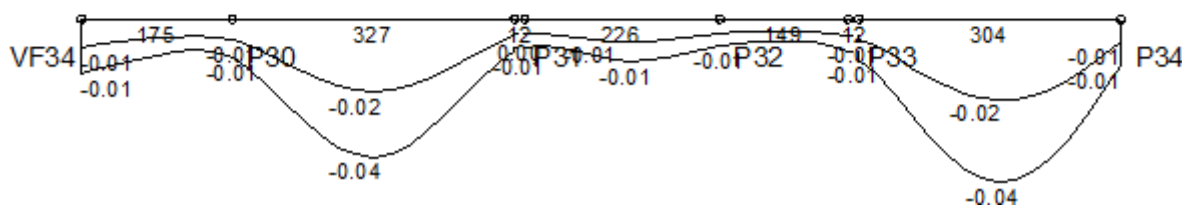




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	0	-0.02	143	-0.01	82.2	0.00	149	-0.02	141.9
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	0	-0.02	143	-0.01	82.2	0.00	149	-0.02	141.9
Flecha diferida	-0.01	0	-0.02	143	-0.01	82.2	0.00	149	-0.02	141.9
Flecha total	-0.01	0	-0.04	143	-0.01	123.3	-0.01	149	-0.04	162.1

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13						
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-56	0	-188	-188	134	-213	-213	50	-58	-58	0	-211	-211	153	-68
Comprimento do sub-trecho (cm)	87.50	0.00	87.50	57.27	206.53	63.20	69.64	126.22	30.14	74.50	0.00	74.50	59.99	221.57	22.43



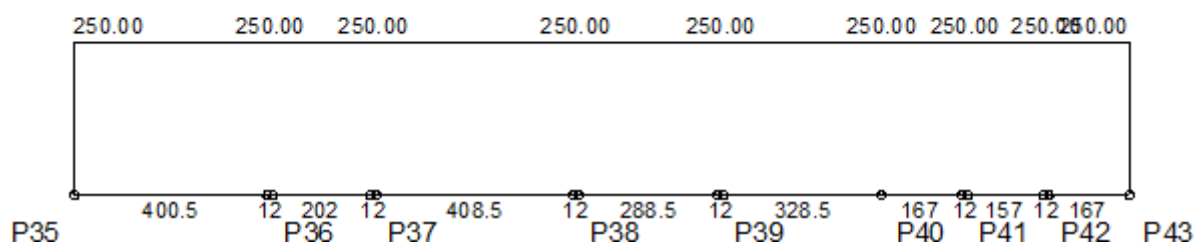
Inércia equivalen te (m4 E- 4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Multiplic ador flecha total	1.94	1.94	1.94	1.94	2.04



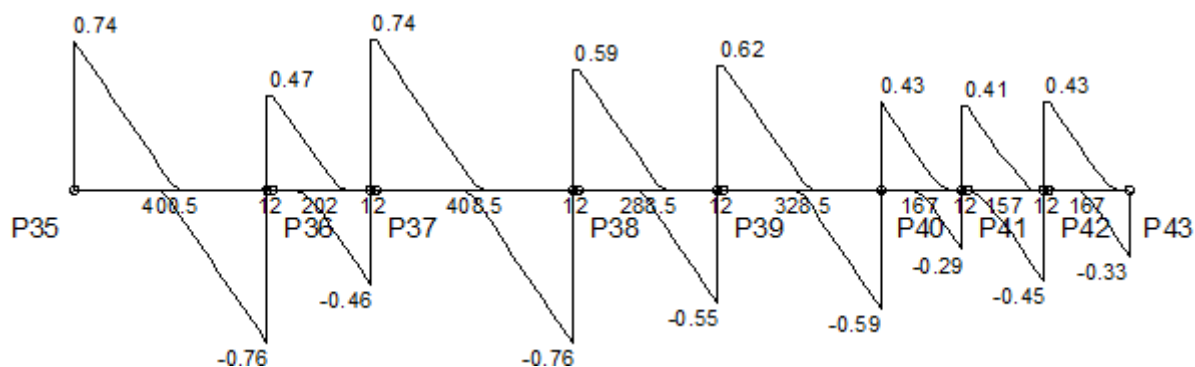


Diagramas: VIGA VF12 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

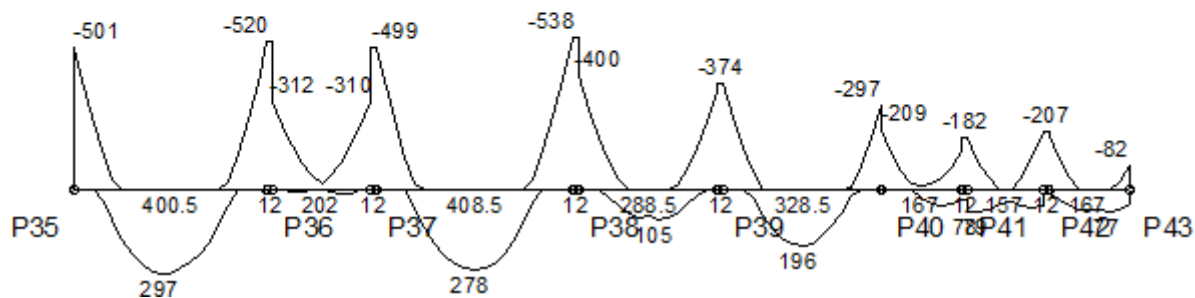


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

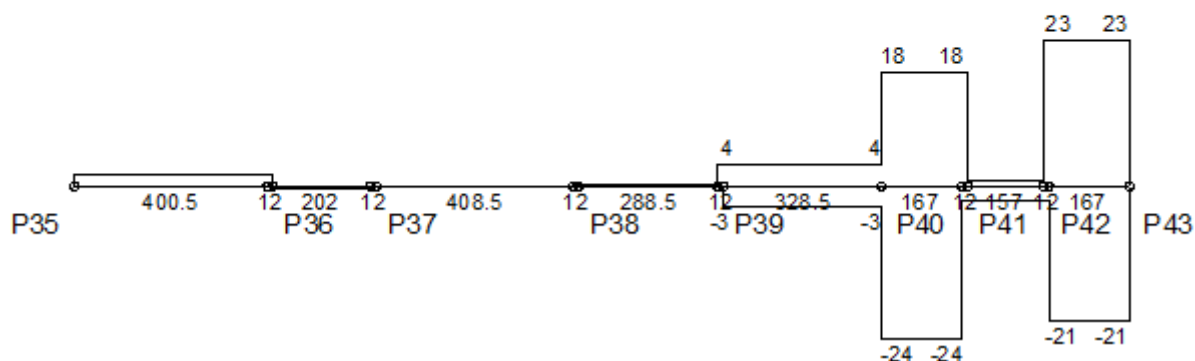




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

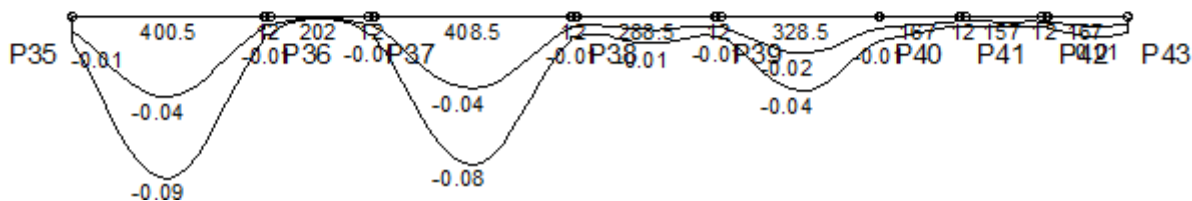




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

----- Flecha imediata (recalculada)
———— Flecha total (recalculada + diferida)



Envol tória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9		Vão 11		Vão 13		Vão 15	
	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição
Flecha imedia ta	- 0.0 4	180 .2	- 0.0 1	0	- 0.0 4	183 .8	- 0.0 1	123 .6	- 0.0 2	143 .7	- 0.0 1	0	0.0 0	157	- 0.0 1	104 .4
Flecha imedia ta (recalc ulada)	- 0.0 4	180 .2	- 0.0 1	0	- 0.0 4	183 .8	- 0.0 1	123 .6	- 0.0 2	143 .7	- 0.0 1	0	0.0 0	157	- 0.0 1	104 .4
Flecha diferid a	- 0.0 5	180 .2	- 0.0 1	0	- 0.0 4	183 .8	- 0.0 1	123 .6	- 0.0 2	143 .7	- 0.0 1	0	0.0 0	157	- 0.0 1	104 .4
Flecha total	- 0.0 9	180 .2	- 0.0 1	0	- 0.0 8	183 .8	- 0.0 1	144 .3	- 0.0 4	143 .7	- 0.0 1	0	0.0 1	157	- 0.0 1	104 .4

En vol tória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13		Vão 16		Vão 19		Vão 22									
	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N
	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó
I	o	F	I		o	F	I	o	F	I	o	F	I	o	F	I	o	F	I	o	F	I	o	F
Iné rcia da seq ção bru ta (m 4 E- 4)	3 . 1 5	3. 1 5	3 . 1 5	3. 1 5	3 . 1 5	3. 1 5	3 . 1 5	3. 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3. 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3. 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3. 1 5	3 . 1 5



Inércia fissura da (m 4 E-4)	0 . 4 5	0. 4 5	0 . 4 5	0. 4 5	0 . 4 5	0. 4 5	0 . 4 5	0. 4 5	0 . 4 5	0 . 4 5	0. 4 5	0 . 4 5	0 . 4 5	0. 4 5	0 . 4 5	0 . 4 5	0 . 4 5	0 . 4 5	0 . 4 5	0 . 4 5	0 . 4 5	0. 4 5	0 . 4 5	
Momento de fissuração (kg f.m)	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	8 0 8	
Momento em serviço (kg f.m)	- 2 4 9	2 1 9	- 3 1 5	- 3 1 5	0	- 2 9 5	- 2 9 5	2 0 8	- 3 3 2	- 3 3 2	5 7	- 2 1 4	- 2 1 4	1 3 3	- 1 9 4	- 1 9 4	9	- 6 6	- 6 6	1 6	- 7 6	- 7 6	5 3	- 1
Comprimento do subtrecço (c m)	6 1 . 1 2	2 6 4. 9 0	7 4 . 4 6	1 0 1. 0 0	0 . 0 0	1 0 1. 0 0	7 2 . 5 0	2 5 7. 9 0	7 8 . 9 5	8 3 . 7 3	1 3 4. 3 8	7 0 . 3 8	6 3 . 7 0	2 0 5. 9 3	5 8 . 8 7	6 1 . 9 1	5 3 . 0 6	5 2 . 0 3	3 9 . 9 2	7 0 . 2 0	4 6 . 8 8	3 6 . 9 4	1 2 9. 4 3	0 . 6 4
Inércia equivalente (m 4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15	
Multiplicador flecha	2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06	





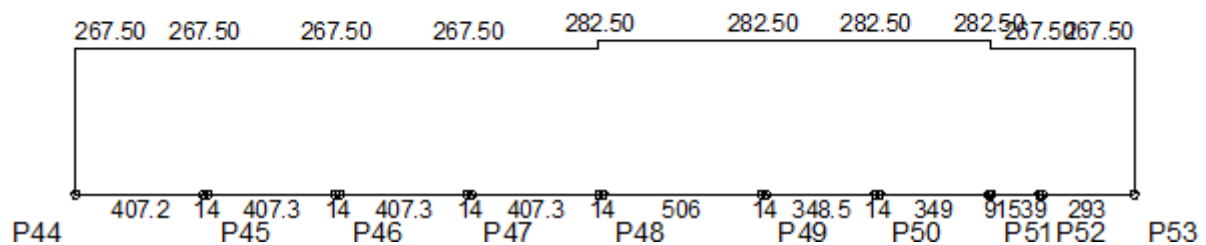
tota l								
-----------	--	--	--	--	--	--	--	--



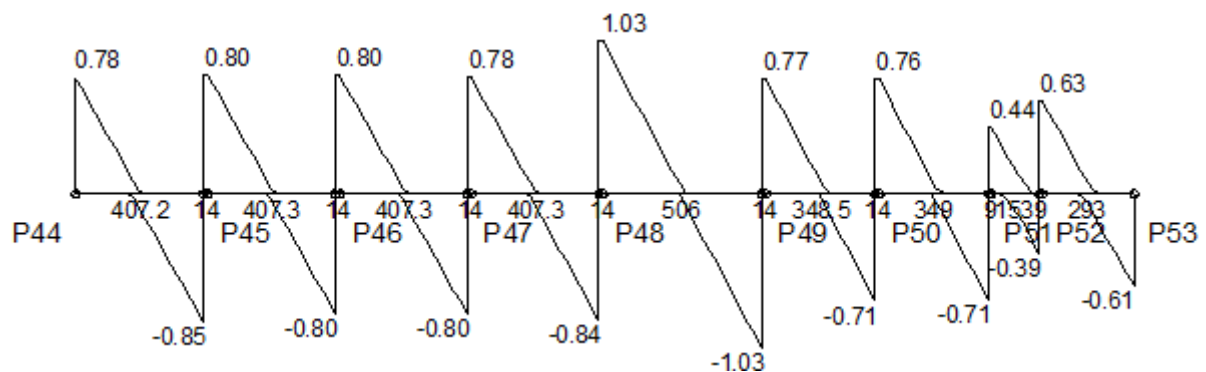


Diagramas: VIGA VF13 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

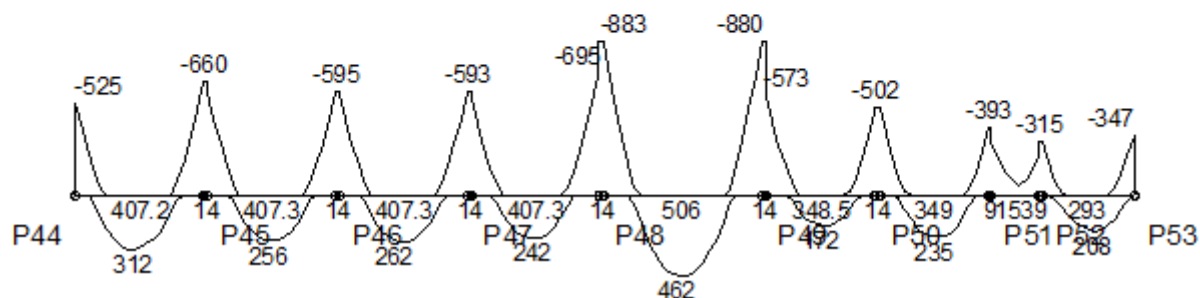


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

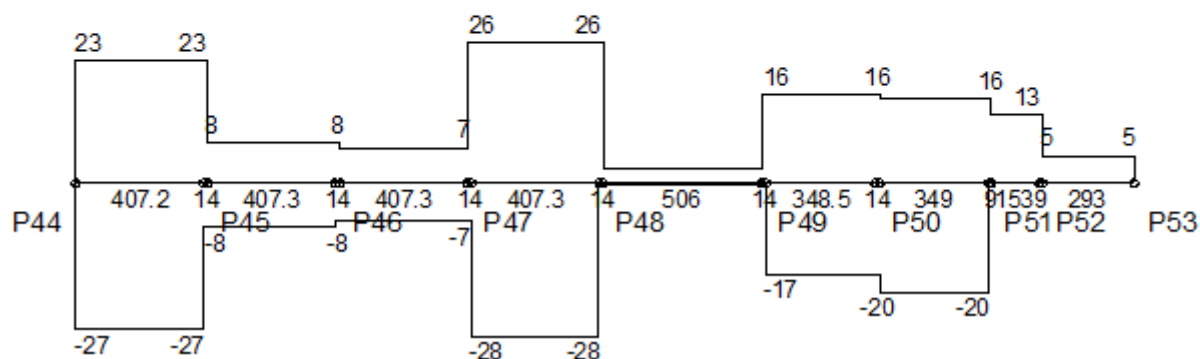




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

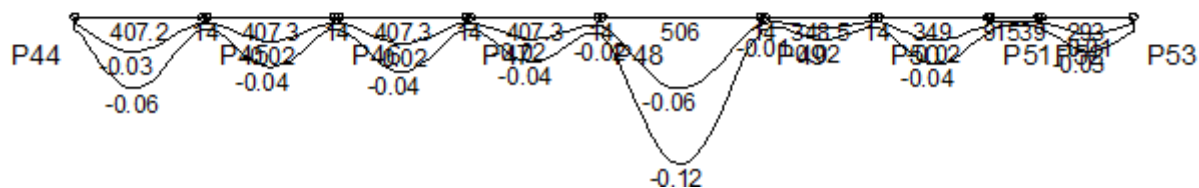




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envol tória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9		Vão 11		Vão 13		Vão 15		Vão 17	
	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão
Flech a imedi ata	- 0. 03	16 2.9	- 0. 02	20 3.6	- 0. 02	20 3.6	- 0. 02	16 3	- 0. 06	22 2.6	- 0. 01	14 3.5	- 0. 02	18 4.8	- 0. 01	0	- 0. 01	14 6.5
Flech a imedi ata (recal culad a)	- 0. 03	16 2.9	- 0. 02	20 3.6	- 0. 02	20 3.6	- 0. 02	16 3	- 0. 06	22 2.6	- 0. 01	14 3.5	- 0. 02	18 4.8	- 0. 01	0	- 0. 01	14 6.5
Flech a diferi da	- 0. 03	16 2.9	- 0. 02	20 3.6	- 0. 02	20 3.6	- 0. 02	16 3	- 0. 06	22 2.6	- 0. 01	14 3.5	- 0. 02	18 4.8	- 0. 01	0	- 0. 01	14 6.5
Flech a total	- 0. 06	18 3.3	- 0. 04	18 3.3	- 0. 04	18 3.3	- 0. 04	18 3.3	- 0. 12	24 2.9	- 0. 02	16 4	- 0. 04	16 4.2	- 0. 01	0	- 0. 03	12 5.6

E nv ol tória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13		Vão 16		Vão 19		Vão 22		Vão 25											
	Nó I	Vão o	Nó F	Nó I	Vão o	Nó F	Nó I	Vão o	Nó F	Nó I	Vão o	Nó F	Nó I	Vão o	Nó F	Nó I	Vão o	Nó F	Nó I	Vão o	Nó F	Nó I	Vão o	Nó F	Nó I	Vão o	Nó F	Nó I
In ér ci a da se	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	5 . 0 0	



(66) **3402-3900**

smdus
@barradogarcas.mt.gov.br

**Rua Independência, nº 739, Centro
Barra do Garças/MT**



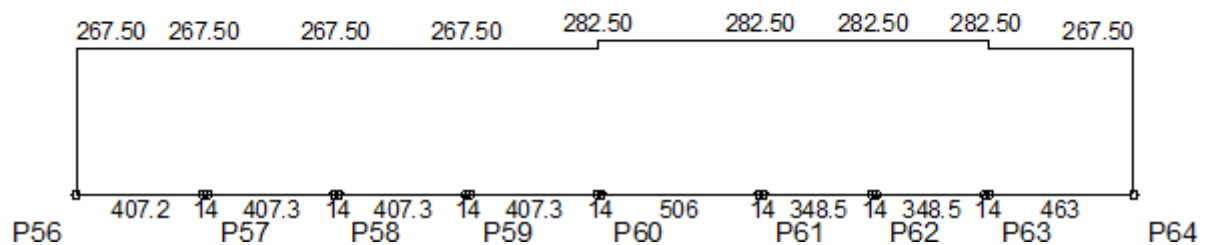
en to do su b- tre ch o (c m)	2 0		2 5		1 7		3 1	9 4		7 5		6 7		5 6					7 9	
In ér ci a eq ui va le nt e (m 4 E- 4)	5.00		5.00		5.00		5.00		5.00		5.00		5.00		5.00		5.00		5.00	
M ult ipl ic ad or fle ch a tot al	2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06	



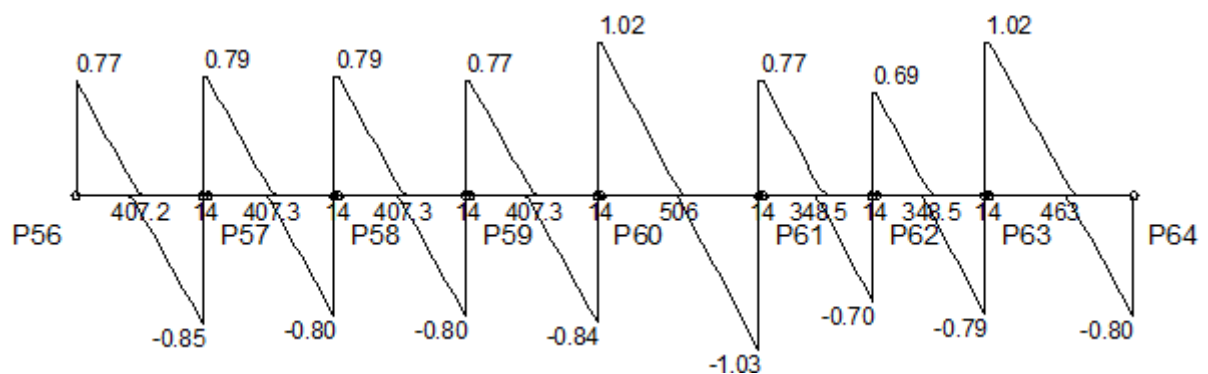


Diagramas: VIGA VF14 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

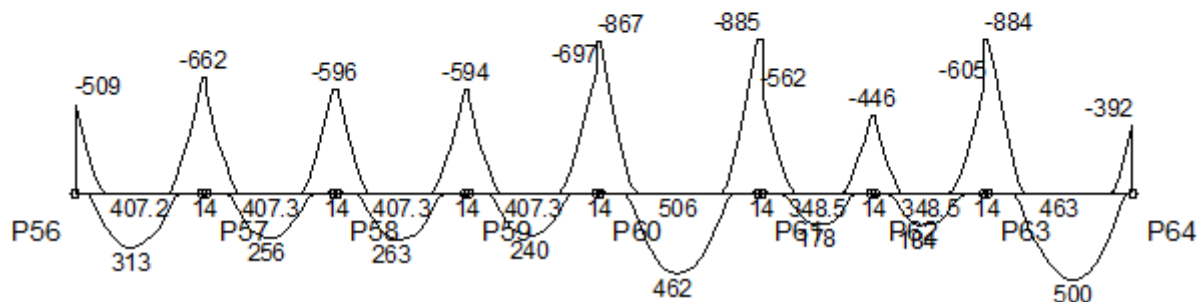


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

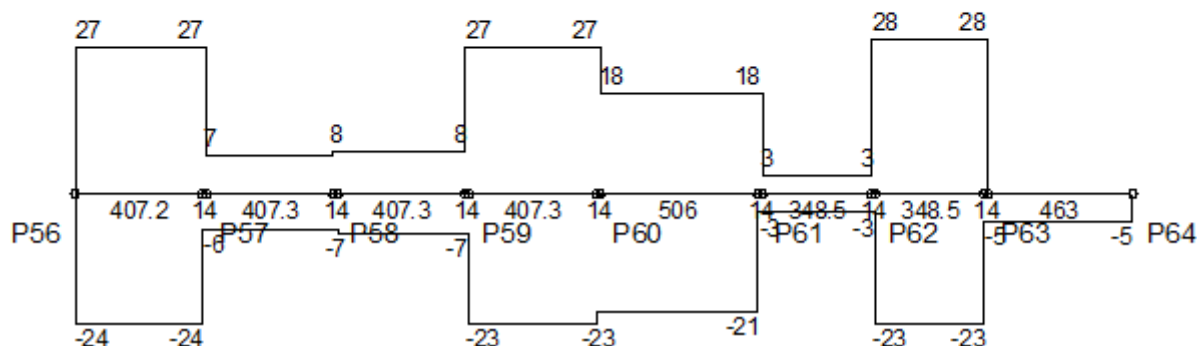




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

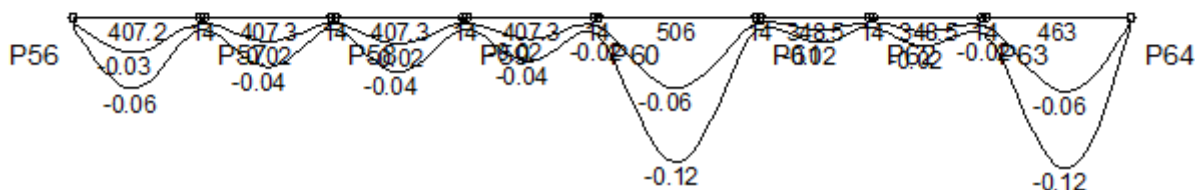




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

----- Flecha imediata (recalculada)
———— Flecha total (recalculada + diferida)



Envol tória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9		Vão 11		Vão 13		Vão 15	
	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição
Flecha imedia ta	- 0.0 3	162 .9	- 0.0 2	203 .6	- 0.0 2	203 .6	- 0.0 2	163	- 0.0 6	222 .6	- 0.0 1	164	- 0.0 1	143 .5	- 0.0 6	241 .6
Flecha imedia ta (recalc ulada)	- 0.0 3	162 .9	- 0.0 2	203 .6	- 0.0 2	203 .6	- 0.0 2	163	- 0.0 6	222 .6	- 0.0 1	164	- 0.0 1	143 .5	- 0.0 6	241 .6
Flecha diferid a	- 0.0 3	162 .9	- 0.0 2	203 .6	- 0.0 2	203 .6	- 0.0 2	163	- 0.0 6	222 .6	- 0.0 1	164	- 0.0 1	143 .5	- 0.0 6	241 .6
Flecha total	- 0.0 6	183 .3	- 0.0 4	183 .3	- 0.0 4	183 .3	- 0.0 4	183 .3	- 0.1 2	242 .9	- 0.0 2	164	- 0.0 2	143 .5	- 0.1 2	241 .6

En vol tória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13		Vão 16		Vão 19		Vão 22									
	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N	N	V	N
	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó	ó	ã	ó
I	o	F	I		o	F	I	o	F	I	o	F	I	o	F	I	o	F	I	o	F	I	o	F
Iné rci a da seç ão bru ta (m 4 E- 4)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



Iné rci a fiss ura da (m 4 E- 4)	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5	0 . 6 5			
Mo me nto de fiss ura ção (kg f.m)	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0	1 1 0 0			
Mo me nto em ser viç o (kg f.m)	- 2 3 7	2 2 7	- 4 2 6	- 4 2 6	1 7 8	- 3 7 8	- 3 7 8	1 8 9	- 3 7 3	- 3 7 3	1 6 0	- 5 5 3	- 5 5 3	3 3 8	- 5 7 7	- 5 7 7	1 1 6	- 2 5 2	- 2 5 2	1 2 1	- 5 7 1	- 5 7 1	3 7 2	- 1 5 0			
Co mp rim ent o do sub - tre cho (c m)	5 6 . 2 1	2 5 9 . 9 6	9 1 . 0 7	8 8 . 3 2	2 3 0 . 1 0	8 8 . 8 3	8 3 . 4 1	2 3 7 . 4 8	8 6 . 3 6	8 2 . 2 9	2 1 8 . 8 2	1 0 6 . 1 4	9 6 . 5 9	3 0 9 . 6 5	9 9 . 7 6	9 6 . 8 3	1 8 0 . 4 6	7 1 . 2 1	6 5 . 0 0	1 8 4 . 6 3	9 8 . 8 7	9 8 . 9 1	3 3 3 . 0 3	3 1 . 0 6			
Iné rci a equ iva len te (m 4 E- 4)	5.00			5.00			5.00			5.00			5.00			5.00			5.00			5.00			5.00		
Mu ltip lica dor fle	2.06			2.06			2.06			2.06			2.06			2.06			2.06			2.06			2.06		



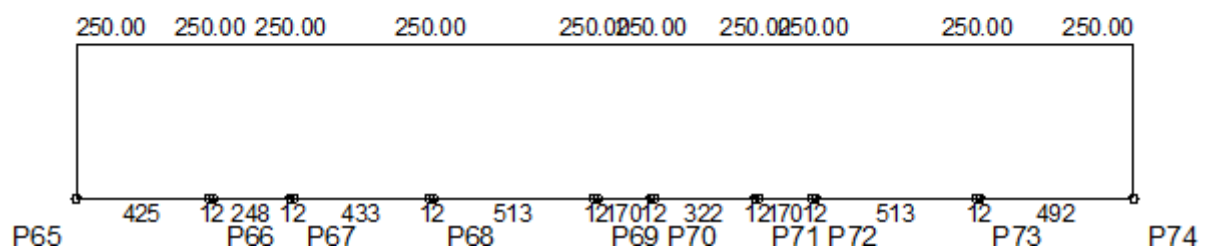
cha tot al								
------------------	--	--	--	--	--	--	--	--



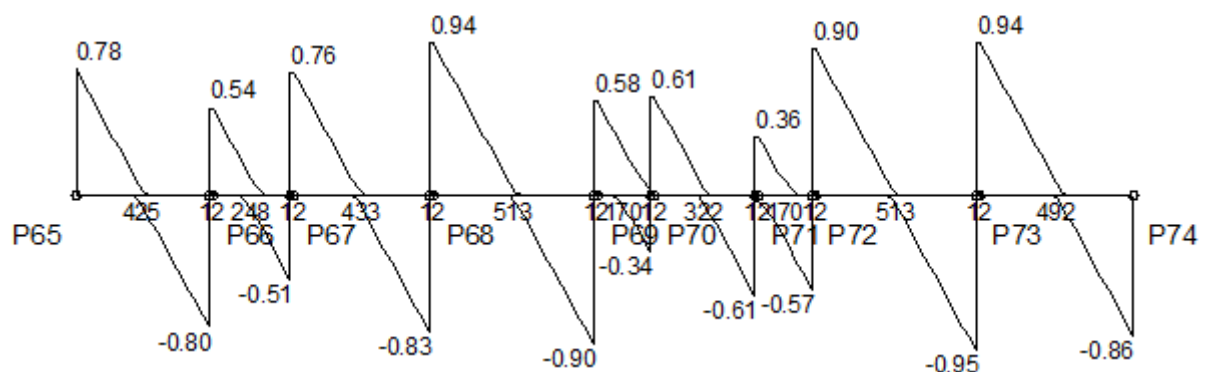


Diagramas: VIGA VF15 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

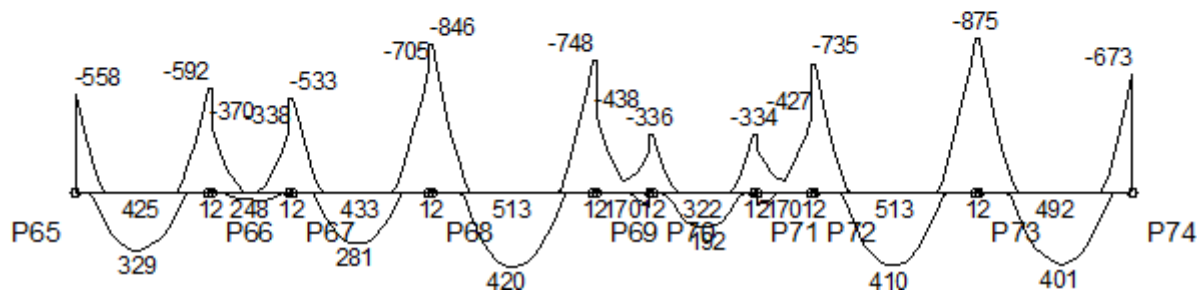


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

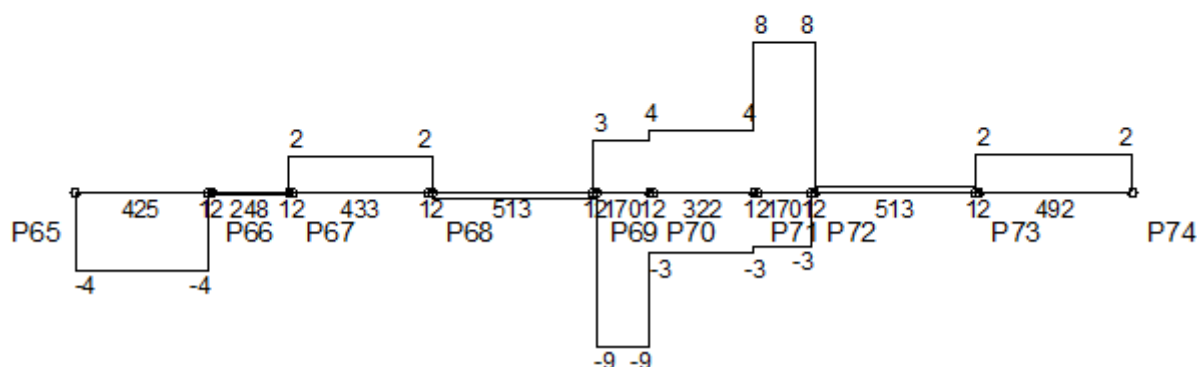




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

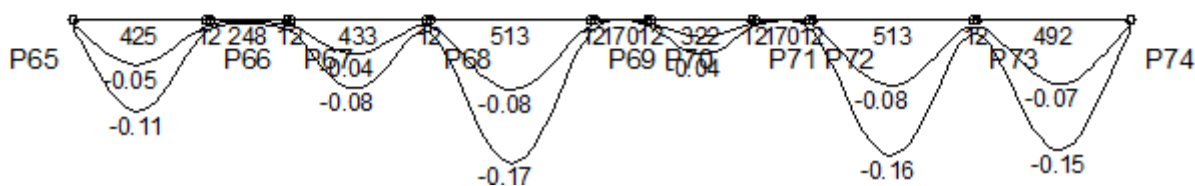




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envol tória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9		Vão 11		Vão 13		Vão 15		Vão 17	
	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão	V al or	Po siç ão
Flech a imedi ata	- 0. 05	18 2.1	- 0. 01	0	- 0. 04	18 5.6	- 0. 08	24 6.2	- 0. 01	0	- 0. 02	14 0.9	- 0. 01	17 0	- 0. 08	22 5.7	- 0. 07	24 6
Flech a imedi ata (recal culad a)	- 0. 05	18 2.1	- 0. 01	0	- 0. 04	18 5.6	- 0. 08	24 6.2	- 0. 01	0	- 0. 02	14 0.9	- 0. 01	17 0	- 0. 08	22 5.7	- 0. 07	24 6
Flech a diferi da	- 0. 05	18 2.1	- 0. 01	0	- 0. 04	18 5.6	- 0. 09	24 6.2	- 0. 01	0	- 0. 02	14 0.9	- 0. 01	17 0	- 0. 08	22 5.7	- 0. 08	24 6
Flech a total	- 0. 11	20 2.4	- 0. 01	0	- 0. 08	18 5.6	- 0. 17	24 6.2	- 0. 01	0	- 0. 04	14 0.9	- 0. 01	17 0	- 0. 16	24 6.2	- 0. 15	26 6.5

E nv ol tória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13		Vão 16		Vão 19		Vão 22		Vão 25										
	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F
In ér ci a da se	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5



(66) **3402-3900**

**Rua Independência, nº 739, Centro
Barra do Garças/MT**



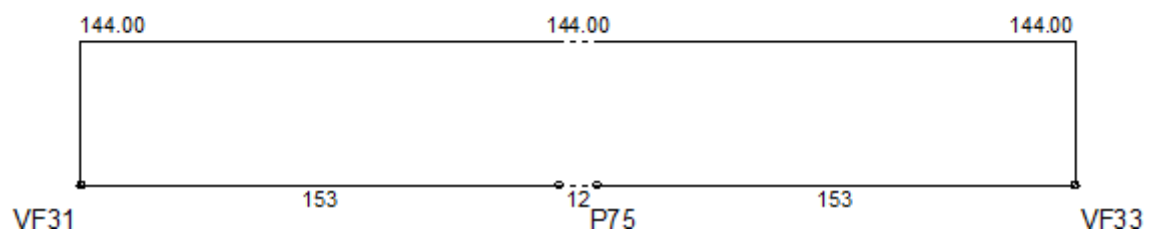
en to do su b- tre ch o (c m)	7 4	3 0	5 7	8 5	1 8	6 3	1 7							6 9					5 9	4 9	2 3	3 7	
In ér ci a eq ui va le nt e (m 4 E- 4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
M ult ipl ic ad or fle ch a tot al	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06



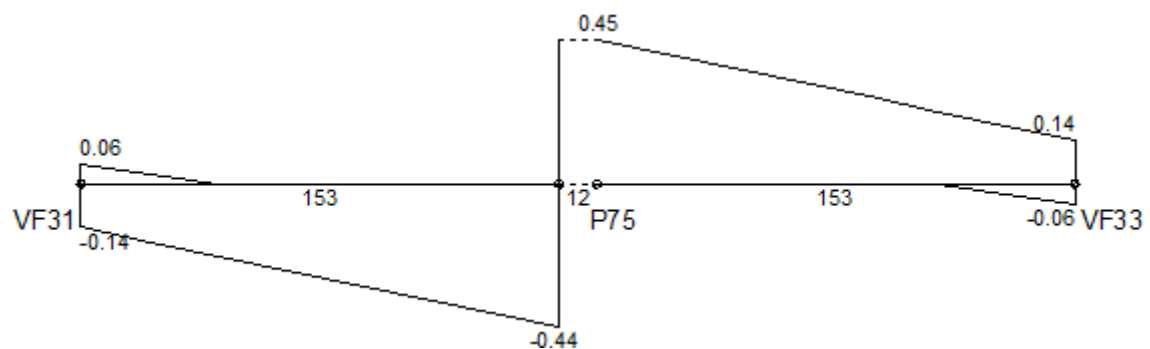


Diagramas: VIGA VF16 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

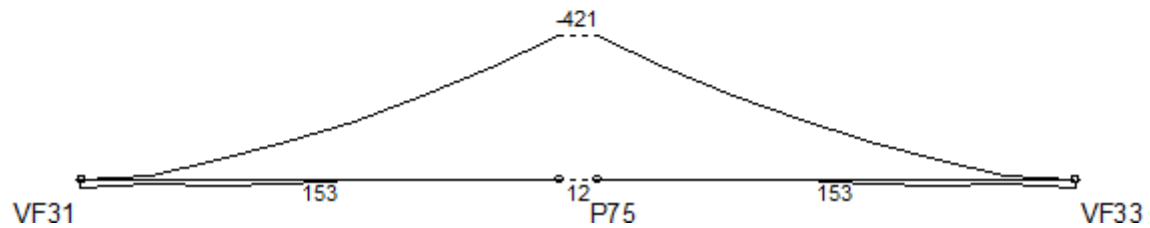


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

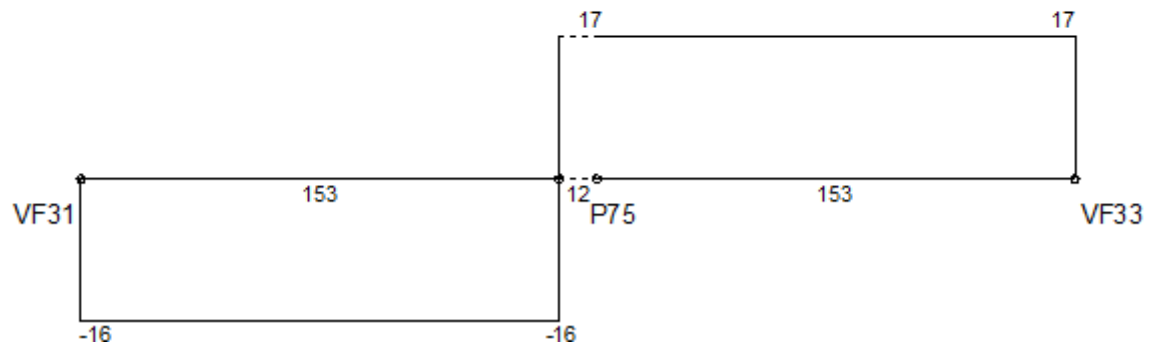




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

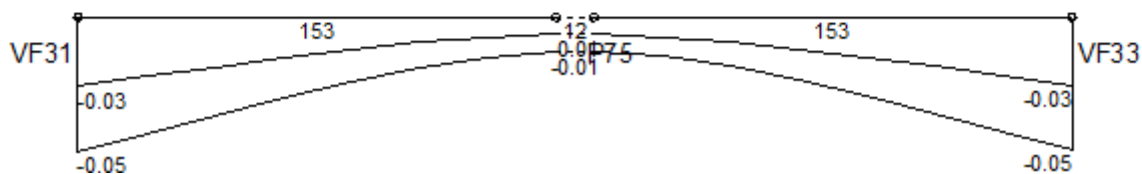




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



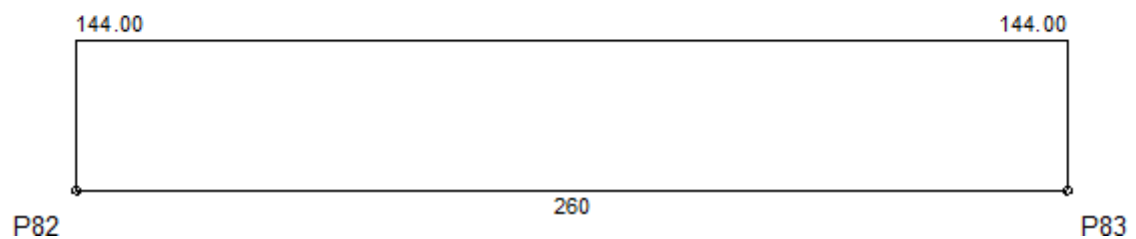
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	0	-0.02	153
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	0	-0.02	153
Flecha diferida	-0.02	0	-0.02	153
Flecha total	-0.05	0	-0.05	153

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	3.15	3.15	3.15	3.15	-
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.45	0.45	0.45	0.45	-
Momento de fissuração (kgf.m)	-	808	808	808	808	-
Momento em serviço (kgf.m)	-	35	-233	-233	35	-
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	43.60	109.40	115.75	37.25	-
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

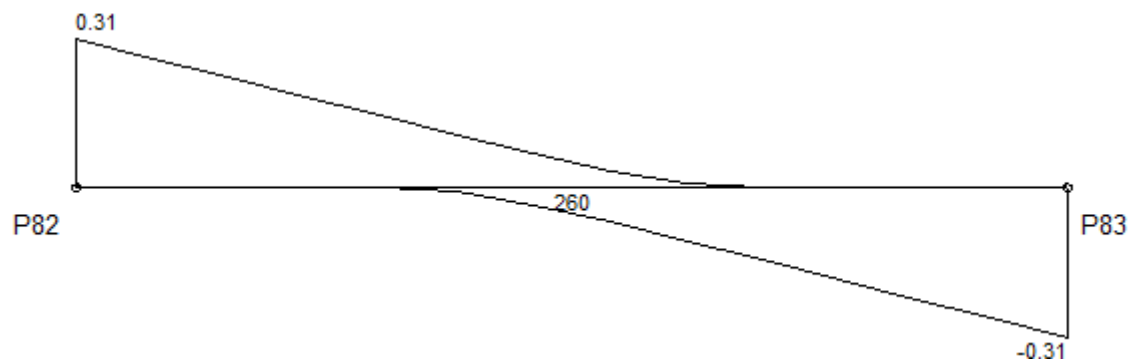


Diagramas: VIGA VF17 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

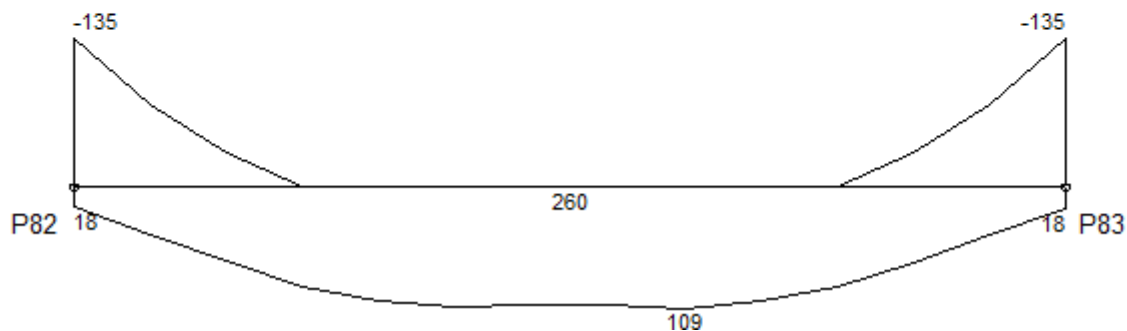


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

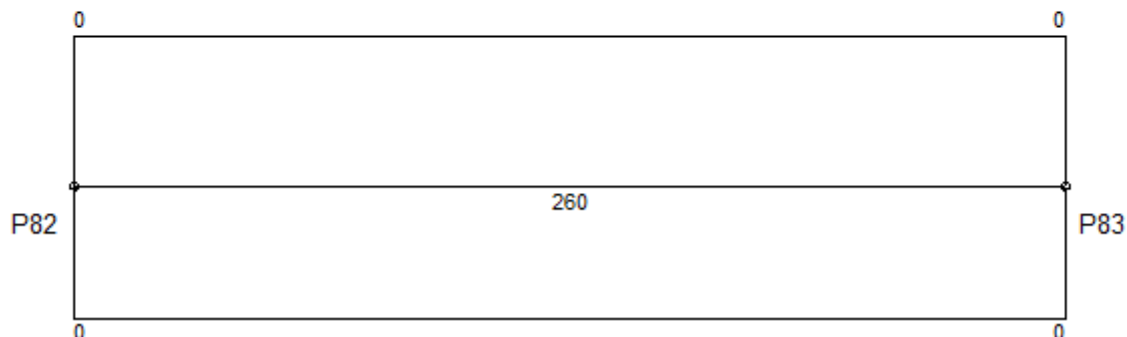




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

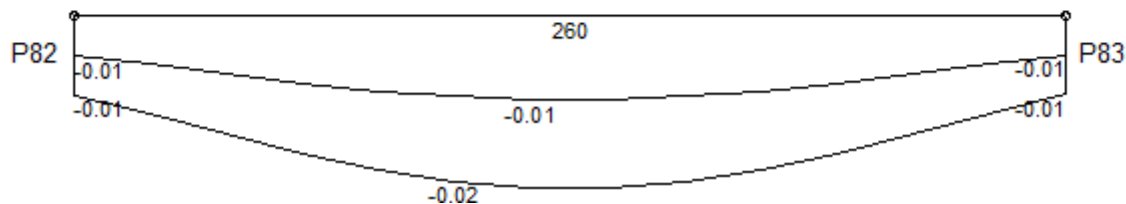




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



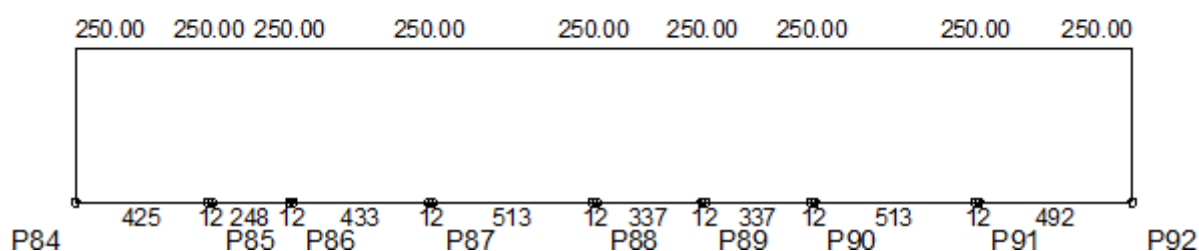
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	120
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	120
Flecha diferida	-0.01	120
Flecha total	-0.02	100

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-50	72	-48
Comprimento do sub-trecho (cm)	30.39	200.03	29.58
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

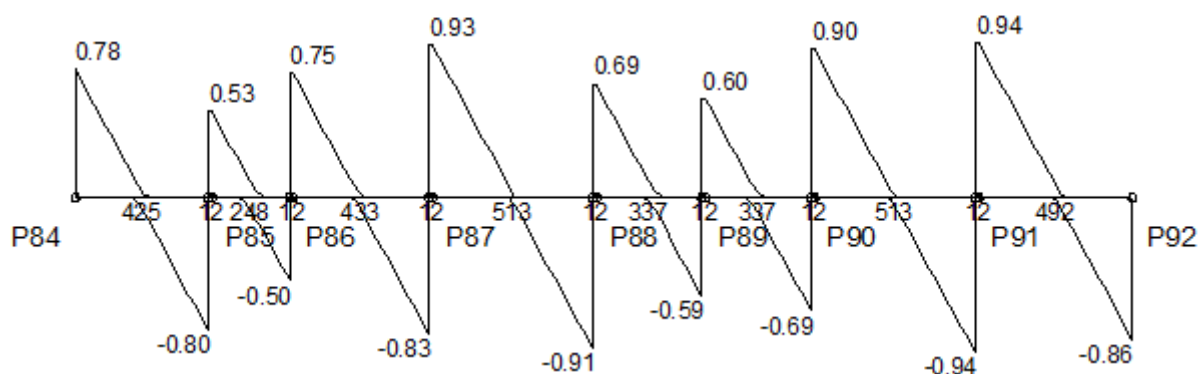


Diagramas: VIGA VF18 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

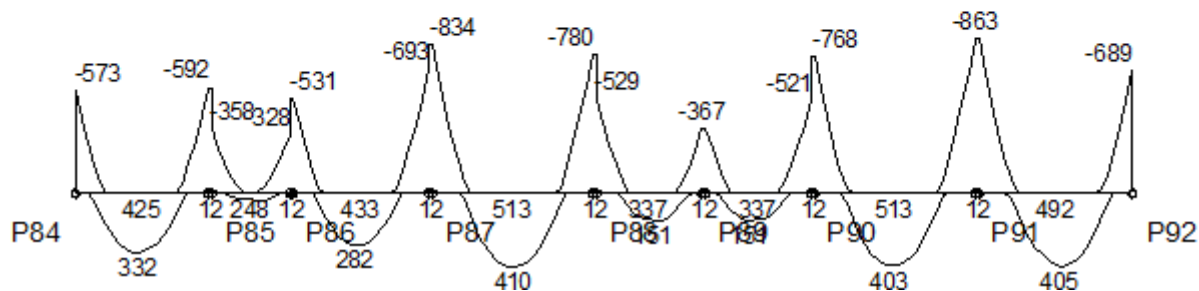


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

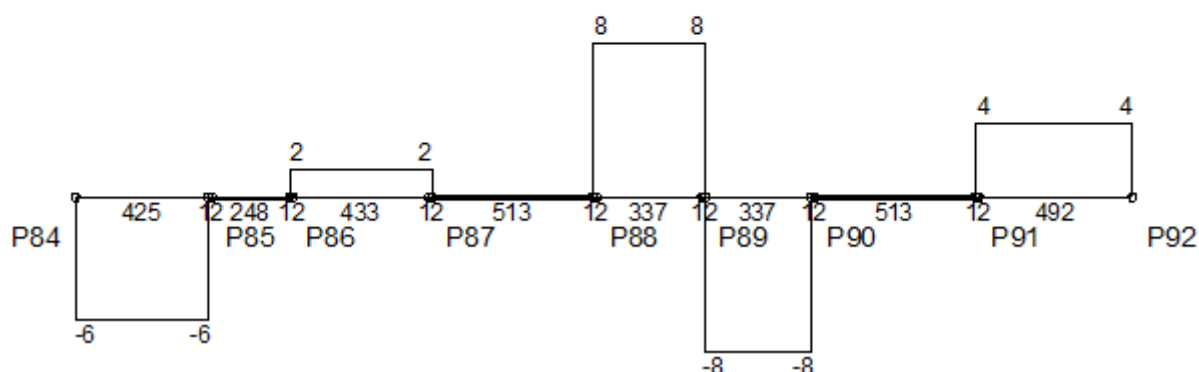




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

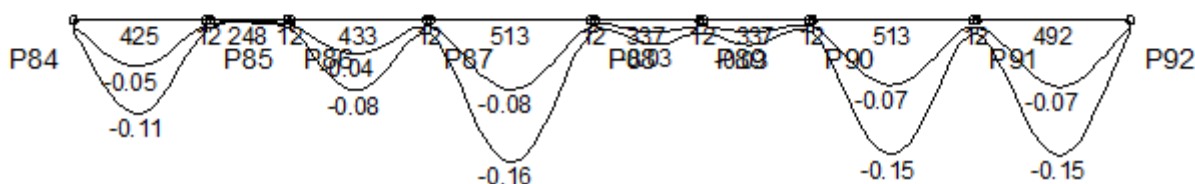




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envol tória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9		Vão 11		Vão 13		Vão 15	
	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição	Va lor	Pos ição
Flecha imedia ta	- 0.0 5	182 .1	- 0.0 1	0	- 0.0 4	185 .6	- 0.0 8	246 .2	- 0.0 1	189 .6	- 0.0 1	105 .3	- 0.0 7	225 .7	- 0.0 7	246
Flecha imedia ta (recalc ulada)	- 0.0 5	182 .1	- 0.0 1	0	- 0.0 4	185 .6	- 0.0 8	246 .2	- 0.0 1	189 .6	- 0.0 1	105 .3	- 0.0 7	225 .7	- 0.0 7	246
Flecha diferid a	- 0.0 5	182 .1	- 0.0 1	0	- 0.0 4	185 .6	- 0.0 8	246 .2	- 0.0 1	189 .6	- 0.0 1	105 .3	- 0.0 8	225 .7	- 0.0 8	246
Flecha total	- 0.1 0	202 .4	- 0.0 1	0	- 0.0 8	206 .2	- 0.1 6	246 .2	- 0.0 3	168 .5	- 0.0 3	126 .4	- 0.1 5	246 .2	- 0.1 5	266 .5

En vol tória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13		Vão 16		Vão 19		Vão 22									
	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F	N ó I	V ã o	N ó F
Iné rci a da seq uê ncia bru ta (m 4 E- 4)	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5	3 . 1 5



Inércia fissurada (m 4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45				
Momento de fissuração (kg f.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808				
Momento em serviço (kg f.m)	-285	242	-361	-361	008	-308	-308	204	-547	-547	300	-497	-497	97	-187	-187	98	-487	-487	290	-580	-580	293	-358			
Comprimento do subtrecço (cm)	66.51	278.03	80.46	124.00	0.00	124.00	75.01	255.03	102.97	105.57	309.60	97.83	100.41	175.42	61.17	62.45	176.87	97.66	97.23	303.96	111.82	110.91	305.67	75.41			
Inércia equivalente (m 4 E-4)	3.15			3.15			3.15			3.15			3.15			3.15			3.15			3.15			3.15		
Multiplicador fle	2.06			2.06			2.06			2.06			2.06			2.06			2.06			2.06			2.06		



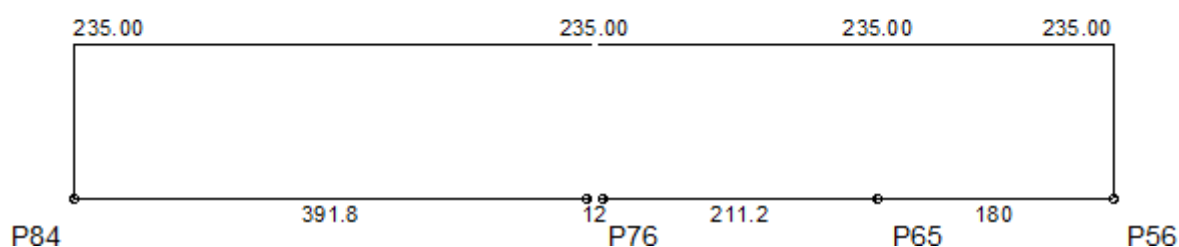
cha tot al								
------------------	--	--	--	--	--	--	--	--



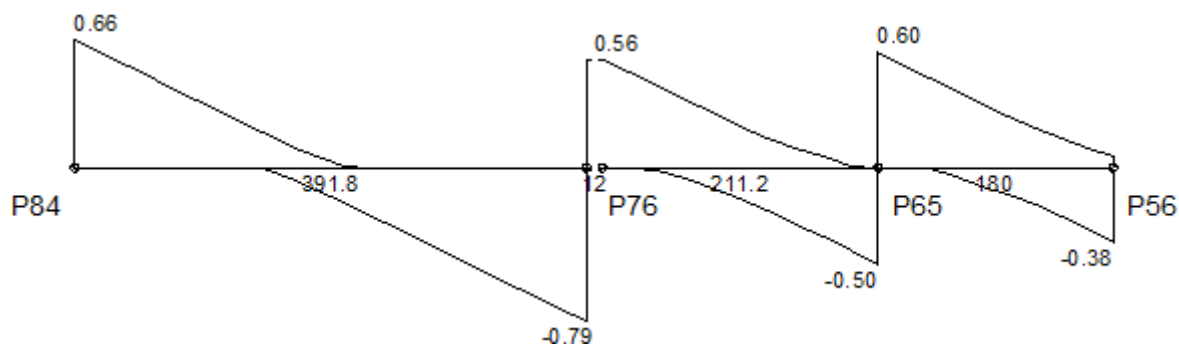


Diagramas: VIGA VF19 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

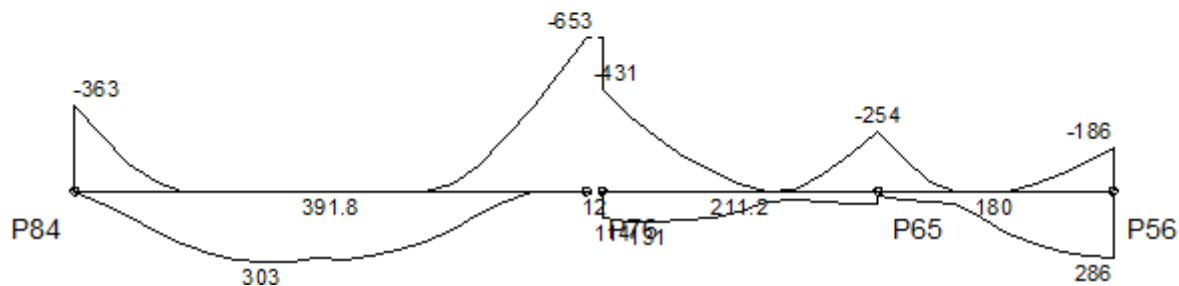


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

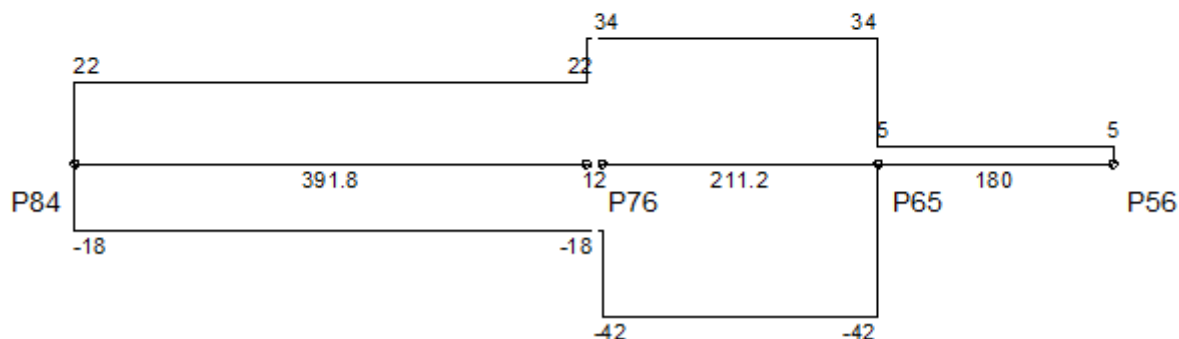




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

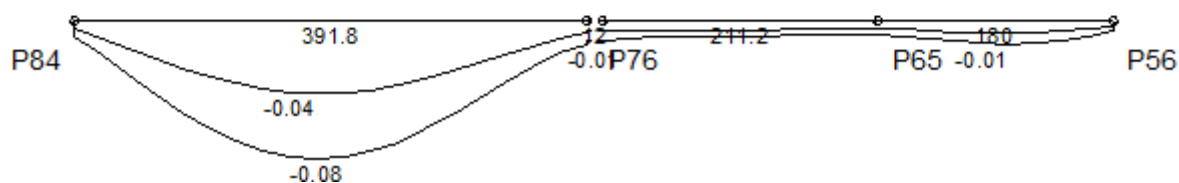




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



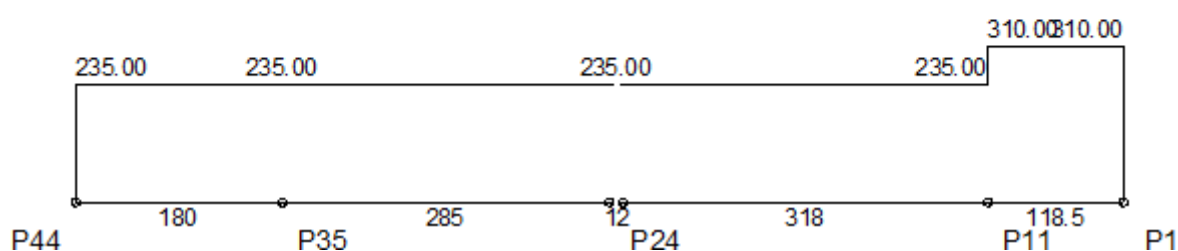
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.04	165	-0.01	0	-0.01	80
Flecha imediata (recalculada)	-0.04	165	-0.01	0	-0.01	80
Flecha diferida	-0.04	165	-0.01	0	-0.01	80
Flecha total	-0.08	185.6	-0.01	0	-0.01	80

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-139	217	-336	-336	15	-94	-94	89	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	38.26	272.43	81.06	86.51	70.62	54.11	37.87	142.14	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		
Multiplicador flecha total	1.94		1.94		1.94		1.94		

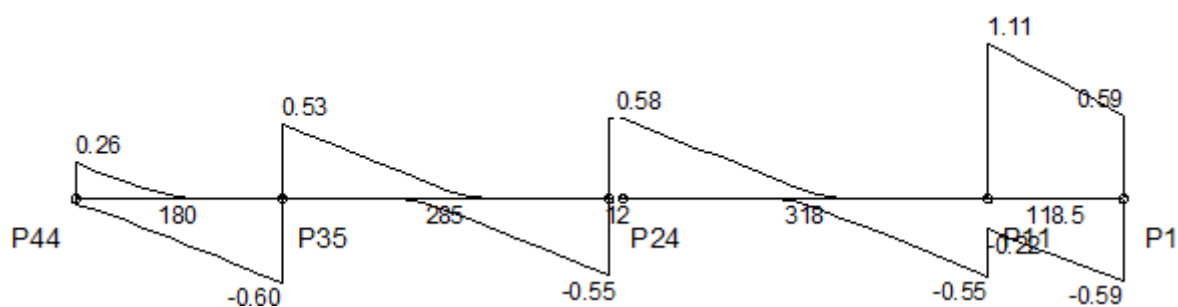


Diagramas: VIGA VF20 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

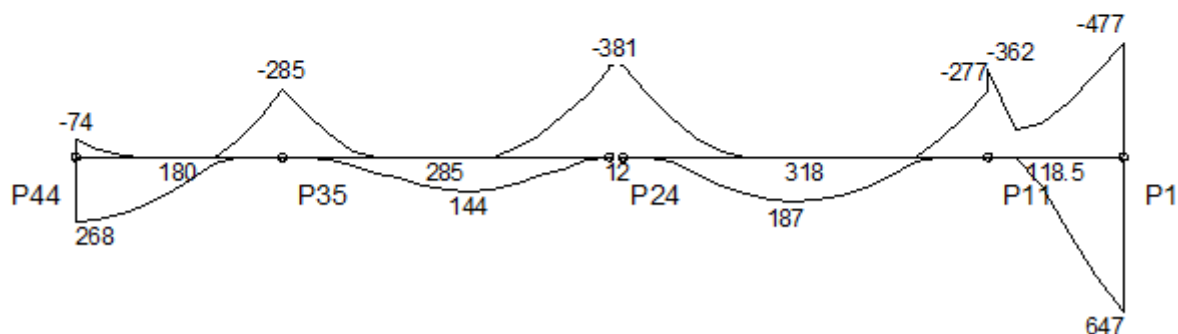


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

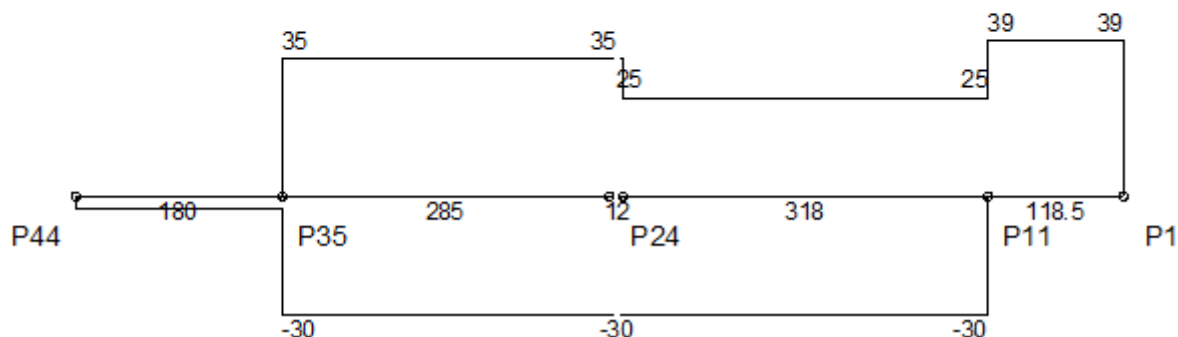




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]

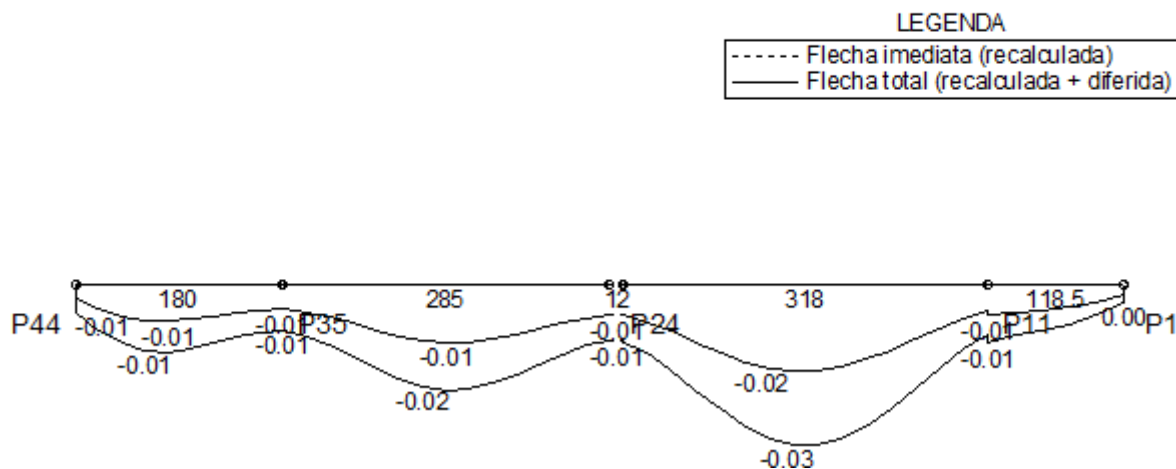


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]





DESLOCAMENTOS [cm;cm]



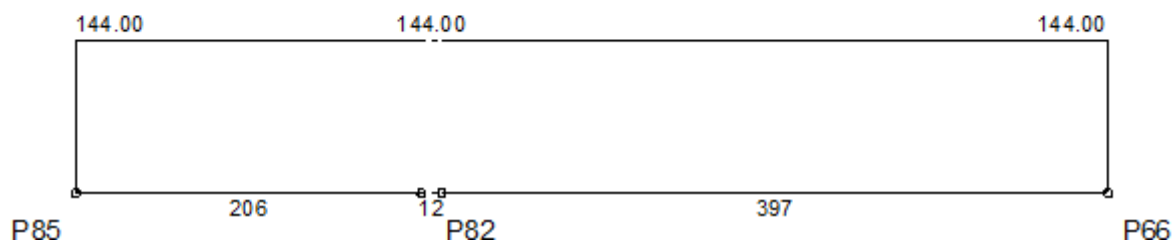
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	80	-0.01	142.5	-0.02	127.2	-0.01	0
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	80	-0.01	142.5	-0.02	127.2	-0.01	0
Flecha diferida	-0.01	80	-0.01	142.5	-0.02	127.2	-0.01	0
Flecha total	-0.01	60	-0.02	122.1	-0.03	148.4	-0.01	0

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10					
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	5.40	5.40
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.68	0.69
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	1385	1385
Momento em serviço (kgf.m)	0	108	-149	-149	79	-204	-204	115	-161	-161	70	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	0.00	129.48	50.52	57.73	163.08	64.19	65.92	197.16	54.92	49.44	69.06	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		4.46			
Multiplicador flecha total	1.94		1.94		1.94		1.94		1.96			

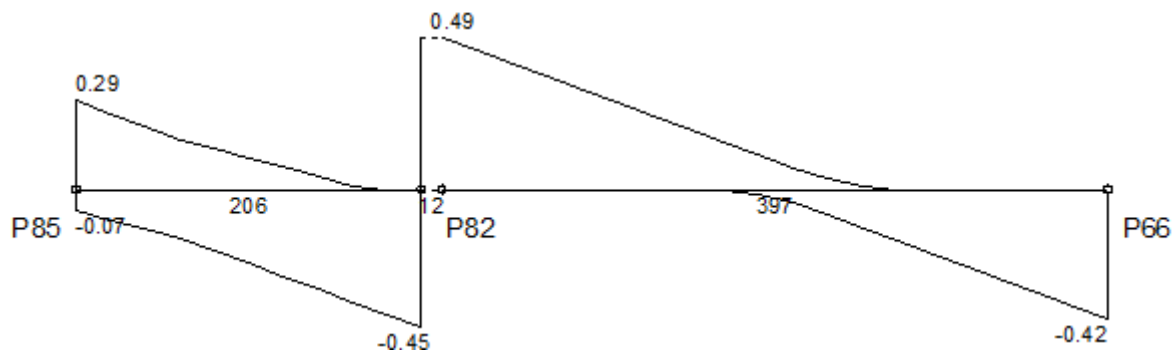


Diagramas: VIGA VF21 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

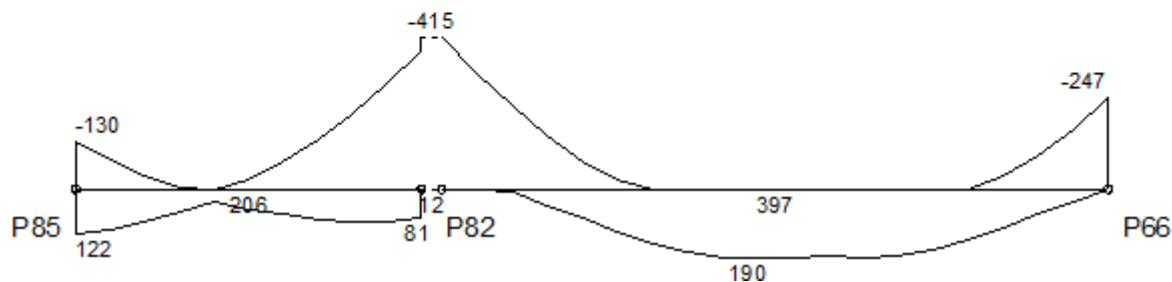


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

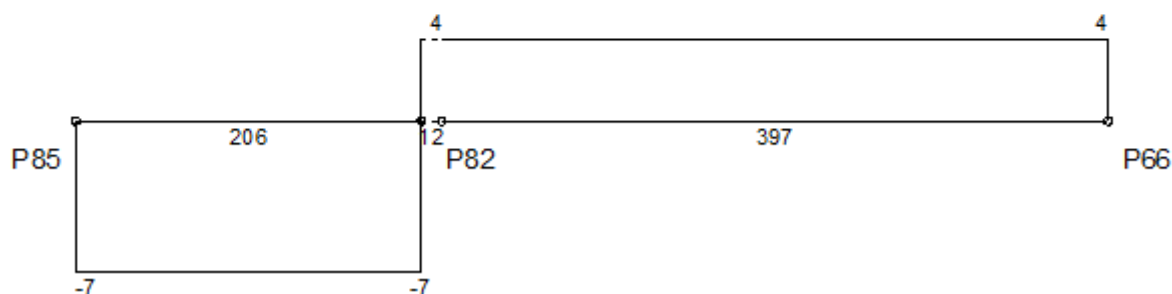




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

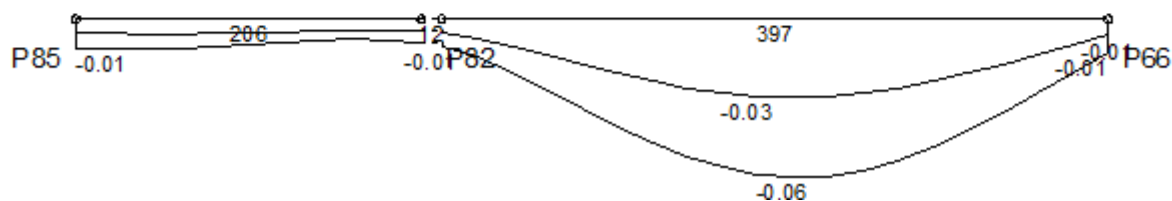




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



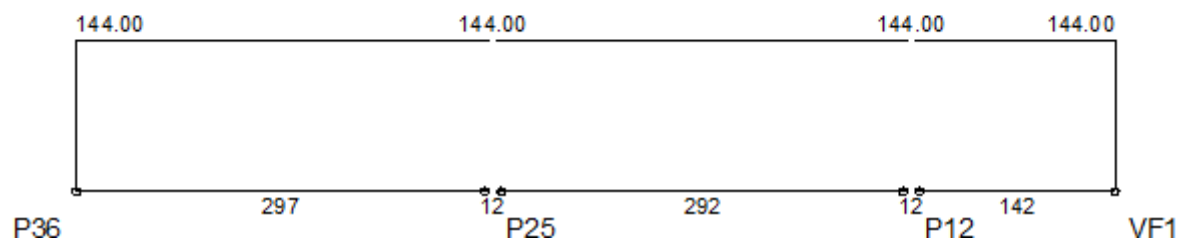
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	0	-0.03	188
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	0	-0.03	188
Flecha diferida	-0.01	0	-0.03	188
Flecha total	-0.01	0	-0.06	209

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	0	26	-212	-212	139	-83
Comprimento do sub-trecho (cm)	0.00	110.47	95.52	81.82	278.45	36.74
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15			
Multiplicador flecha total	2.06		2.06			

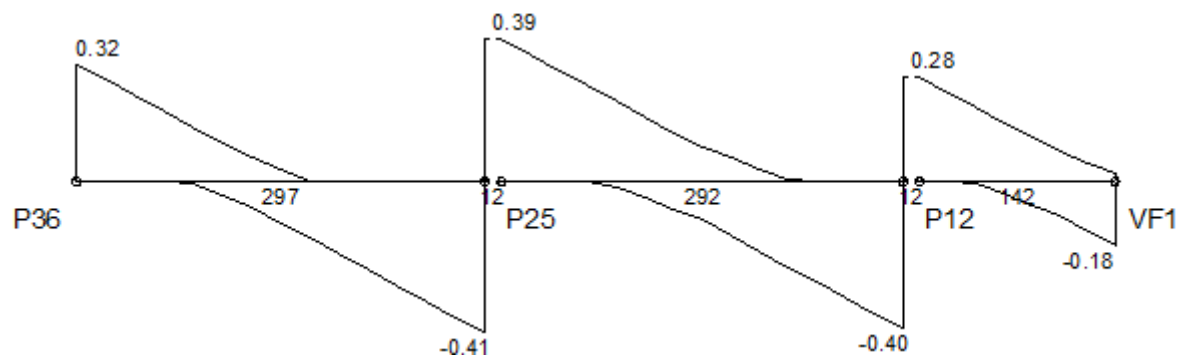


Diagramas: VIGA VF22 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

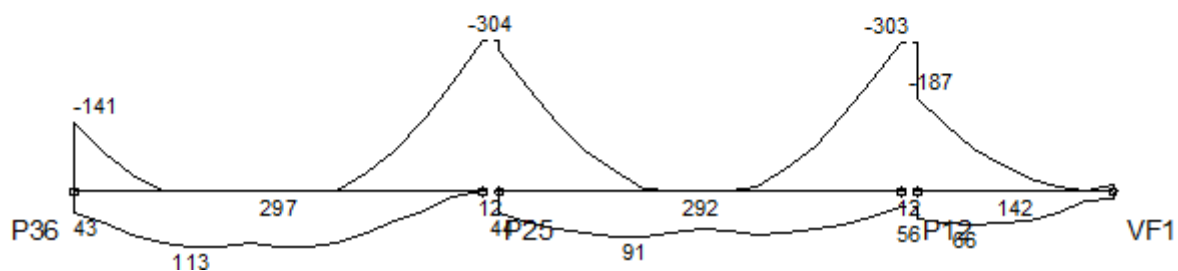


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

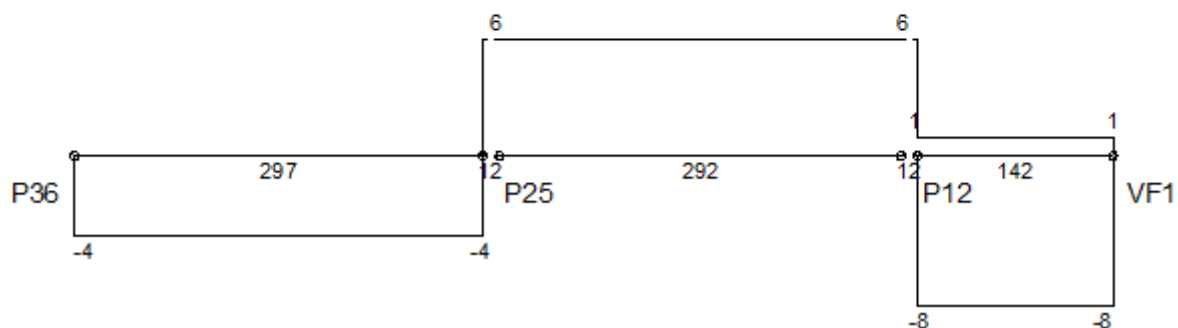




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

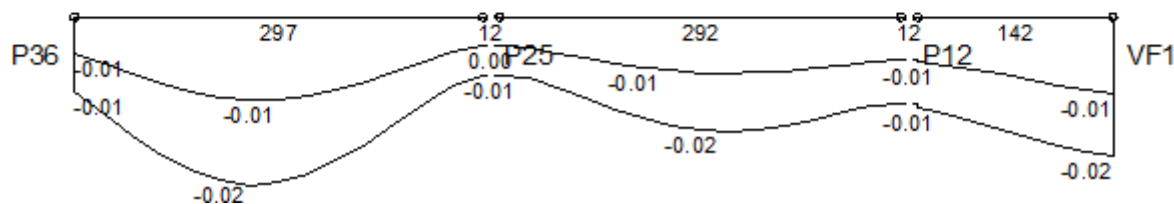




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



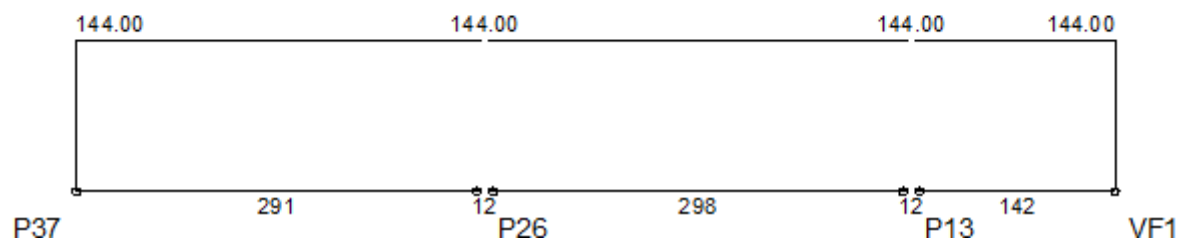
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	127.3	-0.01	104.3	-0.01	142
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	127.3	-0.01	104.3	-0.01	142
Flecha diferida	-0.01	127.3	-0.01	104.3	-0.01	142
Flecha total	-0.02	106	-0.02	146	-0.02	142

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-32	78	-139	-139	46	-100	-100	18	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	19.58	207.26	70.17	70.80	158.61	62.59	41.63	100.35	0.02
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		2.06		2.06		2.06		

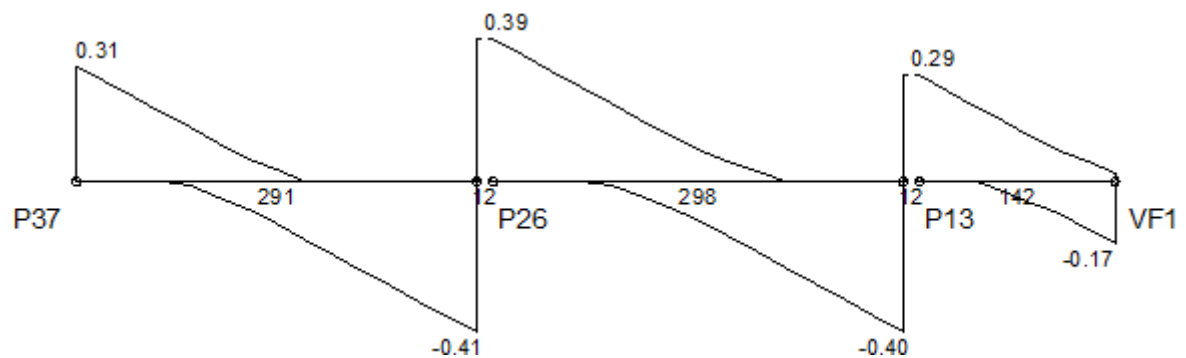


Diagramas: VIGA VF23 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

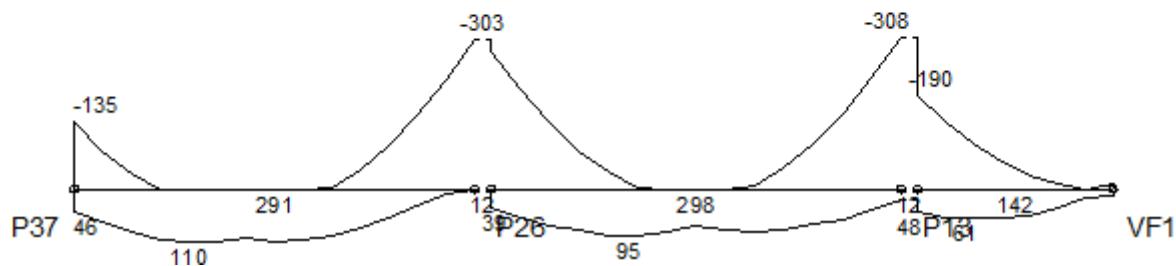


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

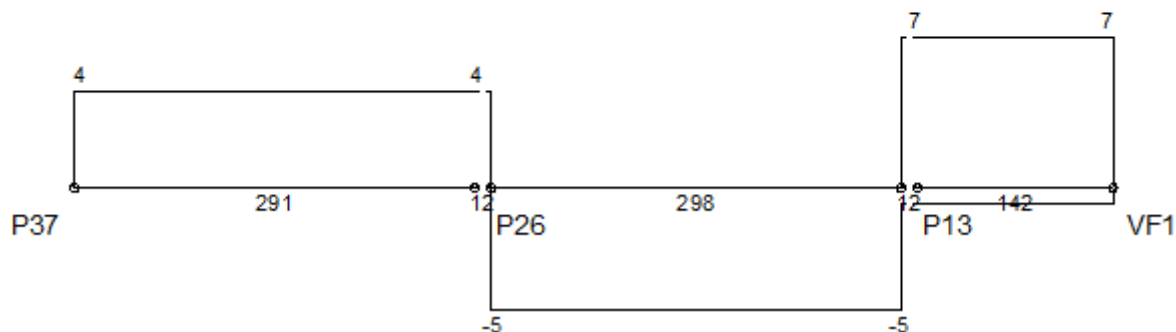




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

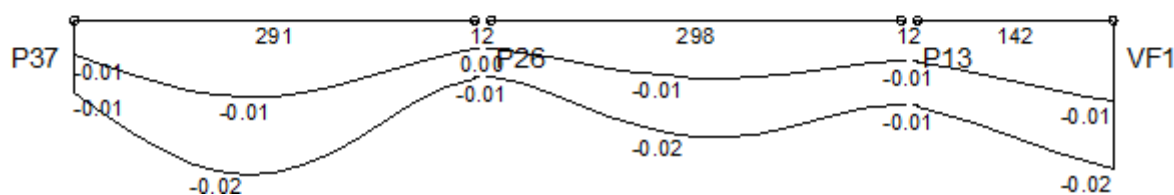




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



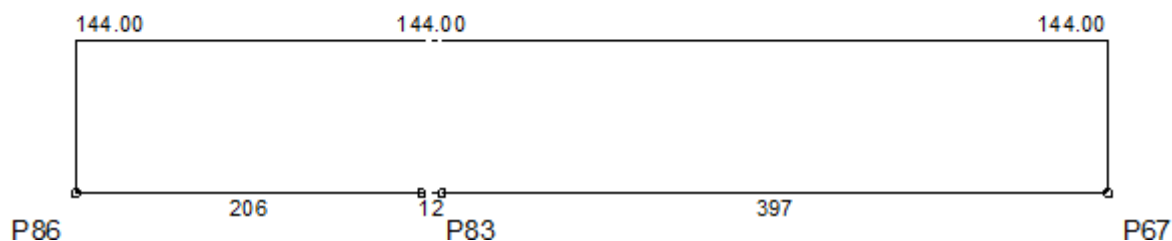
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	124.7	-0.01	127.7	-0.01	142
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	124.7	-0.01	127.7	-0.01	142
Flecha diferida	-0.01	124.7	-0.01	127.7	-0.01	142
Flecha total	-0.02	104	-0.02	127.7	-0.02	142

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-27	74	-140	-140	51	-101	-101	19	-2
Comprimento do sub-trecho (cm)	17.10	202.45	71.45	68.79	167.96	61.26	35.84	102.67	3.49
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		2.06		2.06		2.06		

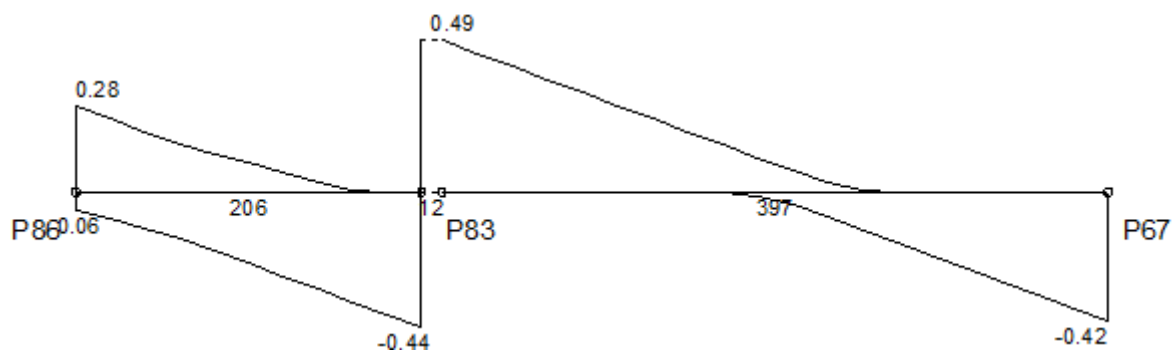


Diagramas: VIGA VF24 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

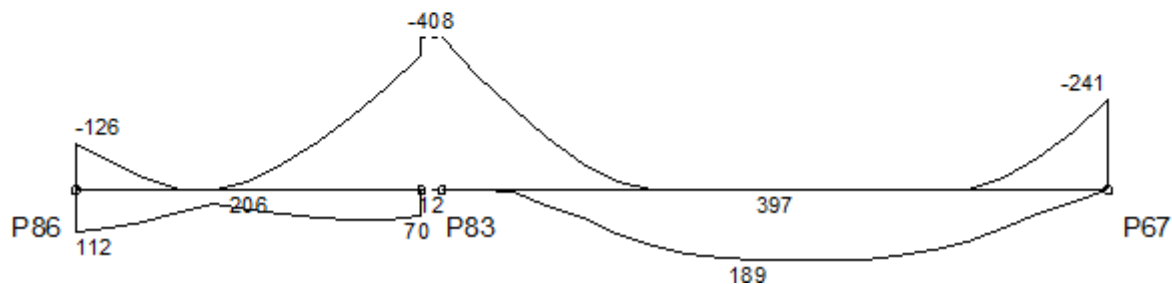


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

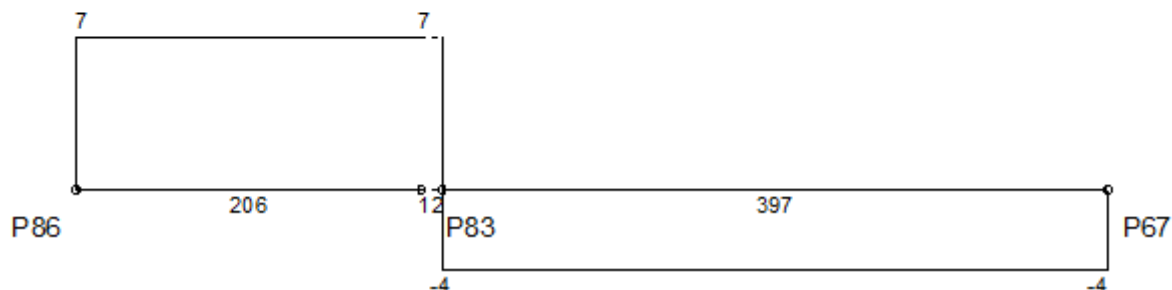




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

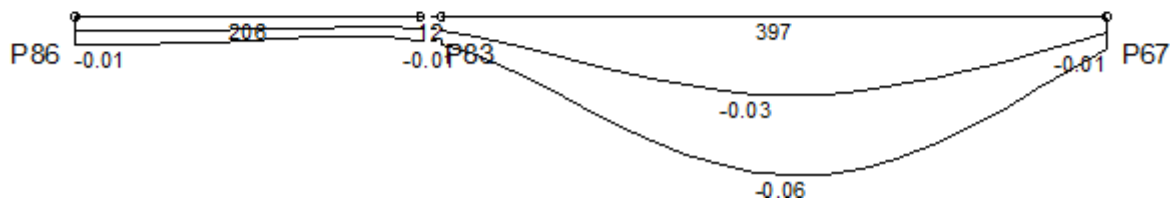




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
—————	Flecha total (recalculada + diferida)



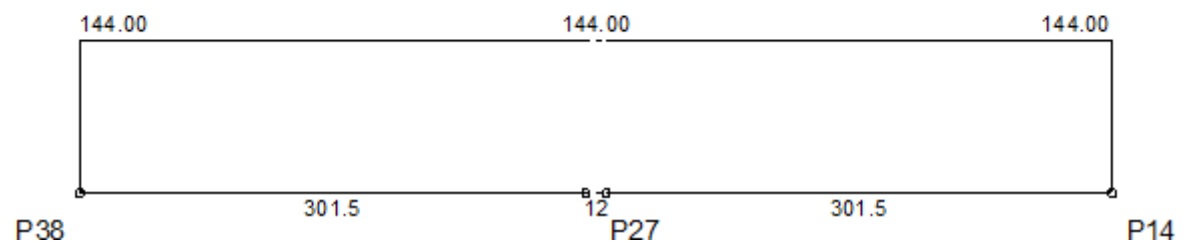
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	0.00	0	-0.03	188
Flecha imediata (recalculada)	0.00	0	-0.03	188
Flecha diferida	-0.01	0	-0.03	188
Flecha total	-0.01	0	-0.06	209

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	0	22	-211	-211	141	-82
Comprimento do sub-trecho (cm)	0.00	108.02	97.98	81.20	279.62	36.18
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

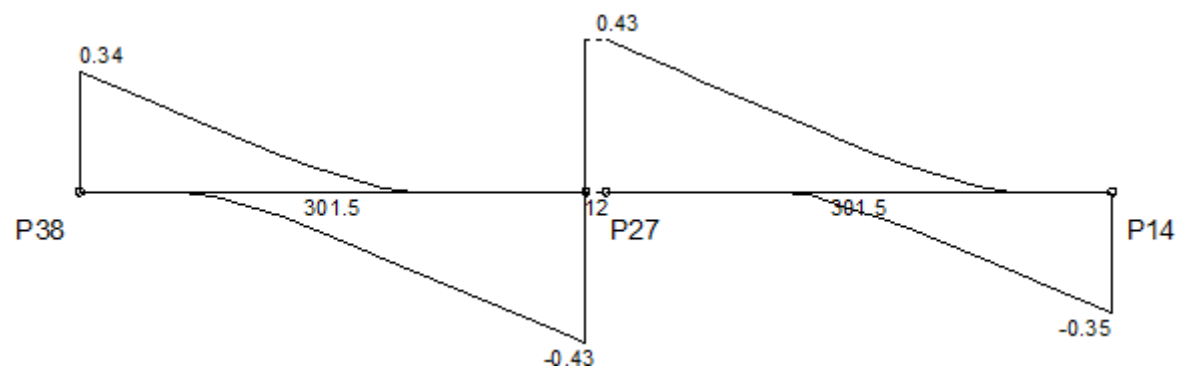


Diagramas: VIGA VF25 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

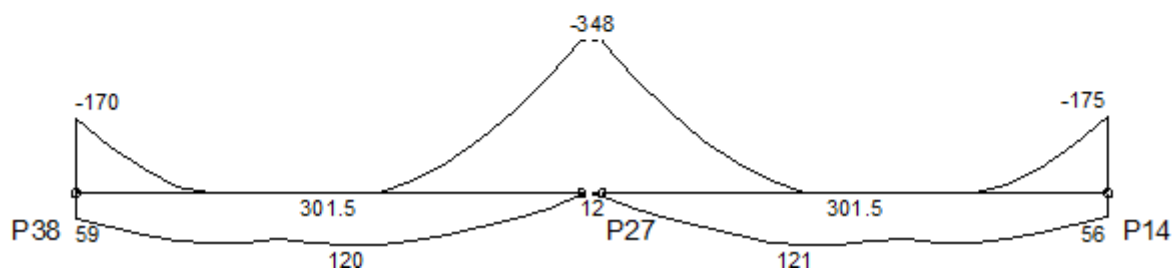


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

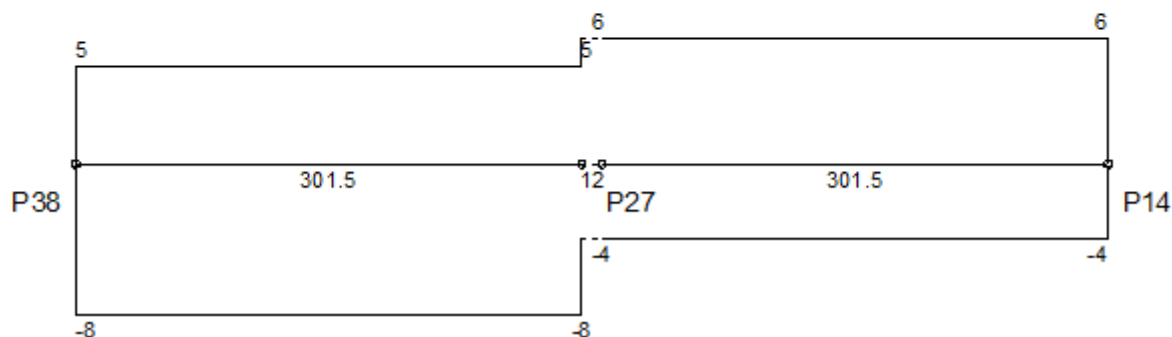




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

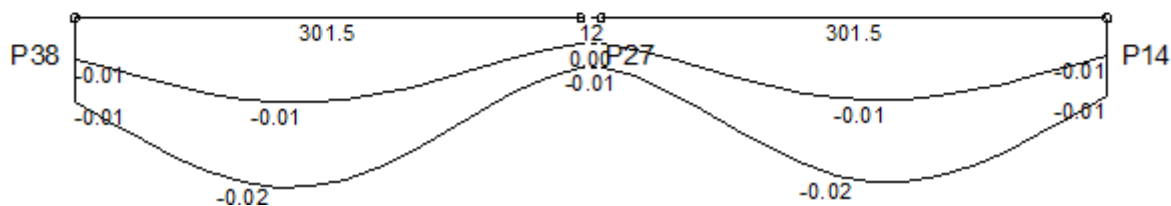




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



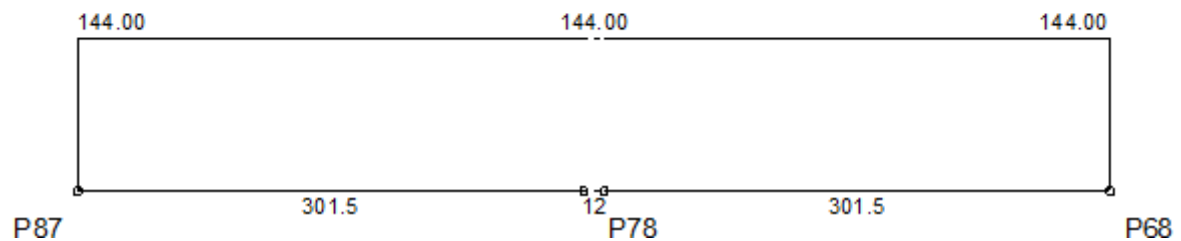
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	120.6	-0.01	160.8
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	120.6	-0.01	160.8
Flecha diferida	-0.01	120.6	-0.01	160.8
Flecha total	-0.02	100.5	-0.02	140.7

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-52	79	-184	-184	75	-15
Comprimento do sub-trecho (cm)	30.49	208.69	62.32	87.84	203.53	10.13
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

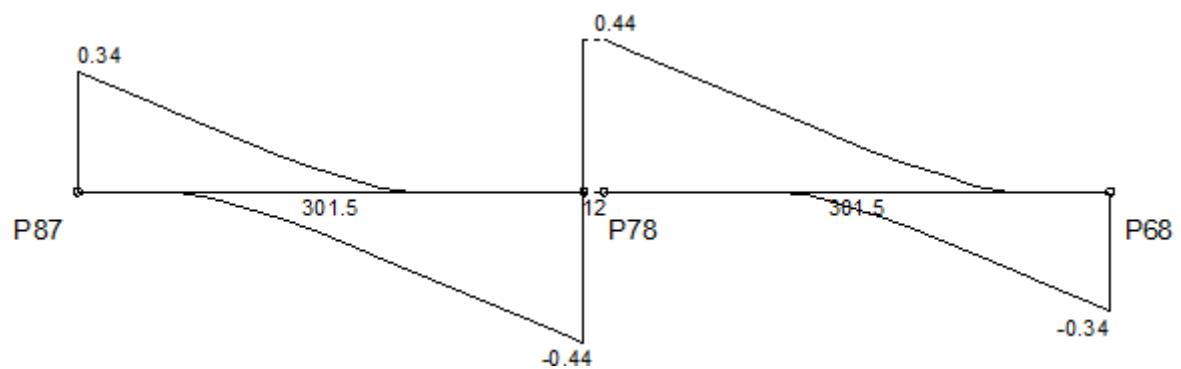


Diagramas: VIGA VF26 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

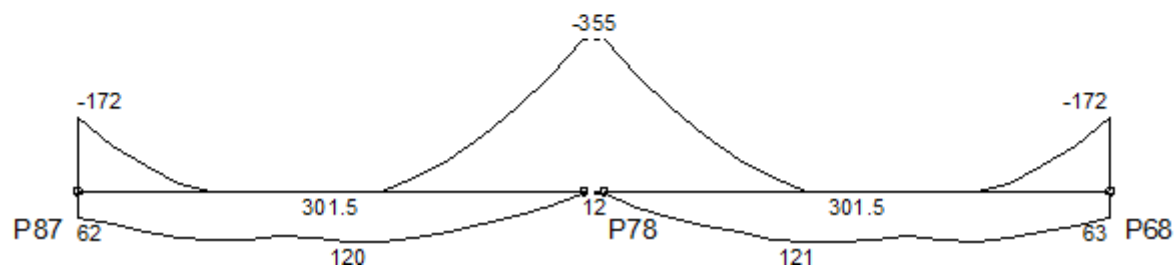


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

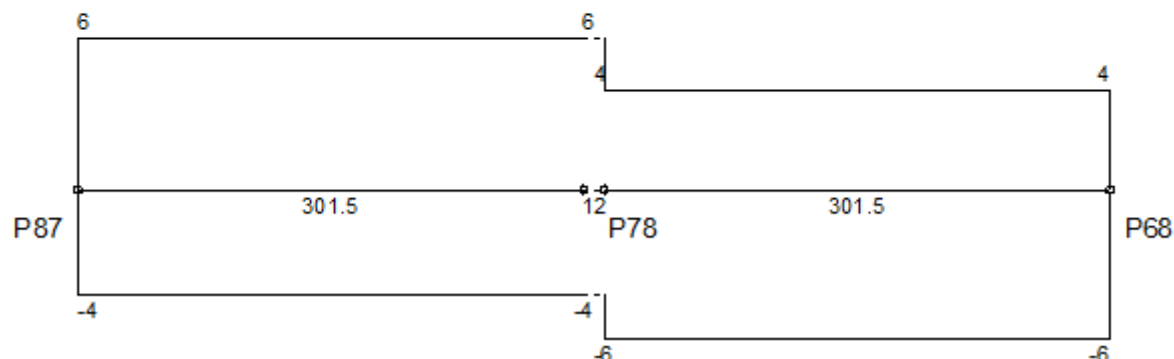




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

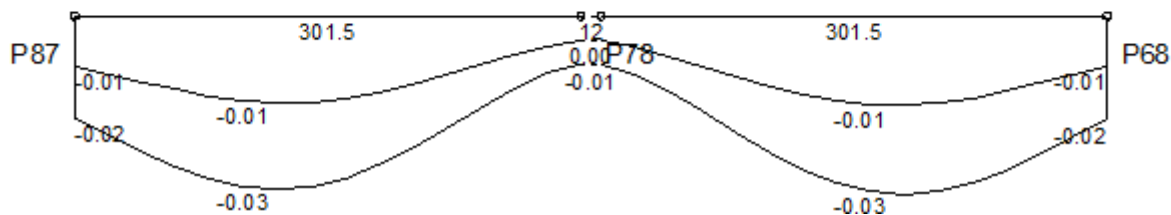




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
—————	Flecha total (recalculada + diferida)



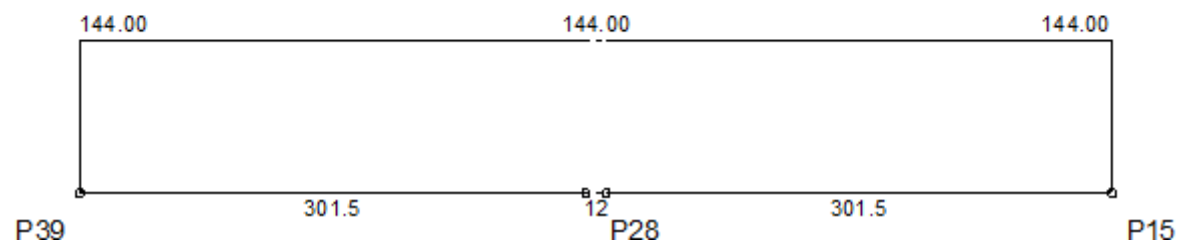
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	100.5	-0.01	160.8
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	100.5	-0.01	160.8
Flecha diferida	-0.01	100.5	-0.01	160.8
Flecha total	-0.03	100.5	-0.03	160.8

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-31	75	-159	-159	77	-27
Comprimento do sub-trecho (cm)	19.49	203.47	78.55	77.72	206.75	17.03
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

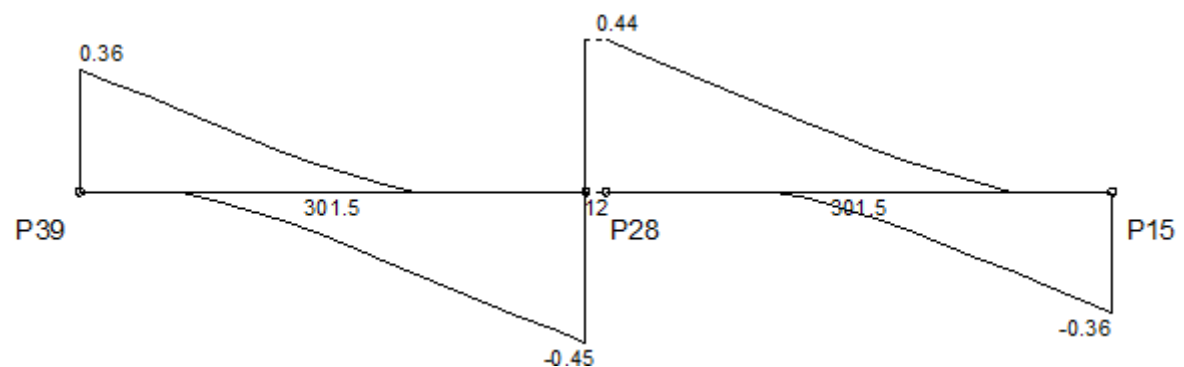


Diagramas: VIGA VF27 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

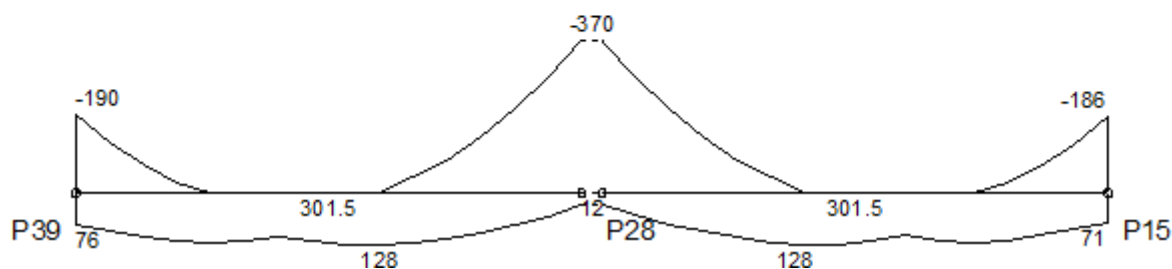


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

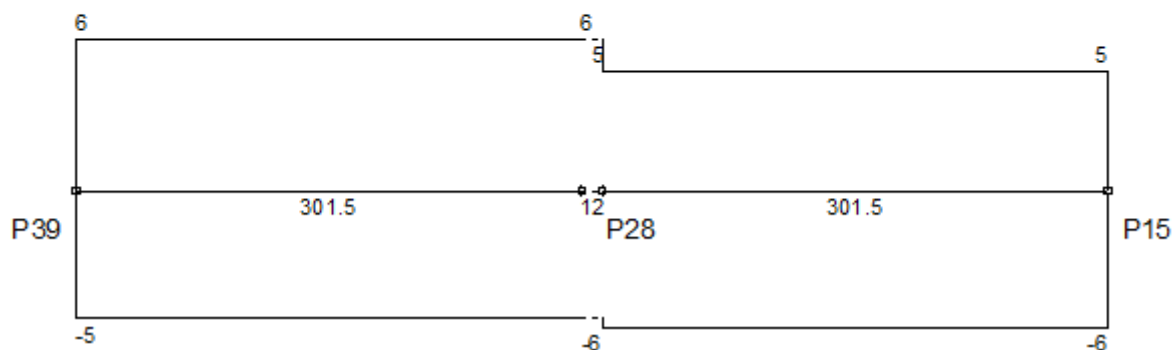




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

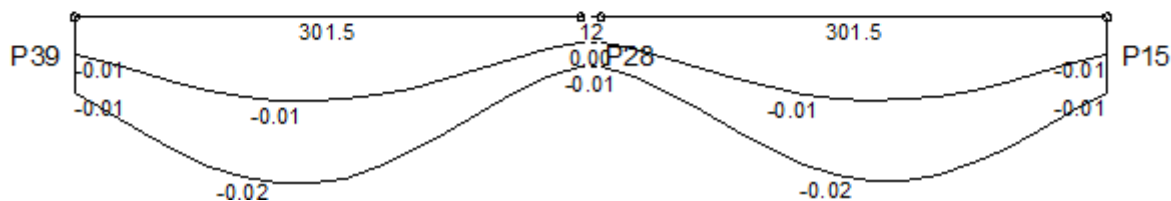




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



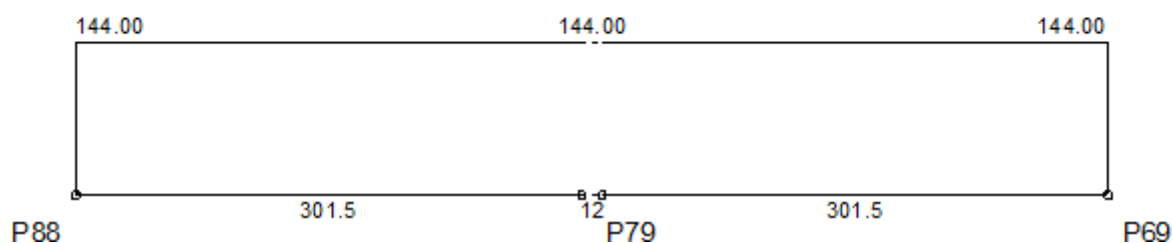
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	120.6	-0.01	120.6
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	120.6	-0.01	120.6
Flecha diferida	-0.01	120.6	-0.01	120.6
Flecha total	-0.02	100.5	-0.02	140.7

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-32	78	-152	-152	75	-35
Comprimento do sub-trecho (cm)	19.71	207.21	74.58	75.81	203.91	21.78
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

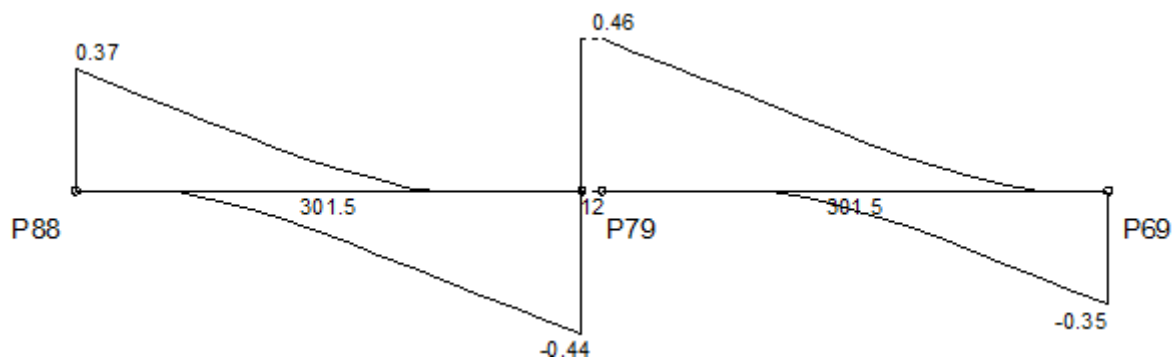


Diagramas: VIGA VF28 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

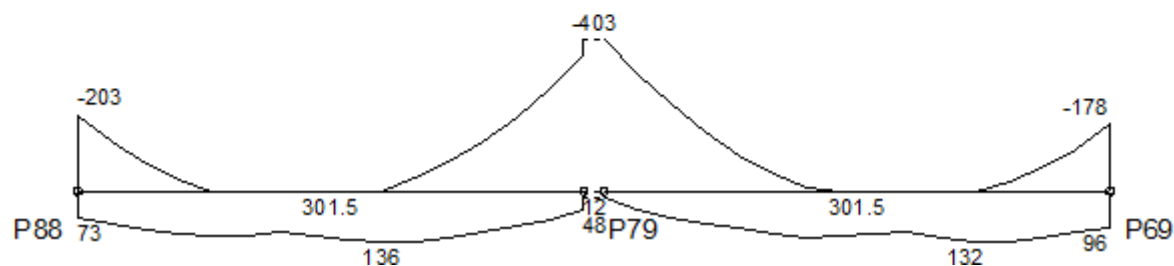


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

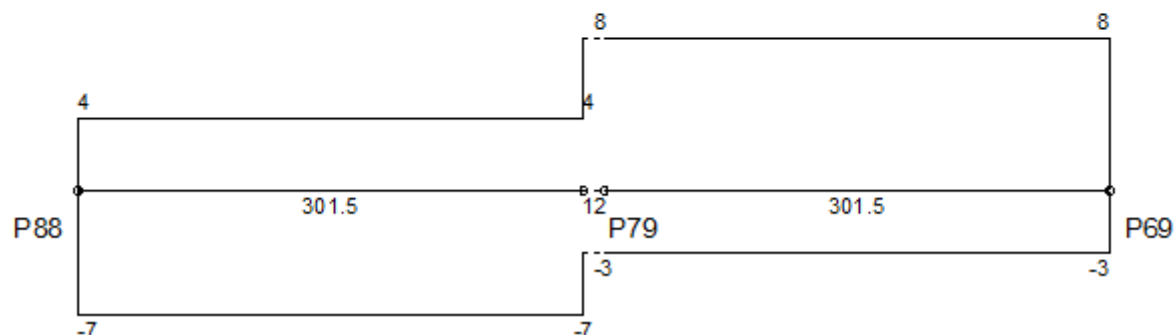




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

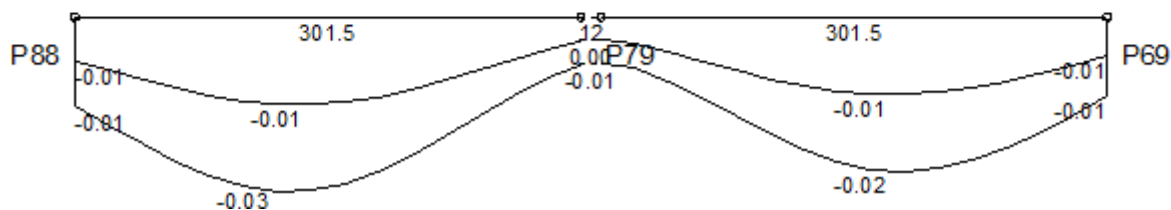




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



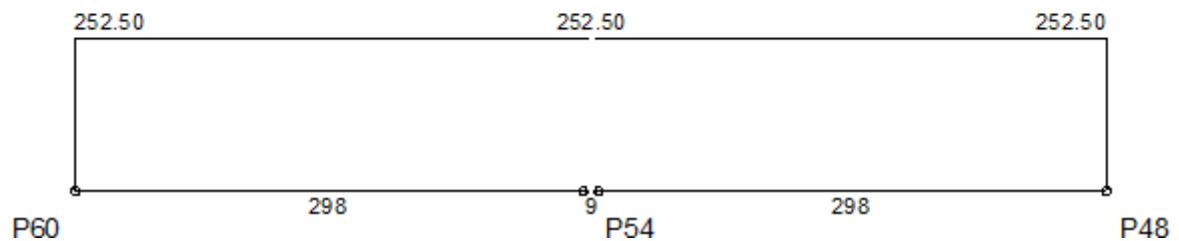
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	120.6	-0.01	160.8
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	120.6	-0.01	160.8
Flecha diferida	-0.01	120.6	-0.01	160.8
Flecha total	-0.03	100.5	-0.02	160.8

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-27	82	-171	-171	77	-19
Comprimento do sub-trecho (cm)	16.43	212.69	72.38	82.23	206.48	12.78
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

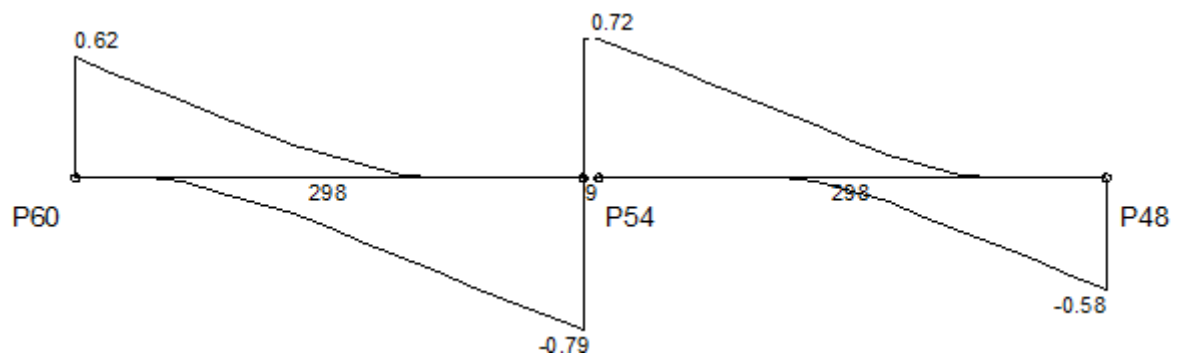


Diagramas: VIGA VF29 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

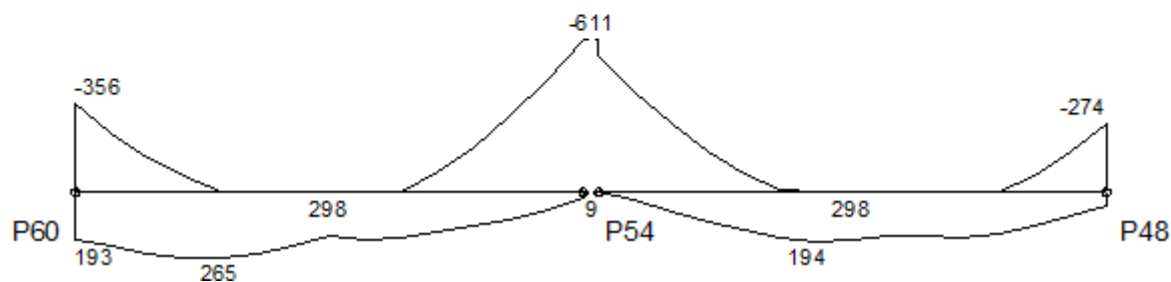


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

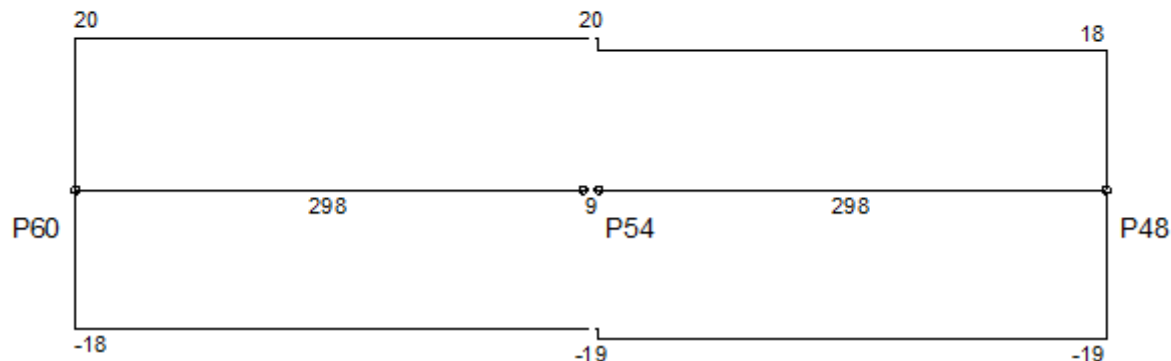




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

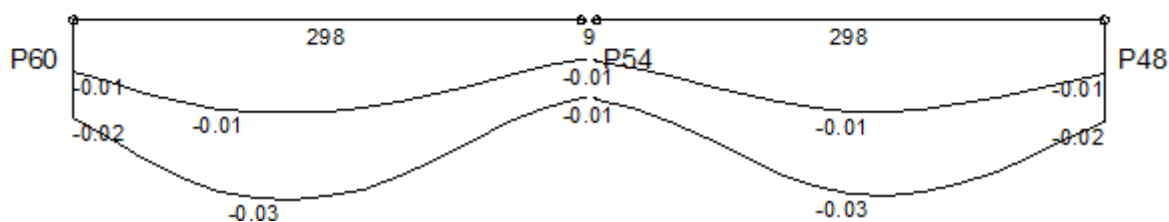




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



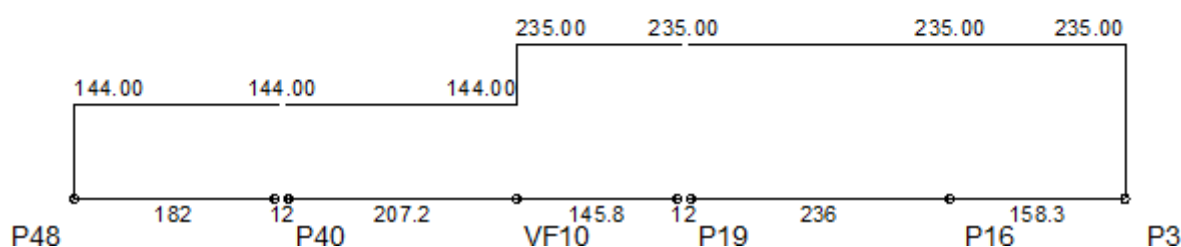
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	85.1	-0.01	149
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	85.1	-0.01	149
Flecha diferida	-0.01	85.1	-0.01	149
Flecha total	-0.03	106.4	-0.03	149

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.66	0.65	0.66	0.66	0.65	0.66
Momento de fissuração (kgf.m)	1100	1100	1100	1100	1100	1100
Momento em serviço (kgf.m)	0	151	-327	-327	127	-110
Comprimento do sub-trecho (cm)	0.00	212.80	85.20	60.59	200.40	37.01
Inércia equivalente (m4 E-4)	5.00			5.00		
Multiplicador flecha total	1.95			1.95		

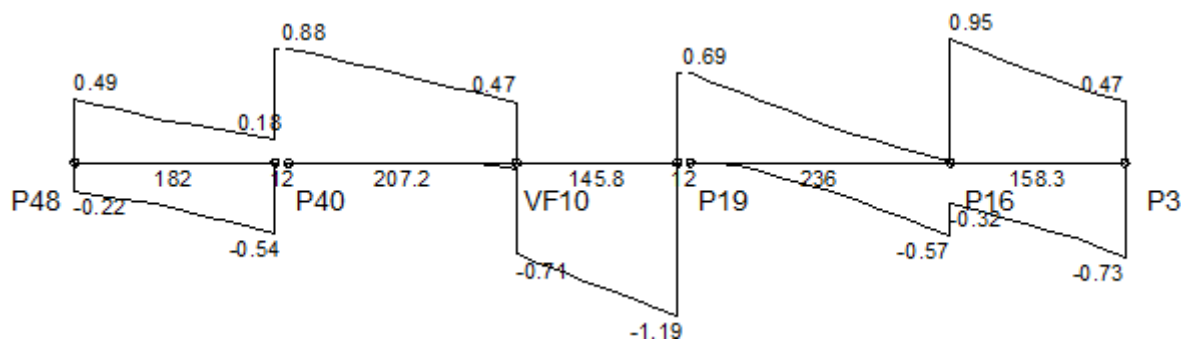


Diagramas: VIGA VF30 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

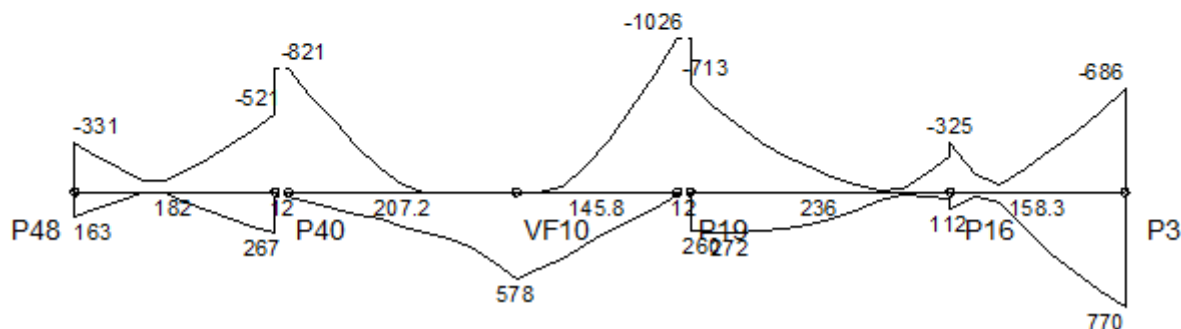


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf,cm]

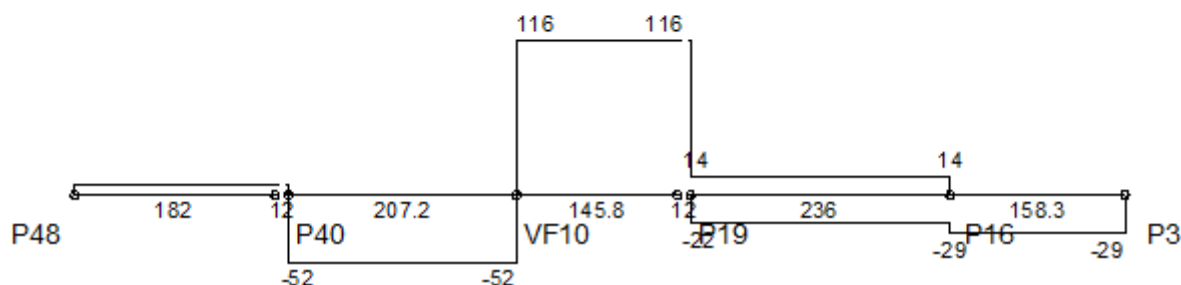




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]

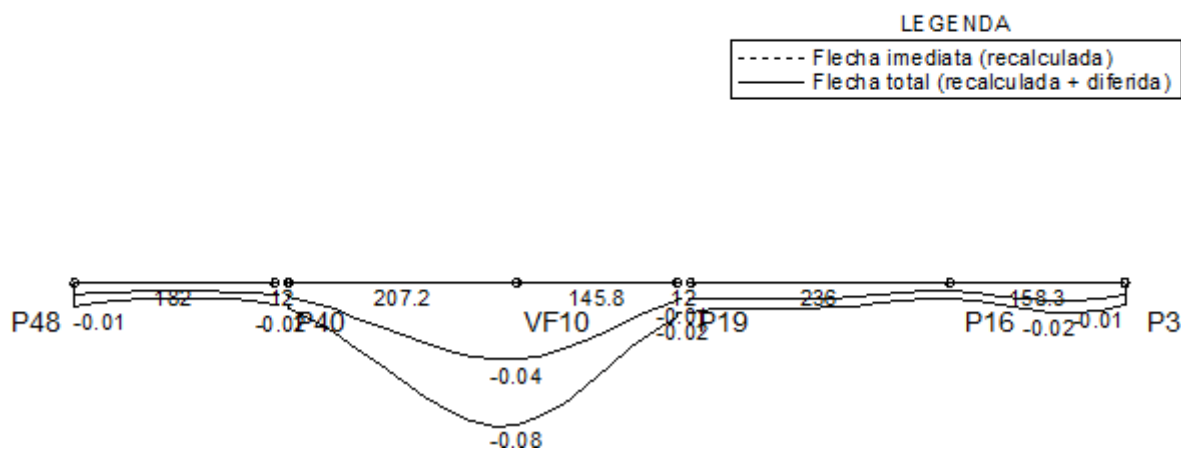


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]





DESLOCAMENTOS [cm;cm]



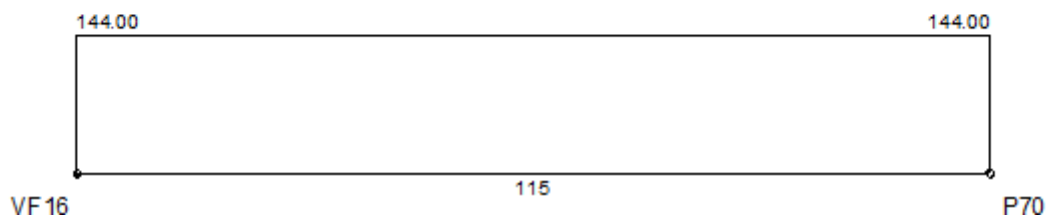
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	0	-0.04	207.2	-0.01	0	-0.01	67.8
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	0	-0.04	207.2	-0.01	0	-0.01	67.8
Flecha diferida	-0.01	0	-0.04	207.2	-0.01	0	-0.01	67.8
Flecha total	-0.01	0	-0.08	207.2	-0.02	0	-0.01	90.5

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10					
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.60	0.60	0.45	0.60	0.60	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-56	0	-334	-334	358	-413	-413	20	-95	-95	60	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	91.00	0.00	91.00	78.69	207.76	66.55	97.42	83.22	55.36	43.68	114.61	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		3.15		3.15	
Multiplicador flecha total	1.99		1.93		1.98		1.98		1.94		1.94	

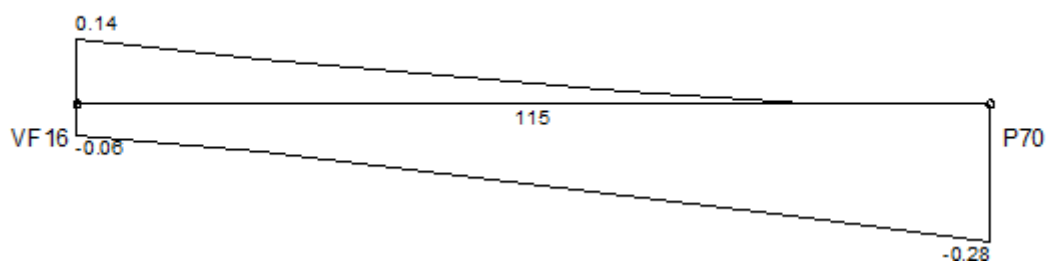


Diagramas: VIGA VF31 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

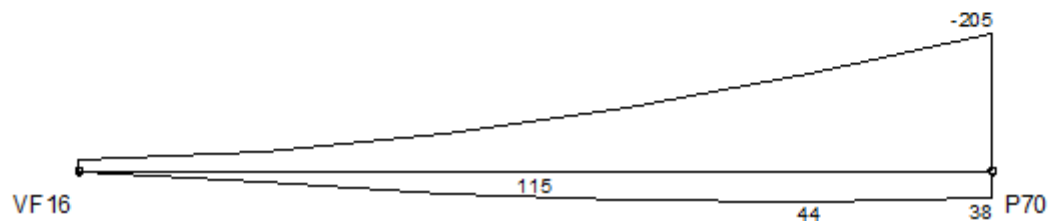


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

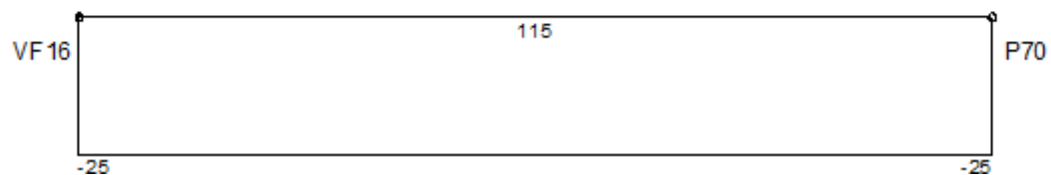




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

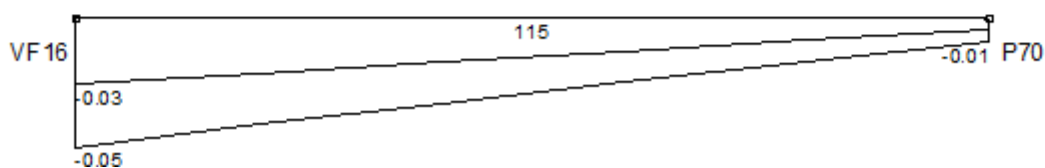




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



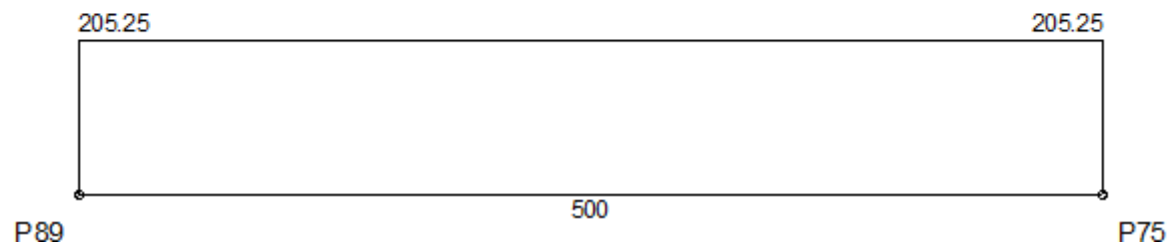
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	0
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	0
Flecha diferida	-0.02	0
Flecha total	-0.05	0

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-26	0	-57
Comprimento do sub-trecho (cm)	57.50	0.00	57.50
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

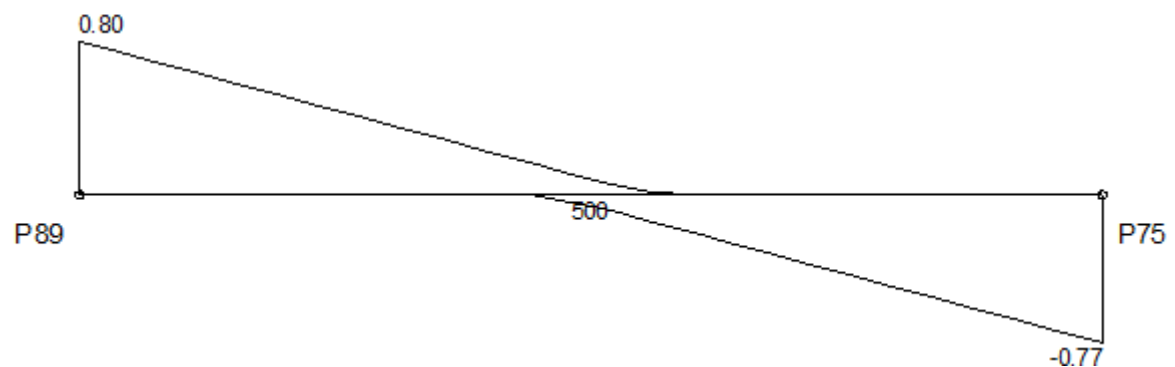


Diagramas: VIGA VF32 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

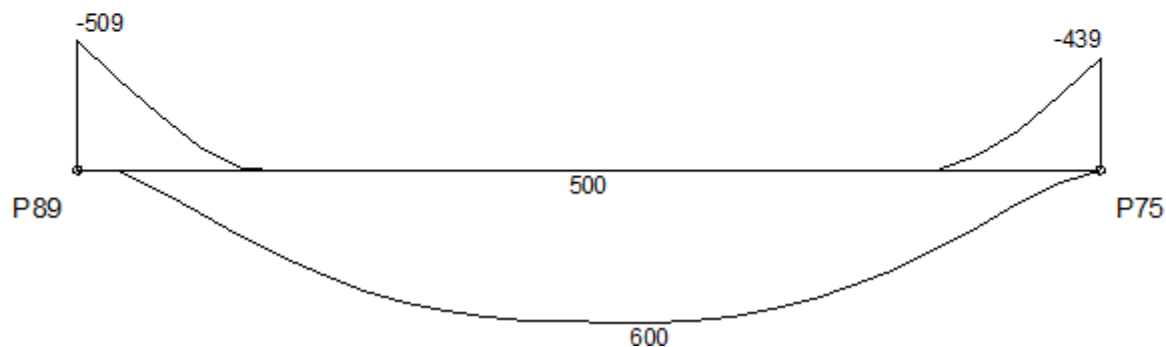


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

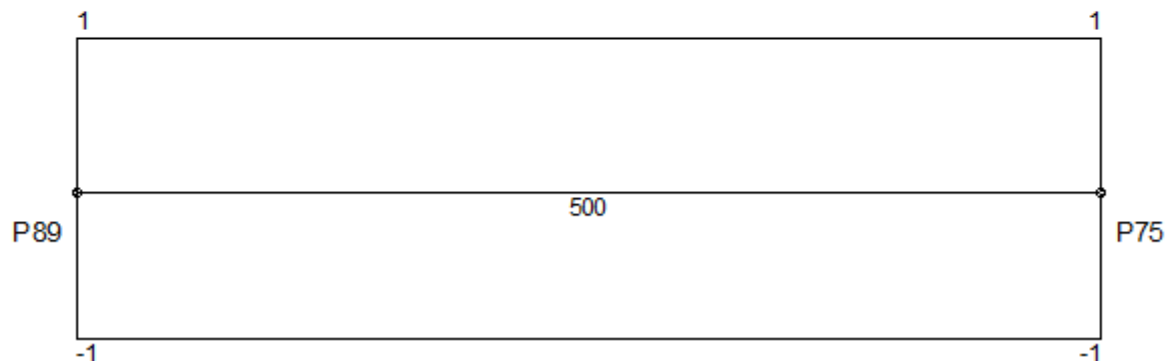




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

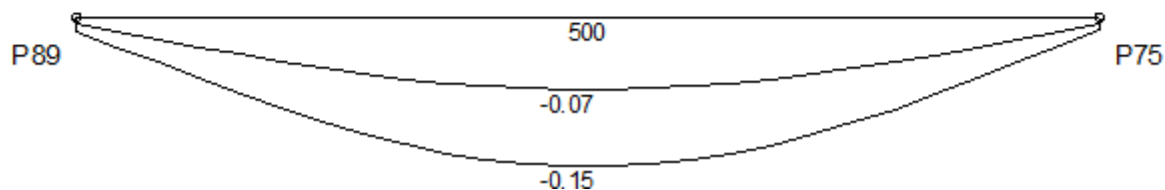




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



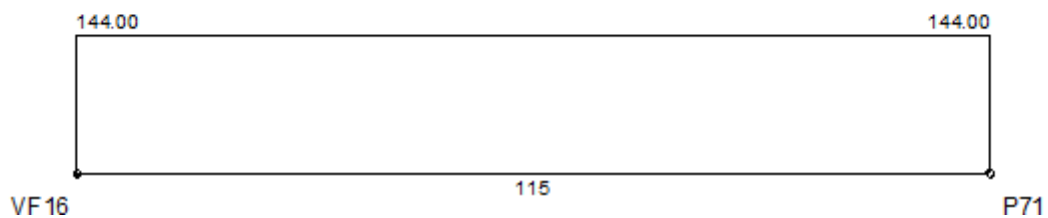
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.07	240
Flecha imediata (recalculada)	-0.07	240
Flecha diferida	-0.08	240
Flecha total	-0.15	240

Envoltória	Vão 1		Nó F
	Nó I	Vão	
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	6.79	6.79	6.79
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.67	0.67	0.67
Momento de fissuração (kgf.m)	1492	1492	1492
Momento em serviço (kgf.m)	-193	457	-174
Comprimento do sub-trecho (cm)	40.59	422.36	37.05
Inércia equivalente (m4 E-4)	6.79		
Multiplicador flecha total	2.06		

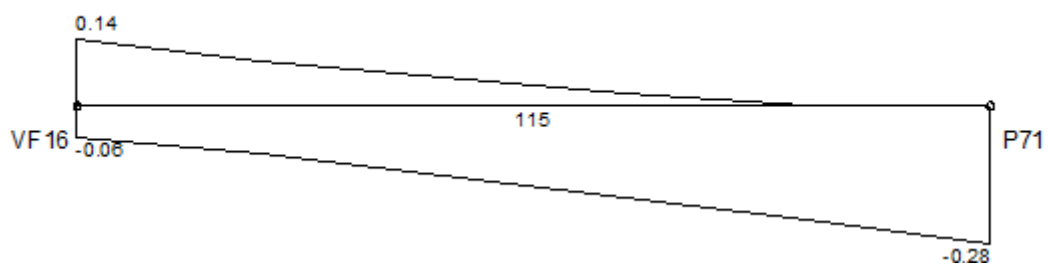


Diagramas: VIGA VF33 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

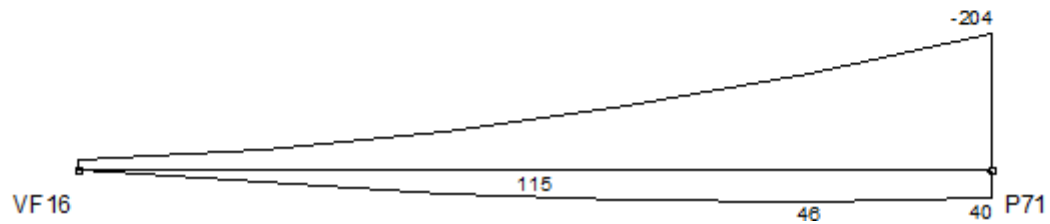


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

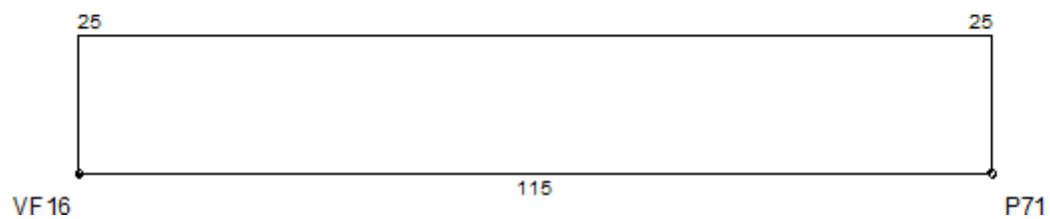




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

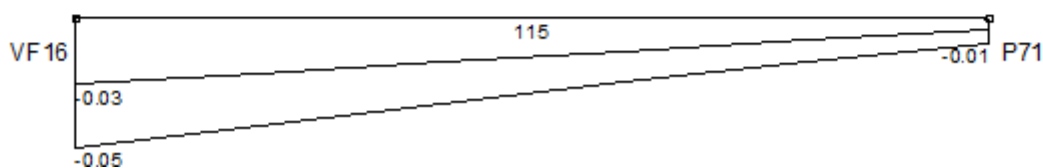




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



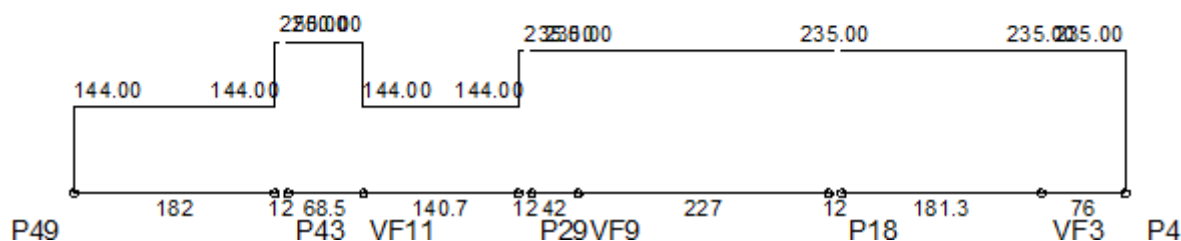
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	0
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	0
Flecha diferida	-0.02	0
Flecha total	-0.05	0

Envoltória	Vão 1		Nó F
	Nó I	Vão	
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-26	0	-55
Comprimento do sub-trecho (cm)	57.50	0.00	57.50
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

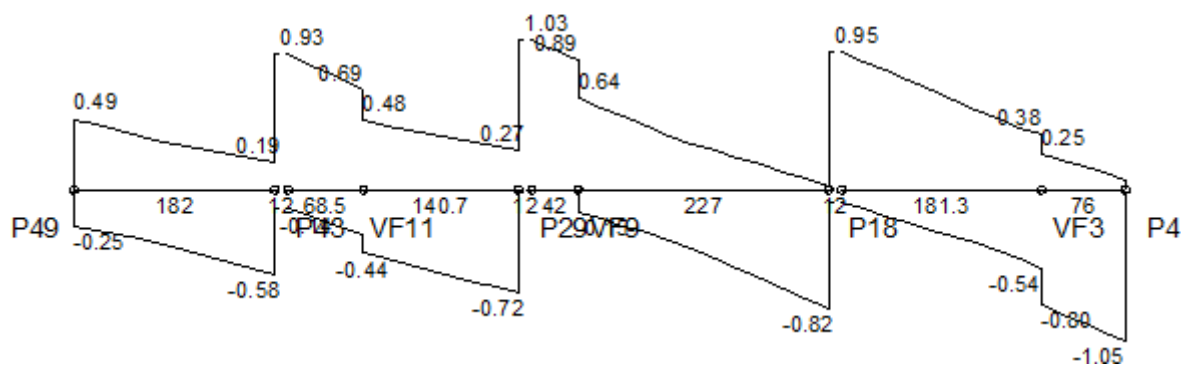


Diagramas: VIGA VF34 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

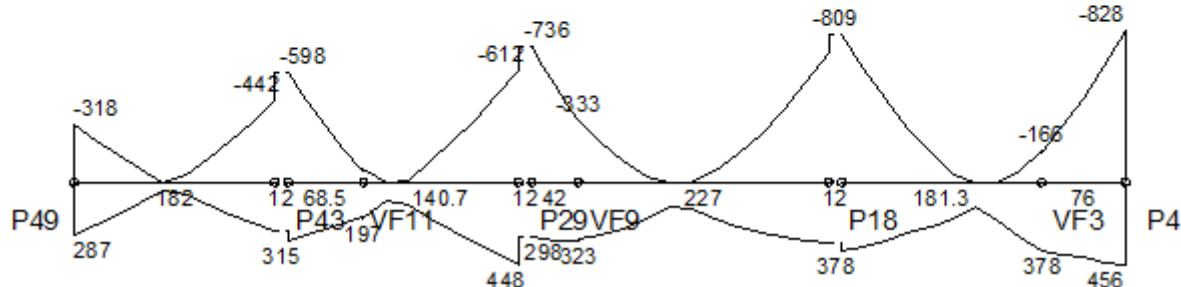


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

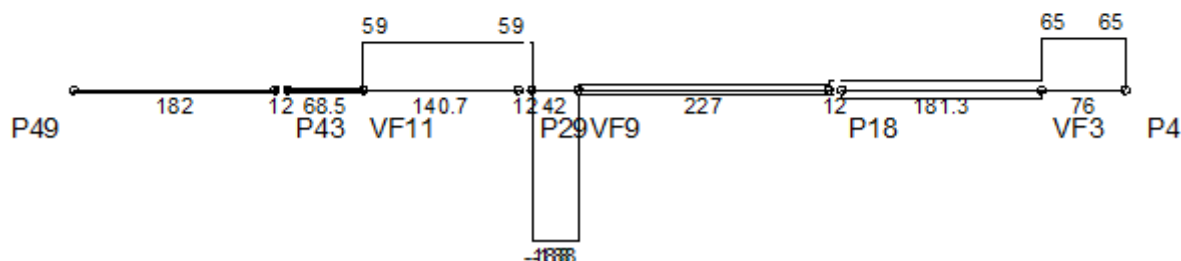




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



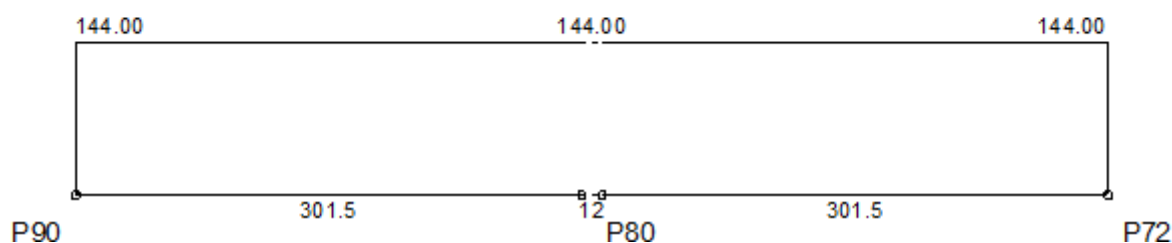
MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]



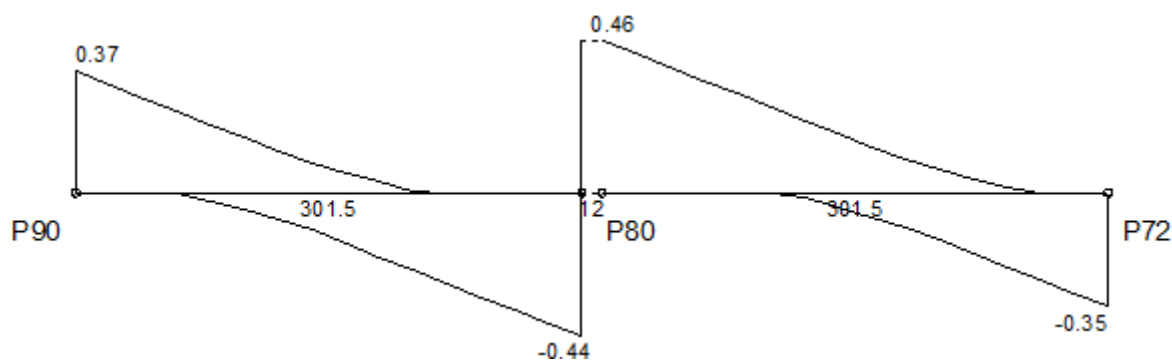


Diagramas: VIGA VF35 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

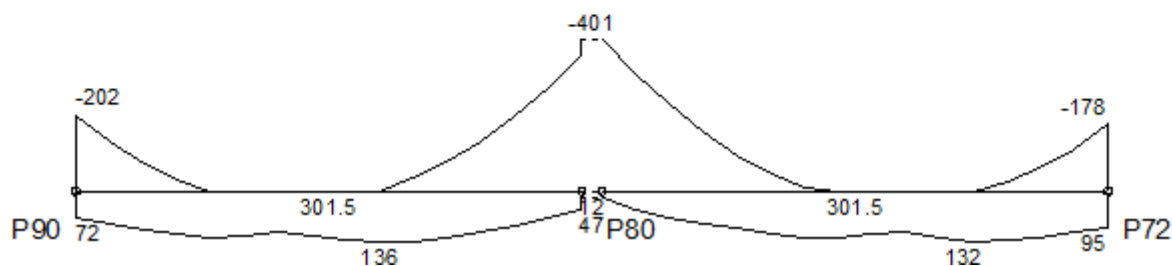


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

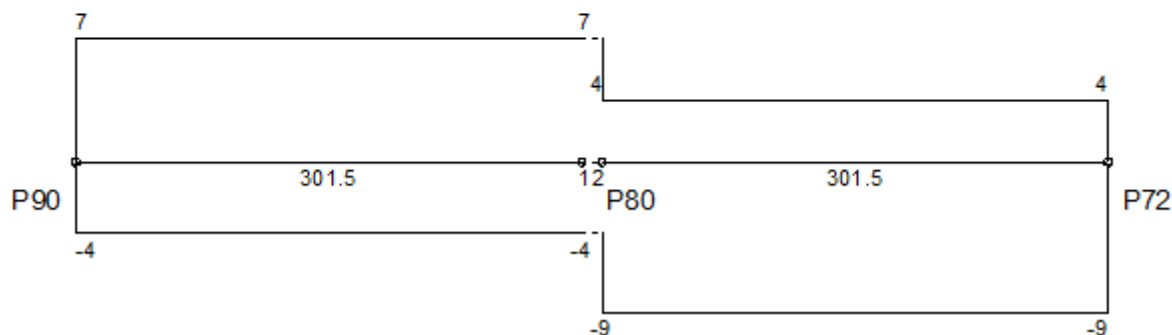




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

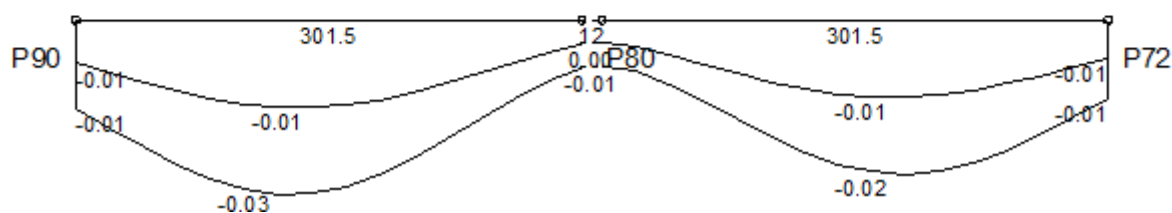




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



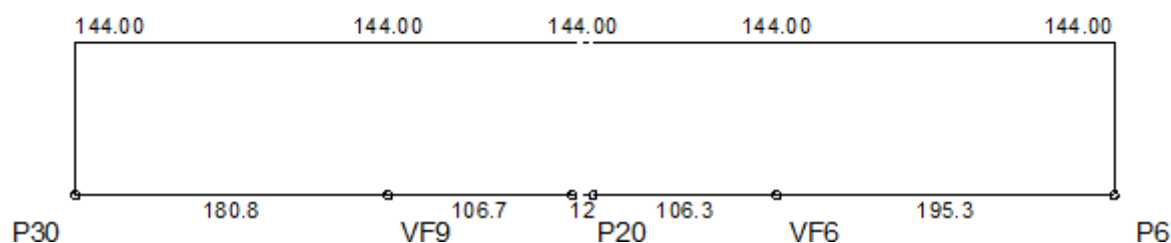
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	120.6	-0.01	160.8
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	120.6	-0.01	160.8
Flecha diferida	-0.01	120.6	-0.01	160.8
Flecha total	-0.03	100.5	-0.02	160.8

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-27	82	-171	-171	77	-19
Comprimento do sub-trecho (cm)	16.38	212.76	72.35	82.30	206.98	12.22
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

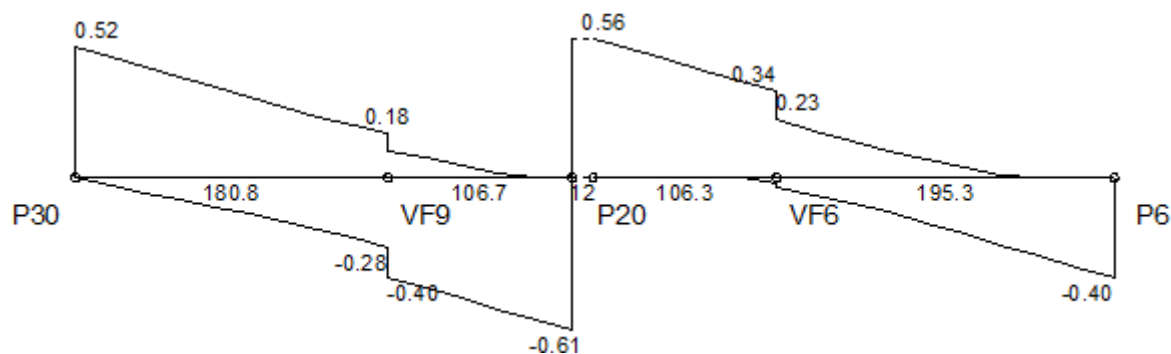


Diagramas: VIGA VF36 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

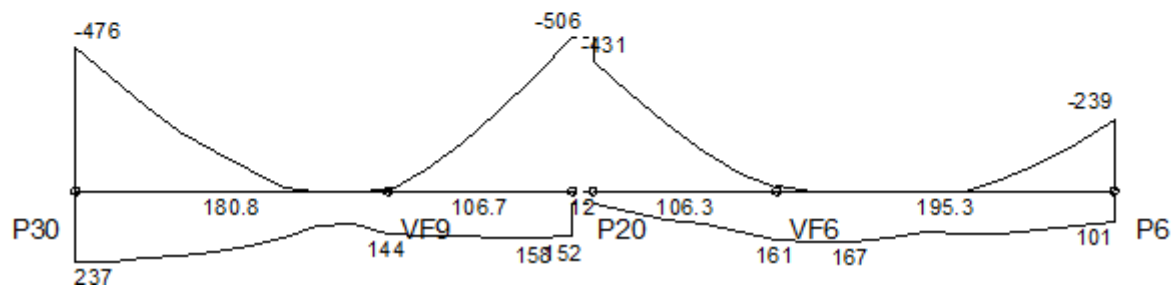


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

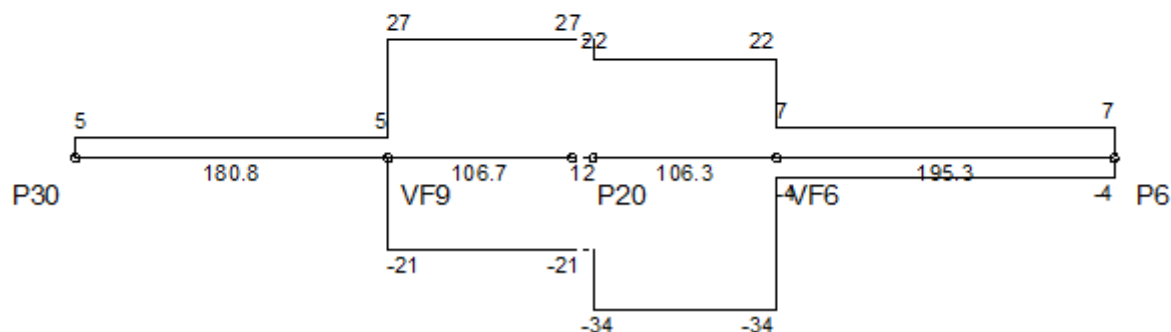




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

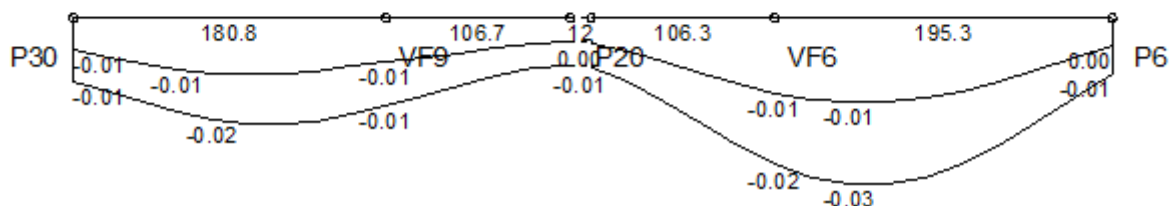




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



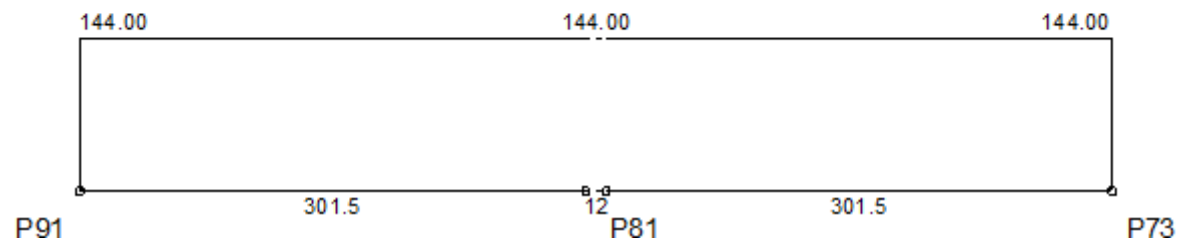
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	60.3	-0.01	106.3	-0.01	43.4
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	60.3	-0.01	106.3	-0.01	43.4
Flecha diferida	-0.01	60.3	-0.01	106.3	-0.01	43.4
Flecha total	-0.02	80.3	-0.02	106.3	-0.03	43.4

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-77	52	-169	-169	77	70	70	92	-48
Comprimento do sub-trecho (cm)	49.76	166.10	71.64	64.72	41.53	0.00	0.00	168.71	26.54
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06			2.06		

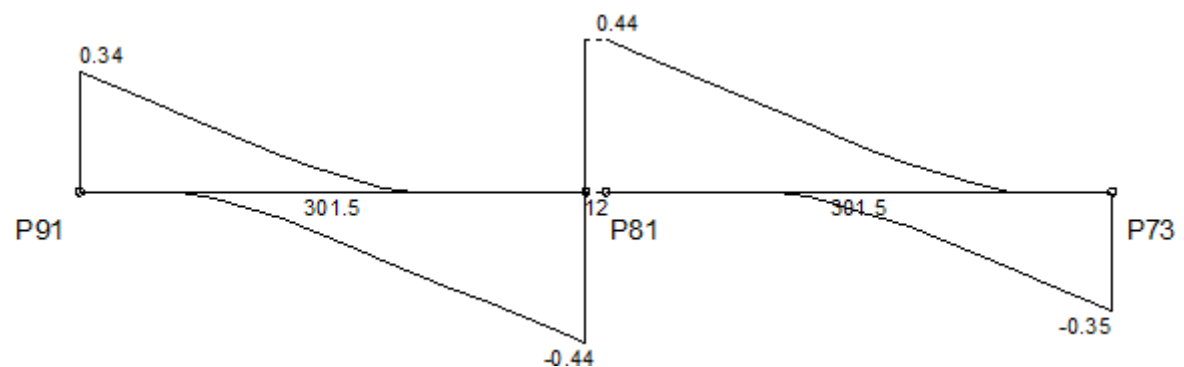


Diagramas: VIGA VF37 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

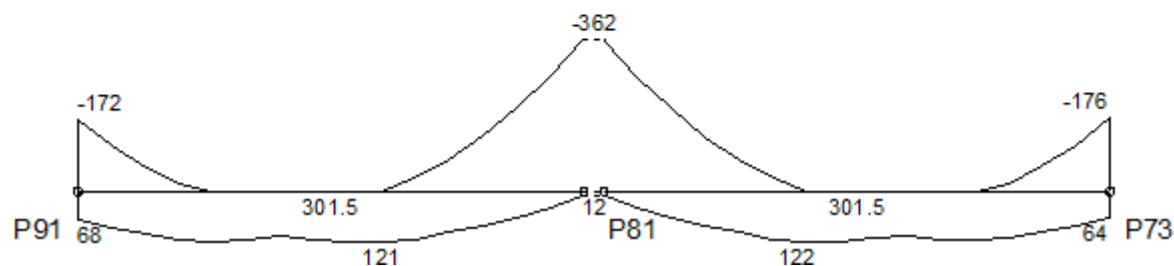


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

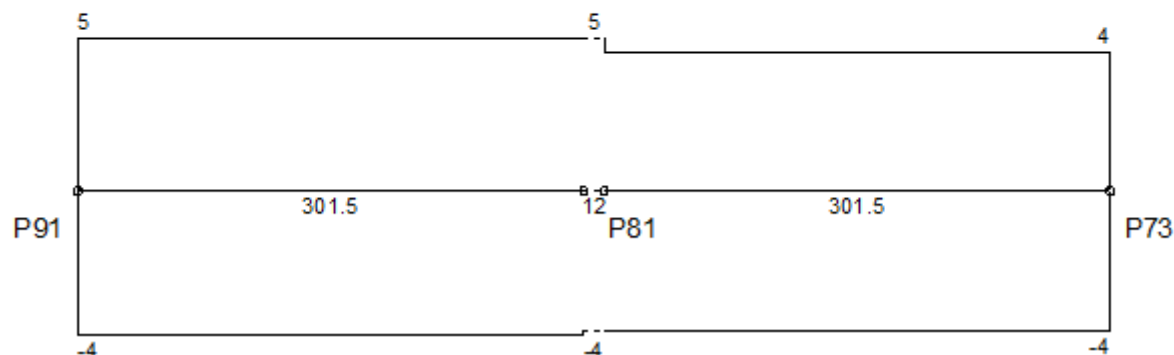




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

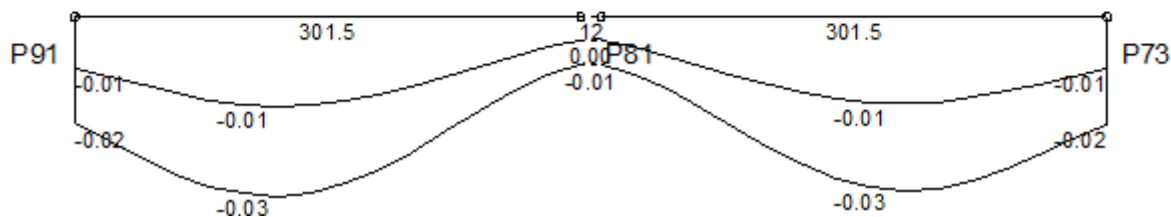




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



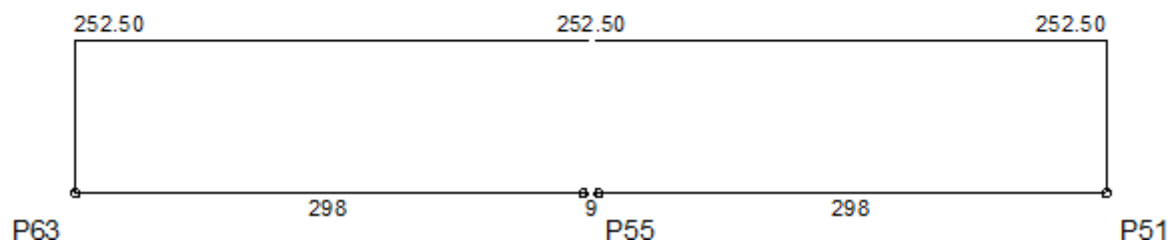
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	100.5	-0.01	160.8
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	100.5	-0.01	160.8
Flecha diferida	-0.01	100.5	-0.01	160.8
Flecha total	-0.03	100.5	-0.03	160.8

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-23	78	-162	-162	74	-32
Comprimento do sub-trecho (cm)	14.83	207.95	78.73	78.68	202.91	19.91
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

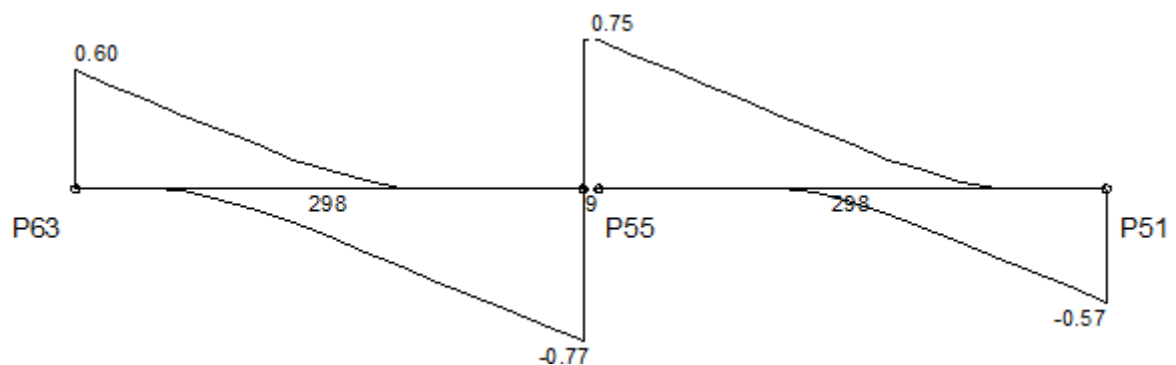


Diagramas: VIGA VF38 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

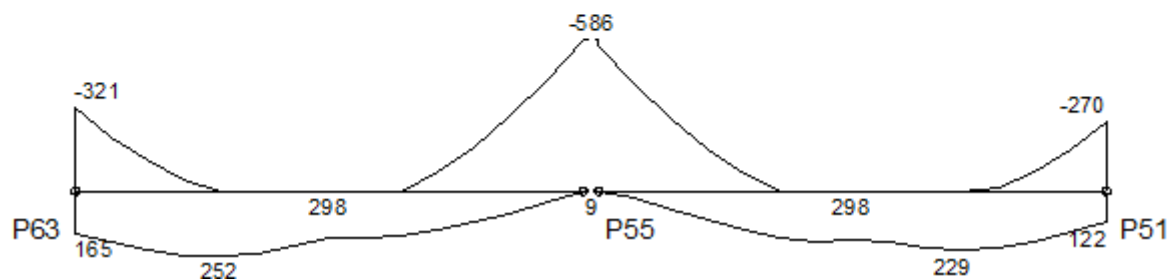


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

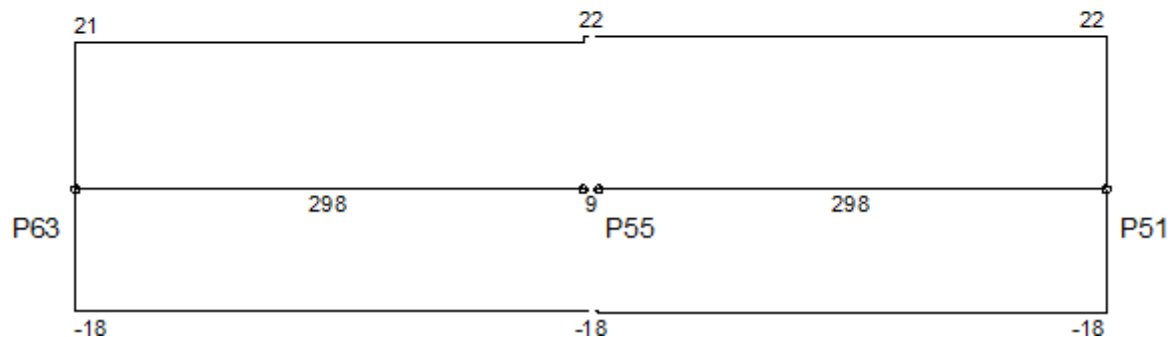




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

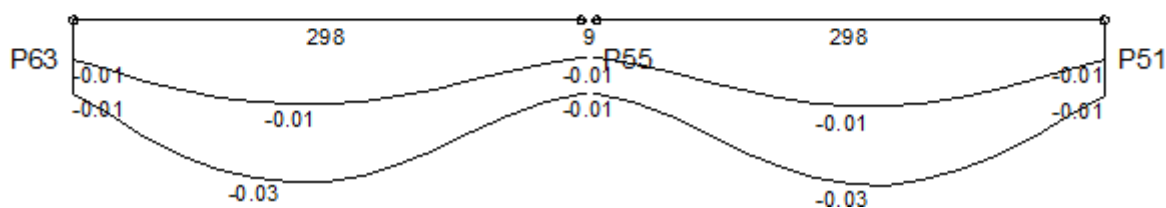




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



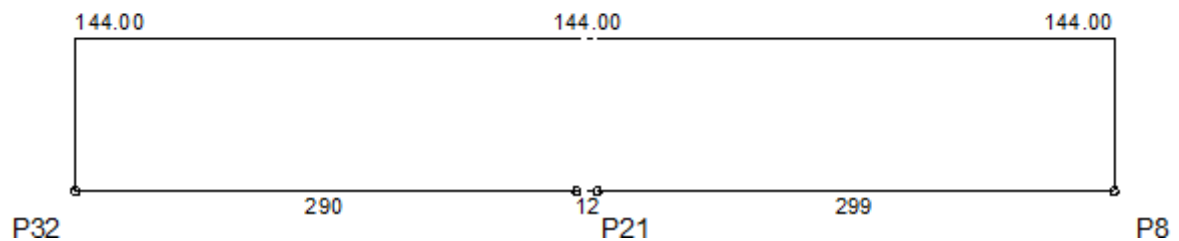
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	127.7	-0.01	149
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	127.7	-0.01	149
Flecha diferida	-0.01	127.7	-0.01	149
Flecha total	-0.03	106.4	-0.03	149

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.66	0.65	0.66	0.66	0.65	0.66
Momento de fissuração (kgf.m)	1100	1100	1100	1100	1100	1100
Momento em serviço (kgf.m)	-53	135	-255	-255	134	-58
Comprimento do sub-trecho (cm)	18.71	206.53	72.76	72.03	205.66	20.31
Inércia equivalente (m4 E-4)	5.00			5.00		
Multiplicador flecha total	1.95			1.95		

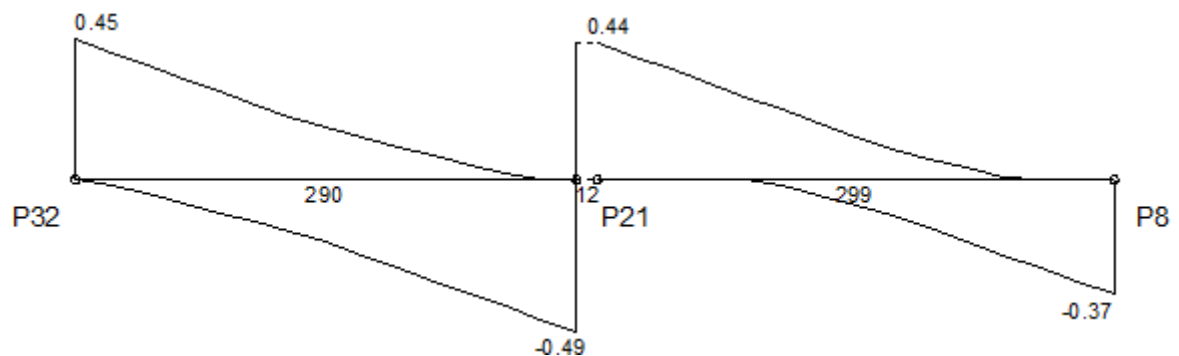


Diagramas: VIGA VF39 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

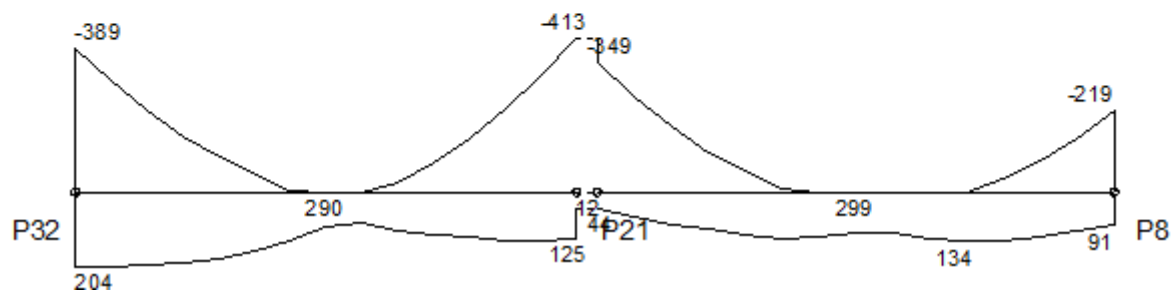


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

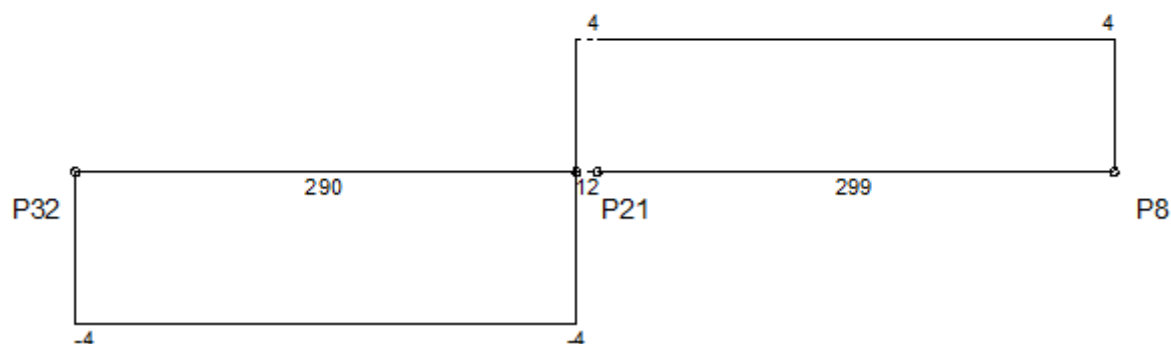




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

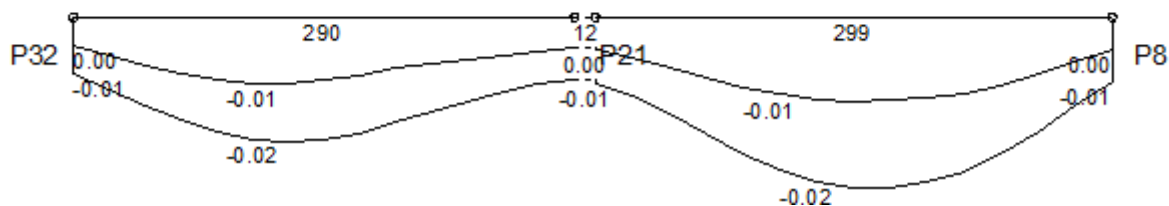




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
———	Flecha total (recalculada + diferida)



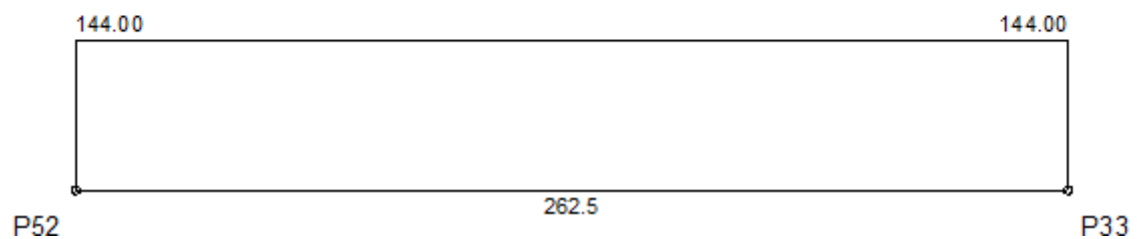
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	103.6	-0.01	106.8
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	103.6	-0.01	106.8
Flecha diferida	-0.01	103.6	-0.01	106.8
Flecha total	-0.02	103.6	-0.02	128.1

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-72	54	-130	-130	78	-42
Comprimento do sub-trecho (cm)	46.10	172.93	70.97	66.03	207.36	25.62
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15			
Multiplicador flecha total	2.06		2.06			

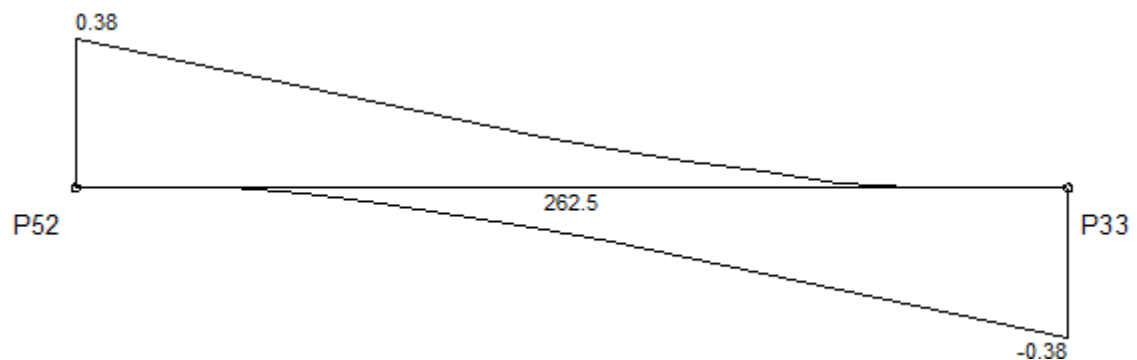


Diagramas: VIGA VF40 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

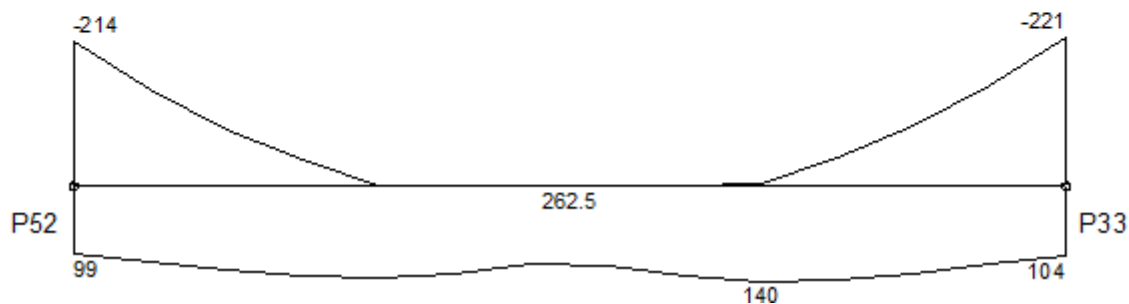


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

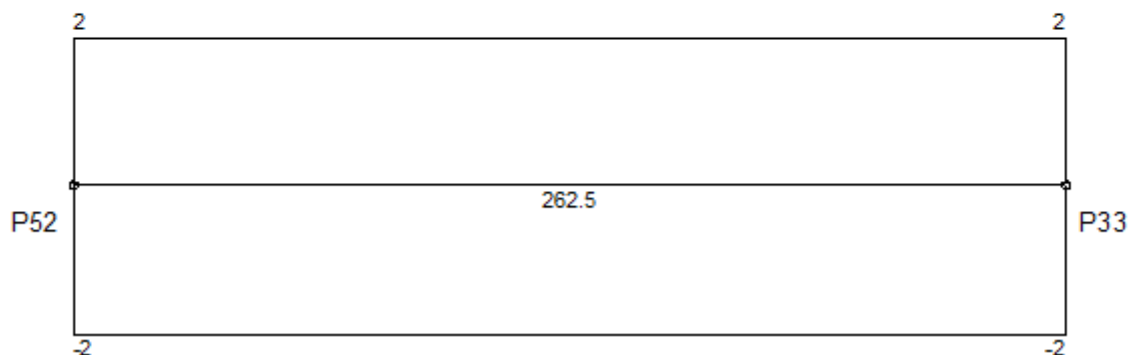




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

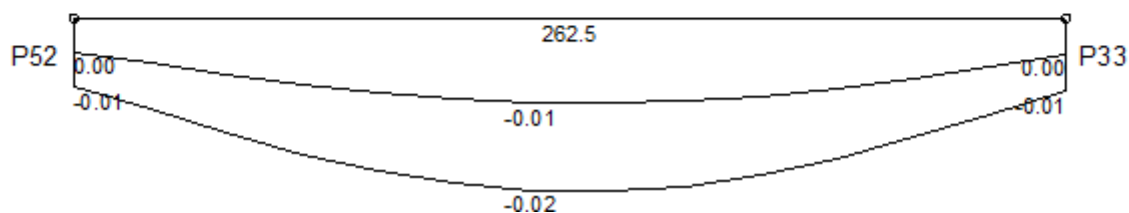




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



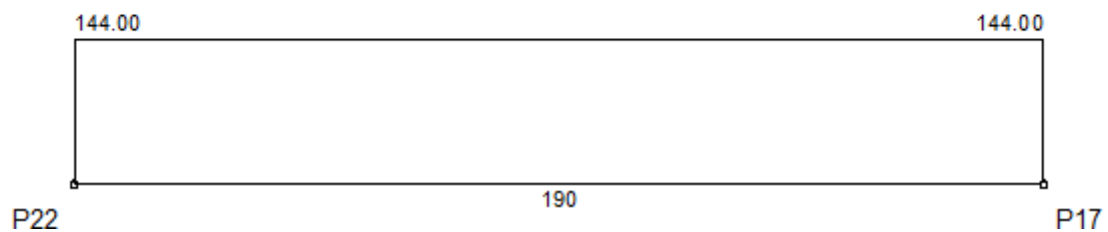
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	121.2
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	121.2
Flecha diferida	-0.01	121.2
Flecha total	-0.02	121.2

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-46	80	-42
Comprimento do sub-trecho (cm)	27.18	210.52	24.81
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

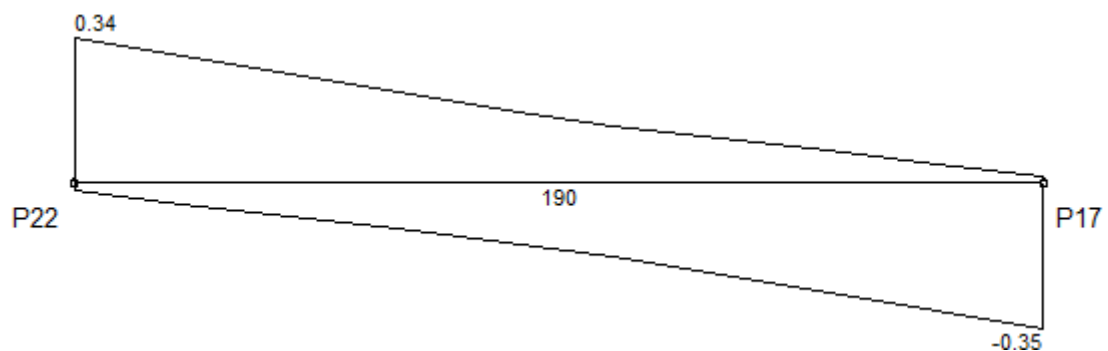


Diagramas: VIGA VF41 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

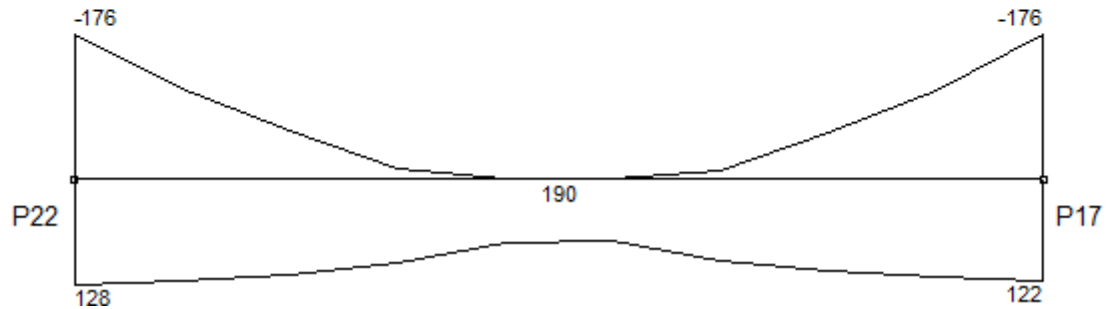


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

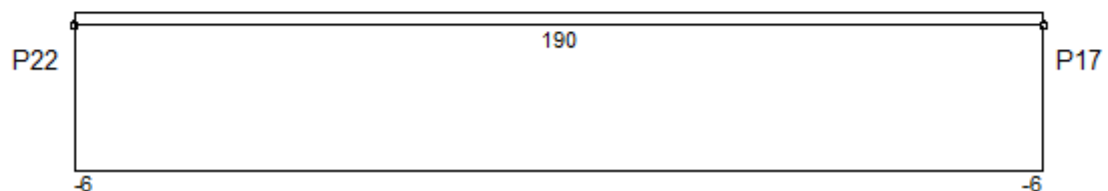




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

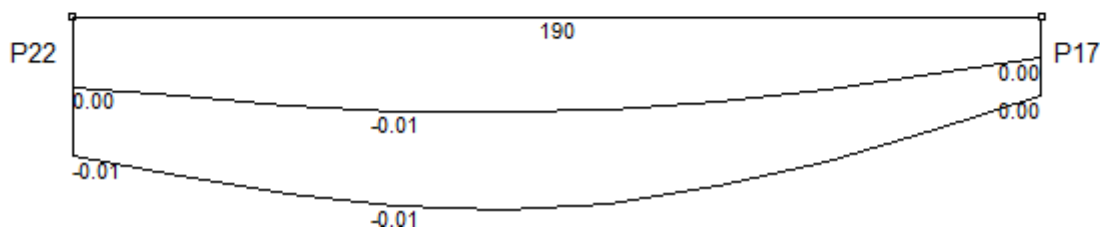




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



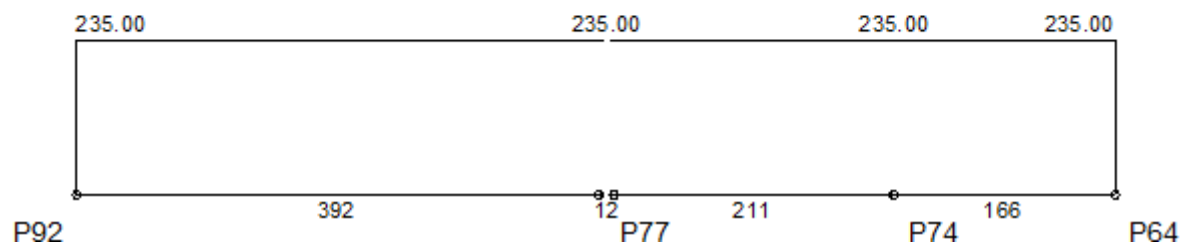
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	0.00	63.3
Flecha imediata (recalculada)	0.00	63.3
Flecha diferida	-0.01	63.3
Flecha total	-0.01	63.3

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-20	46	-17
Comprimento do sub-trecho (cm)	16.50	159.68	13.82
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

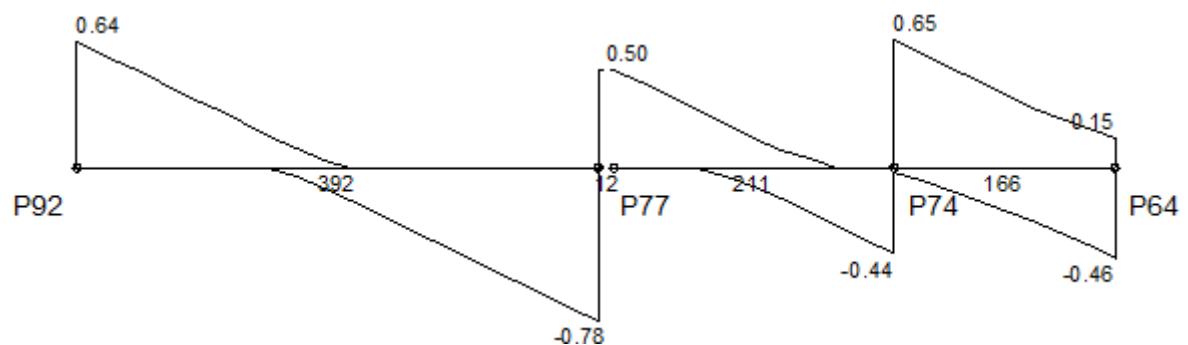


Diagramas: VIGA VF42 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

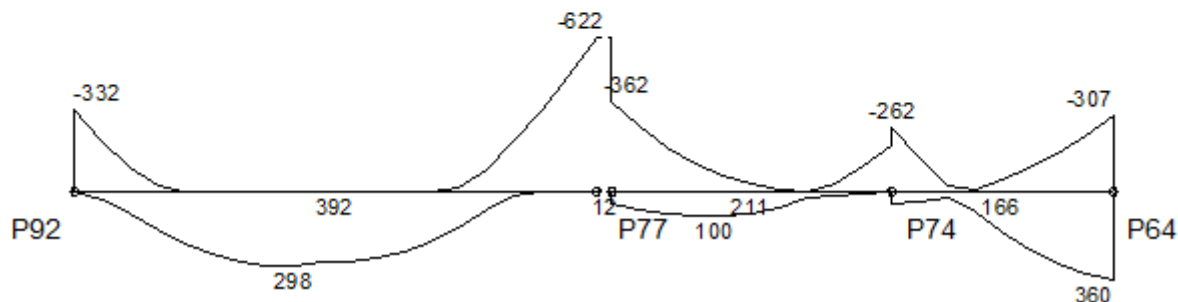


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

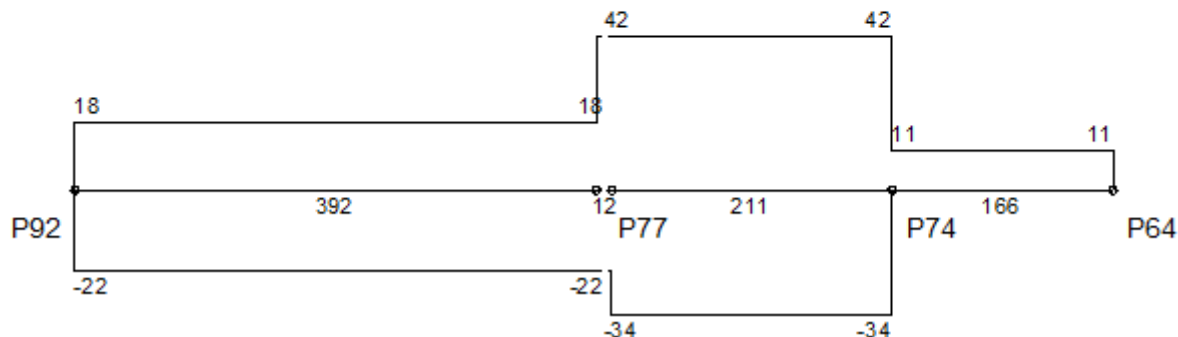




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]

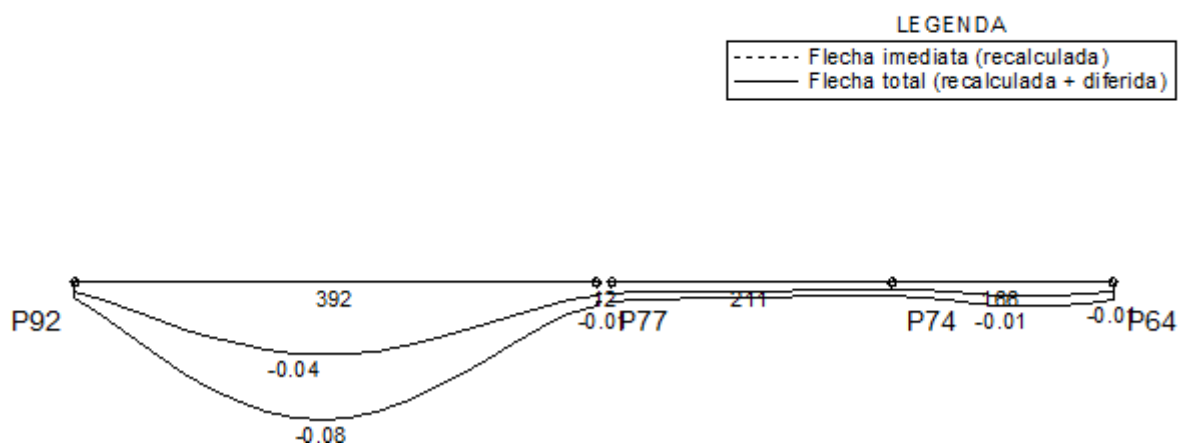


MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]





DESLOCAMENTOS [cm;cm]



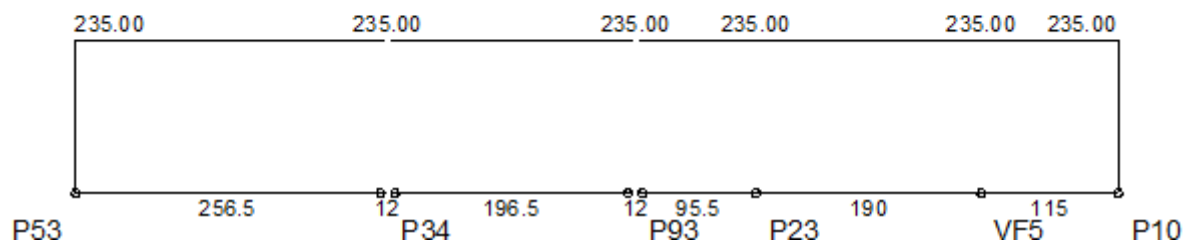
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.04	165	-0.01	0	-0.01	103.8
Flecha imediata (recalculada)	-0.04	165	-0.01	0	-0.01	103.8
Flecha diferida	-0.04	165	-0.01	0	-0.01	103.8
Flecha total	-0.08	185.7	-0.01	0	-0.01	83

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-137	219	-339	-339	15	-91	-91	67	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	37.62	273.11	81.32	84.36	70.62	55.96	40.38	125.62	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		
Multiplicador flecha total	1.94		1.94		1.94		1.94		

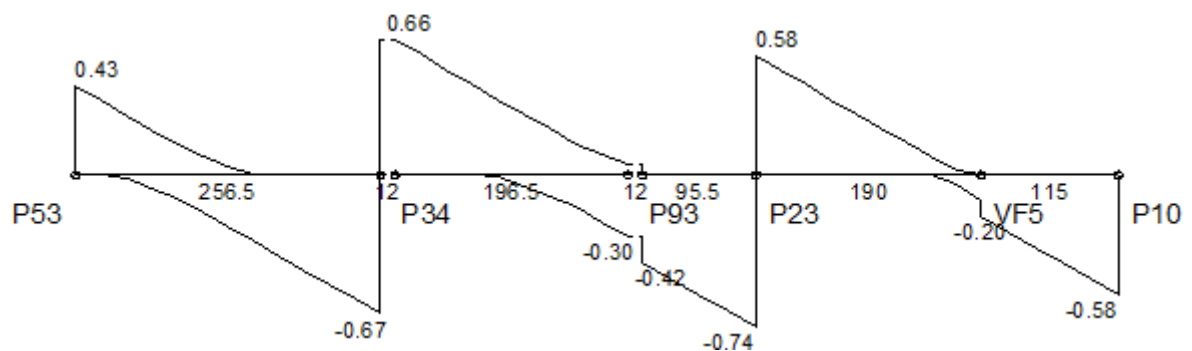


Diagramas: VIGA VF43 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

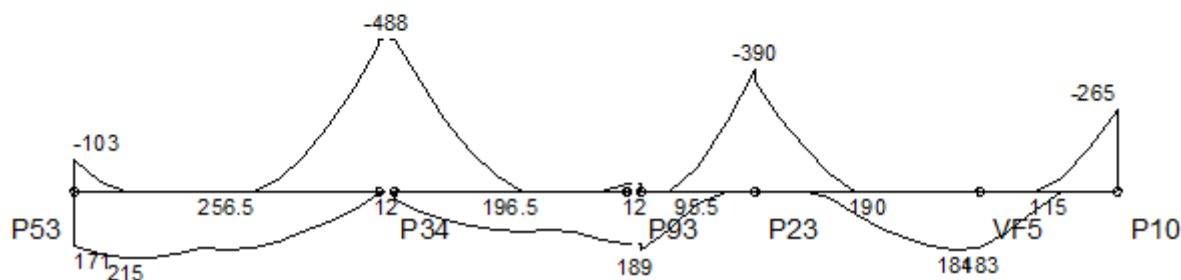


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

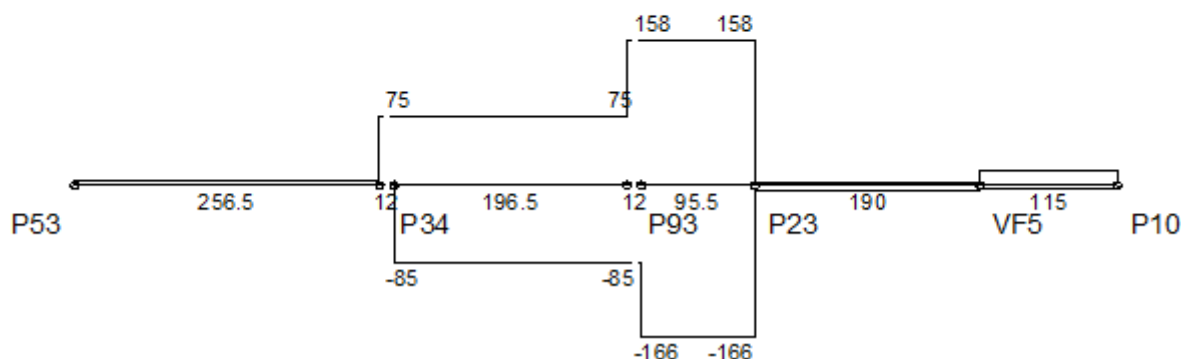




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

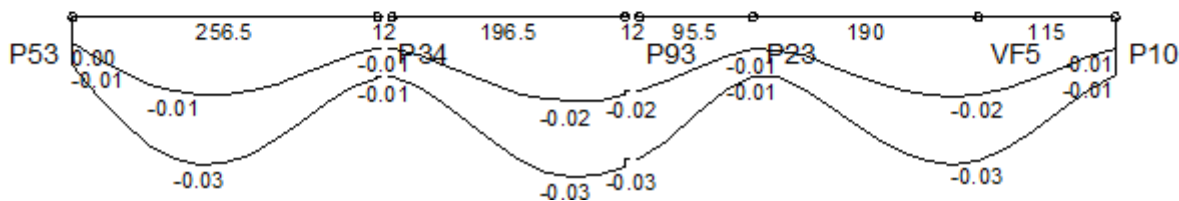




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

----- Flecha imediata (recalculada)
———— Flecha total (recalculada + diferida)



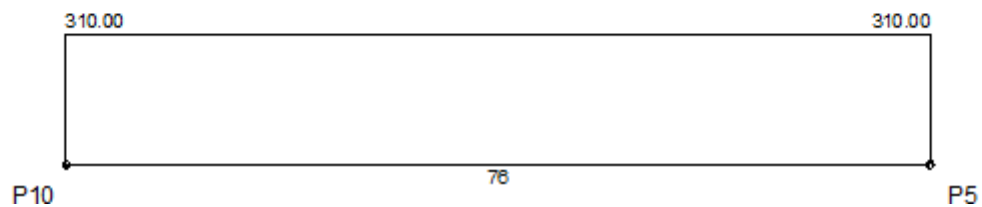
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	85.5	-0.02	152.8	-0.01	190
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	85.5	-0.02	152.8	-0.01	190
Flecha diferida	-0.01	85.5	-0.01	152.8	-0.01	190
Flecha total	-0.03	106.9	-0.03	152.8	-0.03	190

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7				
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	0	140	-256	-256	171	-272	-272	108	-143
Comprimento do sub-trecho (cm)	0.00	181.68	74.83	59.87	178.89	53.24	74.94	181.10	48.95
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		3.15		3.15		3.15		
Multiplicador flecha total	1.94		1.94		1.94		1.94		

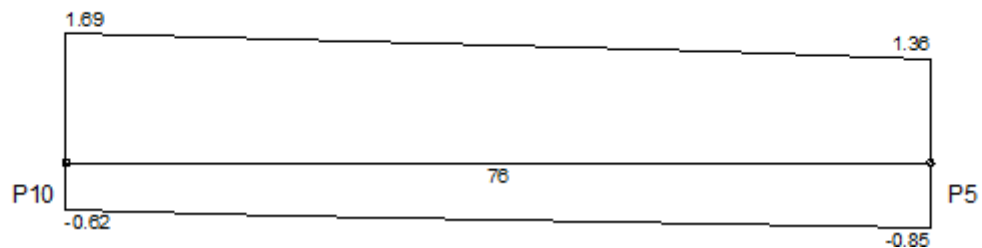


Diagramas: VIGA VF44 - Térreo

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

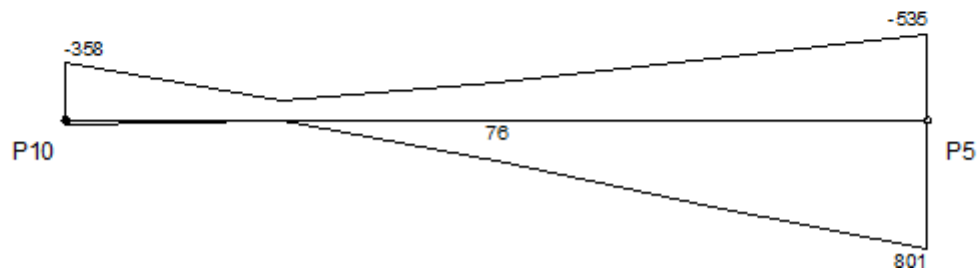


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

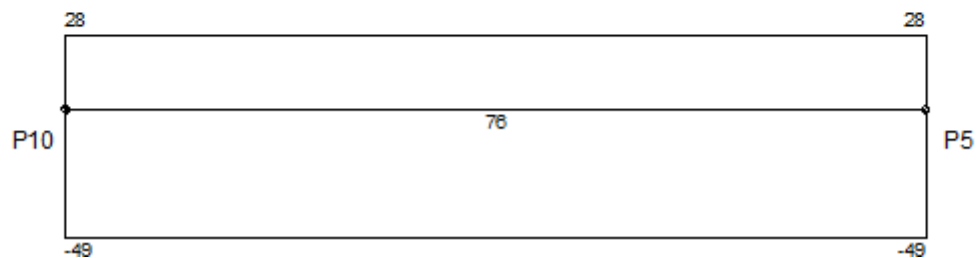




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

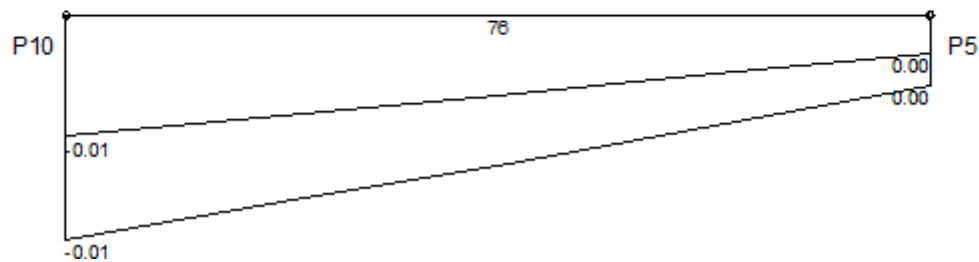




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

----- Flecha imediata (recalculada)
———— Flecha total (recalculada + diferida)



Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	0
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	0
Flecha diferida	-0.01	0
Flecha total	-0.01	0

Envoltória	Vão 1		Nó F
	Nó I	Vão	
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	5.40	5.40	5.40
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.69	0.68	0.69
Momento de fissuração (kgf.m)	1385	1385	1385
Momento em serviço (kgf.m)	-107	106	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	30.90	45.10	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	5.40		
Multiplicador flecha total	1.99		



Pavimento Cobertura



(66) **3402-3900**



smdus
@barradogarcas.mt.gov.br



Rua Independência, nº 739, Centro
Barra do Garças/MT



Resultados dos Pilares

Cobertura	fck = 250.00 kgf/cm ²	E = 241500 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 3		cobr = 3.00 cm	

Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	leb vínc leh vínc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P3 1:20	14.00 X 30.00	513.00 205.00	205.00 RR 205.00 RR	1.10 0.16	510 575	526 630	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	50.66 23.64
P4 1:20	14.00 X 30.00	513.00 205.00	205.00 RR 205.00 RR	1.14 0.10	495 567	449 327	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1 6 ø 10.0	ø 5.0 c/12	50.66 23.64
P18 1:20	14.00 X 30.00	513.00 205.00	410.00 EL 205.00 RR	0.71 0.29	40 368	766 599	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	101.33 23.64
P19 1:20	14.00 X 30.00	513.00 205.00	205.00 RR 205.00 RR	1.51 0.46	118 196	737 579	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	50.66 23.64
P24 1:20	14.00 X 30.00	513.00 205.00	205.00 RR 205.00 RR	0.83 0.15	29 240	57 236	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	50.66 23.64
P29 1:20	14.00 X 30.00	513.00 205.00	205.00 RR 205.00 RR	1.20 0.13	421 418	498 542	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	50.66 23.64
P54 1:20	15.00 X 30.00	408.00 100.00	205.00 RR 100.00 RR	0.78 0.41	32 97	20 498	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	47.29 11.53



							0.7 4 ø 10.0		
P55 1:20	15.00 X 30.00	408.00 100.00	205.00 RR 100.00 RR	0.73 0.29	29 96	23 424	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	47.29 11.53
P76 1:20	14.00 X 30.00	513.00 205.00	205.00 RR 205.00 RR	0.75 0.13	31 232	78 509	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	50.66 23.64
P77 1:20	14.00 X 30.00	513.00 205.00	205.00 RR 205.00 RR	0.79 0.19	32 240	120 444	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	50.66 23.64
P93 1:20	14.00 X 30.00	513.00 205.00	410.00 EL 205.00 RR	0.26 -0.18	24 242	100 213	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	101.33 23.64





Cálculo do Pilar P3

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 50.66	Msdtopo = 510 kgf.m Msdbase = 575 kgf.m	Ndmax = 1.37 tf Ndmin = 0.20 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 23.64	Msdtopo = 526 kgf.m Msdbase = 630 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 43 kgf.m (Asl = 0.21 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 510 Msdcentro = 230 Msdbase = 575 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 16 Mcd = 1	M1d,mín = 18 M2d,mín = 9	2 ø 10.0 3 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msd(x) = 719 kgf.m Msd(y) = 308 kgf.m Mrd(x) = 903 kgf.m Mrd(y) = 387 kgf.m Mrd/Msd=1.26
H	Msdtopo = 79 Msdcentro = 116 Msdbase = 247 lambda1 = 76.19	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 6 Mcd = 0	M1d,mín = 23 M2d,mín = 0	6ø10.0 4.71 cm ² 1.1 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.53 tf VBd base = 0.53 tf VHd topo = 0.56 tf VHd base = 0.56 tf Gama-n = 1.25	Td = 43 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.53 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 43 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13
H	Vd = 0.56 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 43 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.05 Vc = 2.42 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.12 Vc = 3.14 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.37 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P4

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 50.66	Msdtopo = 495 kgf.m Msdbase = 567 kgf.m	Ndmax = 1.42 tf Ndmin = 0.12 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 23.64	Msdtopo = 449 kgf.m Msdbase = 327 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 86 kgf.m (Asl = 0.42 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 495 Msdcentro = 227 Msdbase = 567 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 16 Mcd = 1	M1d,mín = 18 M2d,mín = 9	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6ø10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 709 kgf.m Msdy = 63 kgf.m Mrdx = 903 kgf.m Mrdy = 80 kgf.m Mrd/Msd=1.27
H	Msdtopo = 27 Msdcentro = 20 Msdbase = 50 lambda1 = 68.08	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 23 M2d,mín = 0	4.71 cm ² 1.1 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.52 tf VBd base = 0.52 tf VHd topo = 0.38 tf VHd base = 0.38 tf Gama-n = 1.25	Td = 86 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.52 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 86 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21
H	Vd = 0.38 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 86 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.05 Vc = 2.43 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.29 Vc = 3.62 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.75 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.50 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P18

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL le = 410.00 cm Esbeltez = 101.33	Msdtopo = 40 kgf.m Msdbase = 368 kgf.m	Ndmax = 0.89 tf Ndmin = 0.36 tf ni = 0.01
H	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 23.64	Msdtopo = 766 kgf.m Msdbase = 599 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 69 kgf.m (Asl = 0.34 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 21 Msdcentro = 368 Msdbase = 368 lambda1 = 71.68	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 50 Mcd = 1	M1d,mín = 14 M2d,mín = 38	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx) = 525 kgf.m Msdy) = 19 kgf.m Mrdx) = 669 kgf.m Mrdy) = 24 kgf.m Mrd/Msd=1.27
H	Msdtopo = 21 Msdcentro = 10 Msdbase = 26 lambda1 = 66.35	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 5 Mcd = 0	M1d,mín = 17 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.19 tf VBd base = 0.19 tf VHd topo = 0.67 tf VHd base = 0.67 tf Gama-n = 1.25	Td = 69 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.19 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 69 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15
H	Vd = 0.67 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 69 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.18

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.09 Vc = 2.52 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.15 Vc = 3.21 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.60 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

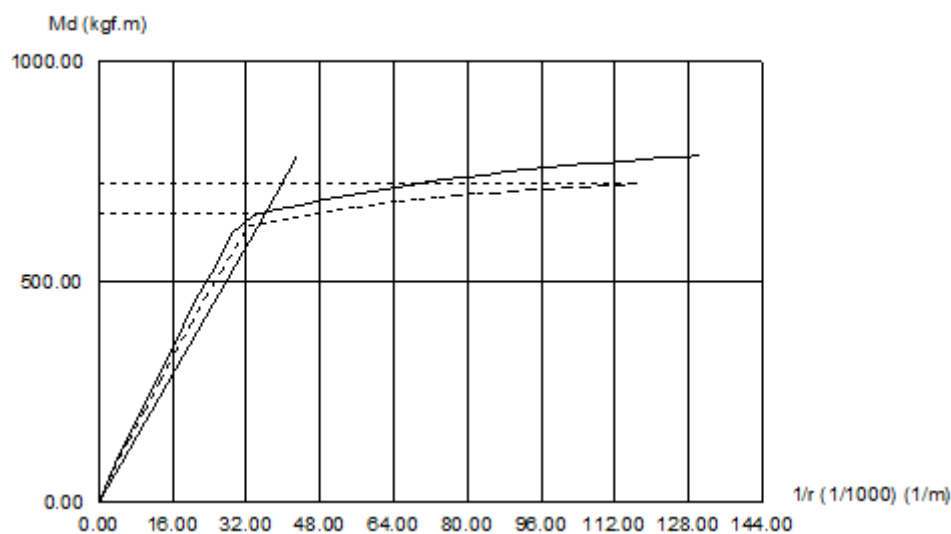


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

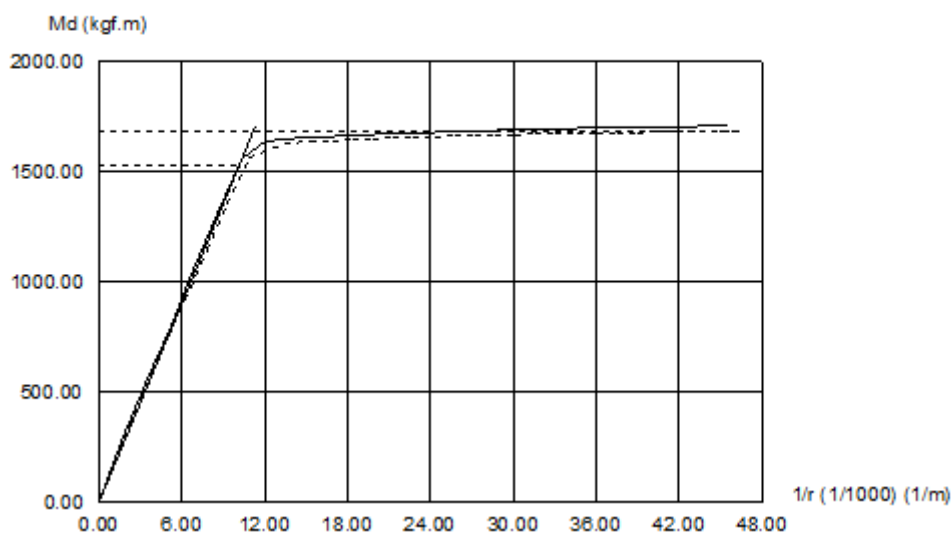




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

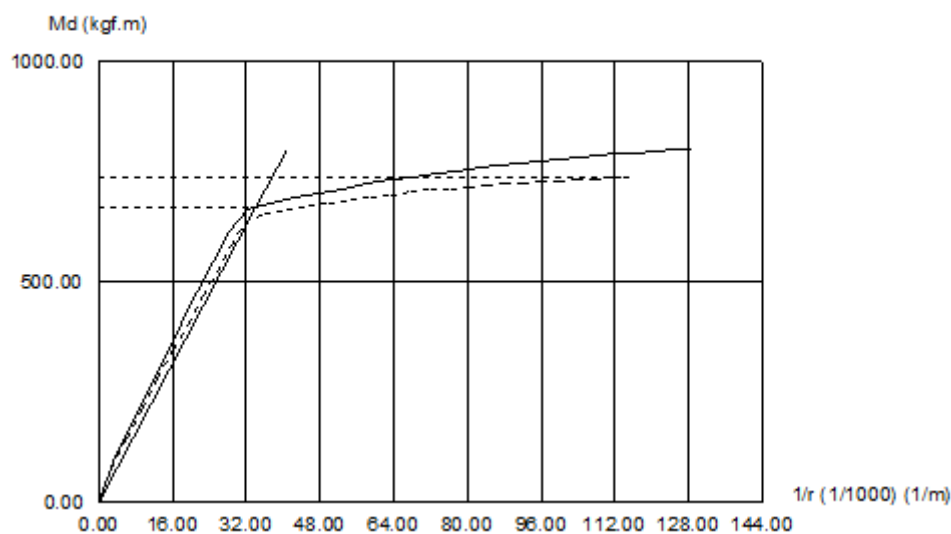
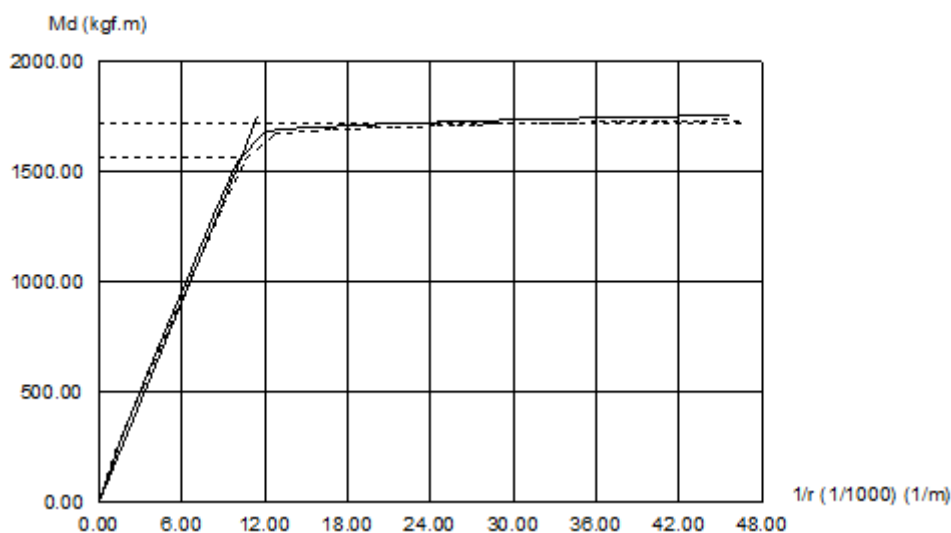


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo do Pilar P19

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 50.66	Msdtopo = 118 kgf.m Msdbase = 196 kgf.m	Ndmax = 1.89 tf Ndmin = 0.58 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 23.64	Msdtopo = 737 kgf.m Msdbase = 579 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 75 kgf.m (Asl = 0.36 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 59 Msdcentro = 31 Msdbase = 77 lambda1 = 79.09	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 12 Mcd = 0	M1d,mín = 20 M2d,mín = 10	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V3+0.84D3 Msdx = 74 kgf.m Msdy = 921 kgf.m Mrdx = 127 kgf.m Mrdy = 1591 kgf.m Mrd/Msd=1.73
H	Msdtopo = 737 Msdcentro = 295 Msdbase = 579 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 8 Mcd = 0	M1d,mín = 25 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.15 tf VBd base = 0.15 tf VHd topo = 0.64 tf VHd base = 0.64 tf Gama-n = 1.25	Td = 75 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.15 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 75 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.16
H	Vd = 0.64 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 75 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.27 Vc = 2.92 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.15 Vc = 3.23 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.65 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P24

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 50.66	Msdtopo = 29 kgf.m Msdbase = 240 kgf.m	Ndmax = 1.04 tf Ndmin = 0.19 tf ni = 0.01
H	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 23.64	Msdtopo = 57 kgf.m Msdbase = 236 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 12 kgf.m (Asl = 0.06 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 28 Msdcentro = 155 Msdbase = 239 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 7 Mcd = 0	M1d,mín = 7 M2d,mín = 4	2 ø 10.0 2 ø 10.0	G1+G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 299 kgf.m Msdy = 9 kgf.m Mrdx = 709 kgf.m Mrdy = 21 kgf.m Mrd/Msd=2.37
H	Msdtopo = 26 Msdcentro = 18 Msdbase = 7 lambda1 = 39.45	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 9 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 0.11 tf VHd base = 0.11 tf Gama-n = 1.25	Td = 12 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.11 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.21 Vc = 2.80 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.43 Vc = 4.00 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.11 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P29

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 50.66	Msdtopo = 421 kgf.m Msdbase = 418 kgf.m	Ndmax = 1.50 tf Ndmin = 0.16 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 23.64	Msdtopo = 498 kgf.m Msdbase = 542 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 57 kgf.m (Asl = 0.28 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de topo

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 421 Msdcentro = 168 Msdbase = 418 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 16 Mcd = 0	M1d,mín = 18 M2d,mín = 9	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 526 kgf.m Msdy = 60 kgf.m Mrdx = 683 kgf.m Mrdy = 77 kgf.m Mrd/Msd=1.30
H	Msdtopo = 48 Msdcentro = 23 Msdbase = 57 lambda1 = 68.64	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 23 M2d,mín = 0	3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.41 tf VBd base = 0.41 tf VHd topo = 0.51 tf VHd base = 0.51 tf Gama-n = 1.25	Td = 57 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.41 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 57 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.14
H	Vd = 0.51 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 57 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.14

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.09 Vc = 2.52 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.24 Vc = 3.46 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.50 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P54

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.63

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 47.29	Msdtopo = 32 kgf.m Msdbase = 97 kgf.m	Ndmax = 0.94 tf Ndmin = 0.49 tf ni = 0.01 Gama-n = 1.20 Td = 1 kgf.m (Asl = 0.00 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 100.00 cm Esbeltez = 11.53	Msdtopo = 20 kgf.m Msdbase = 498 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 1 Msdcentro = 1 Msdbase = 1 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 10 M2d,mín = 4	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	G1+G2+1.4V4+0.84D4 Msdx) = 1 kgf.m Msdy) = 589 kgf.m Mrdx) = 3 kgf.m Mrdy) = 1722 kgf.m Mrd/Msd=2.92
H	Msdtopo = 1 Msdcentro = 295 Msdbase = 491 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 13 M2d,mín = 0		

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.06 tf VBd base = 0.06 tf VHd topo = 0.50 tf VHd base = 0.50 tf Gama-n = 1.20	Td = 1 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.06 tf VRd2 = 14.32 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 619 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.50 tf VRd2 = 16.92 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 619 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.54 tf k = 1.63 Vc = 4.14 tf	Vmin = 0.66 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 3.00 tf k = 1.23 Vc = 3.69 tf	Vmin = 1.57 tf Aswmin = 1.54 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.00 cm Ae = 154.00 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.54 cm²/m ø 5.0 c/12



Cálculo do Pilar P55

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 15.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.63

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 47.29	Msdtopo = 29 kgf.m Msdbase = 96 kgf.m	Ndmax = 0.88 tf Ndmin = 0.34 tf ni = 0.01 Gama-n = 1.20 Td = 4 kgf.m (Asl = 0.02 cm ²)
H	Vínculo = RR le = 100.00 cm Esbeltez = 11.53	Msdtopo = 23 kgf.m Msdbase = 424 kgf.m	

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 0 Msdcentro = 1 Msdbase = 1 lambda1 = 35.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 9 M2d,mín = 4	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	G1+G2+1.4V3+0.84D3 Msdx) = 1 kgf.m Msdy) = 507 kgf.m Mrdx) = 3 kgf.m Mrdy) = 1714 kgf.m Mrd/Msd=3.38
H	Msdtopo = 19 Msdcentro = 261 Msdbase = 422 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 1 Mcd = 0	M1d,mín = 12 M2d,mín = 0		

Dimensionamento da armadura transversal



Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.07 tf VBd base = 0.07 tf VHd topo = 0.41 tf VHd base = 0.41 tf Gama-n = 1.20	Td = 4 kgf.m Gama-n = 1.20

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.07 tf VRd2 = 14.32 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 619 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.41 tf VRd2 = 16.92 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 619 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 11.00 cm Vc0 = 2.54 tf k = 1.58 Vc = 4.00 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 3.00 tf k = 1.26 Vc = 3.77 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 5.00 cm Ae = 154.00 cm²	A90 = 0.03 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.06 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P76

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 50.66	Msdtopo = 31 kgf.m Msdbase = 232 kgf.m	Ndmax = 0.93 tf Ndmin = 0.16 tf ni = 0.01
H	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 23.64	Msdtopo = 78 kgf.m Msdbase = 509 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 24 kgf.m (Asl = 0.12 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 31 Msdcentro = 151 Msdbase = 232 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 9 Mcd = 0	M1d,mín = 10 M2d,mín = 5	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 289 kgf.m Msdy = 217 kgf.m Mrdx = 635 kgf.m Mrdy = 476 kgf.m Mrd/Msd=2.19
H	Msdtopo = 76 Msdcentro = 74 Msdbase = 174 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 3 Mcd = 0	M1d,mín = 13 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 0.28 tf VHd base = 0.28 tf Gama-n = 1.25	Td = 24 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 24 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 24 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.20 Vc = 2.76 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.12 Vc = 3.13 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.21 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P77

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 50.66	Msdtopo = 32 kgf.m Msdbase = 240 kgf.m	Ndmax = 0.99 tf Ndmin = 0.24 tf ni = 0.01
H	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 23.64	Msdtopo = 120 kgf.m Msdbase = 444 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 28 kgf.m (Asl = 0.14 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de base

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 32 Msdcentro = 157 Msdbase = 240 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 11 Mcd = 0	M1d,mín = 12 M2d,mín = 6	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V2+0.84D2 Msdx = 300 kgf.m Msdy = 228 kgf.m Mrdx = 639 kgf.m Mrdy = 485 kgf.m Mrd/Msd=2.13
H	Msdtopo = 97 Msdcentro = 73 Msdbase = 182 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 4 Mcd = 0	M1d,mín = 15 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	





Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 tf VBd base = 0.10 tf VHd topo = 0.25 tf VHd base = 0.25 tf Gama-n = 1.25	Td = 28 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 0.25 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.19 Vc = 2.76 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.14 Vc = 3.19 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.24 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Cálculo do Pilar P93

Pavimento Cobertura - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 14.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 250.00 kgf/cm ² Ecs = 241500 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ Fi = 2.64

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = EL le = 410.00 cm Esbeltez = 101.33	Msdtopo = 24 kgf.m Msdbase = 242 kgf.m	Ndmax = 0.32 tf Ndmin = -0.22 tf ni = 0.00
H	Vínculo = RR le = 205.00 cm Esbeltez = 23.64	Msdtopo = 100 kgf.m Msdbase = 213 kgf.m	Gama-n = 1.25 Td = 21 kgf.m (Asl = 0.10 cm ²)

Dimensionamento por: Seção de centro

Direção	Momentos (kgf.m)			Armadura longitudinal	Verificação longitudinal
	Iniciais	Adicionais	Mínimos	Final	
B	Msdtopo = 24 Msdcentro = 242 Msdbase = 242 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 16 Mcd = 0	M1d,mín = 4 M2d,mín = 12	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.4G1+1.4G2+1.4V1+0.84D1 Msdx = 322 kgf.m Msdy = 72 kgf.m Mrdx = 678 kgf.m Mrdy = 151 kgf.m Mrd/Msd=2.10
H	Msdtopo = 41 Msdcentro = 56 Msdbase = 120 lambda1 = 90.00	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	M1d,mín = 5 M2d,mín = 0	4ø10.0 3.14 cm ² 0.7 %	



Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.13 tf VBd base = 0.13 tf VHd topo = 0.15 tf VHd base = 0.15 tf Gama-n = 1.25	Td = 21 kgf.m Gama-n = 1.25

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.13 tf VRd2 = 13.02 tf	Td = 21 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 0.15 tf VRd2 = 15.80 tf	Td = 21 kgf.m TRd2 = 506 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 10.00 cm Vc0 = 2.31 tf k = 1.00 Vc = 2.31 tf	Vmin = 0.56 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 26.00 cm Vc0 = 2.80 tf k = 1.00 Vc = 2.80 tf	Vmin = 1.46 tf Aswmin = 1.44 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 4.77 cm Ae = 132.00 cm²	A90 = 0.19 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 1.44 cm²/m ø 5.0 c/12





Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção B

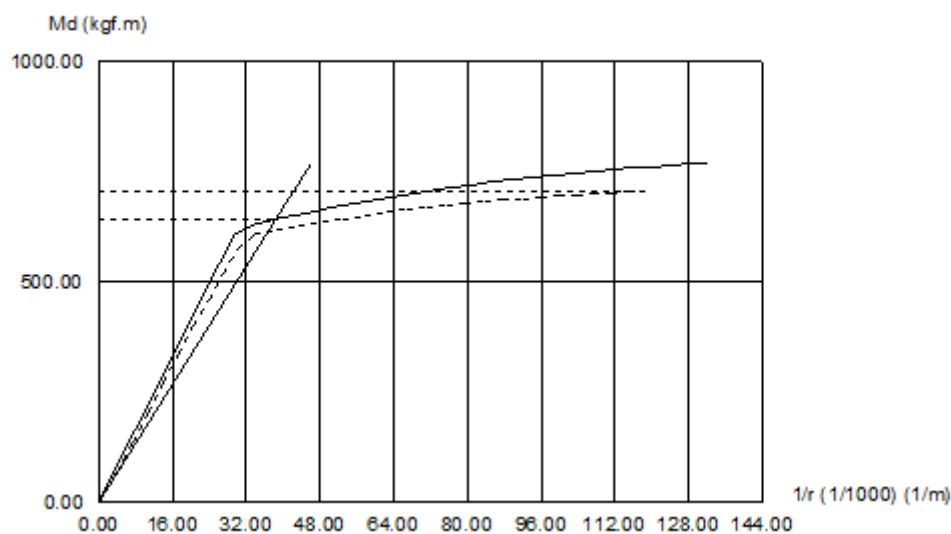


Diagrama Ndmín., Momento, Curvatura - Direção H

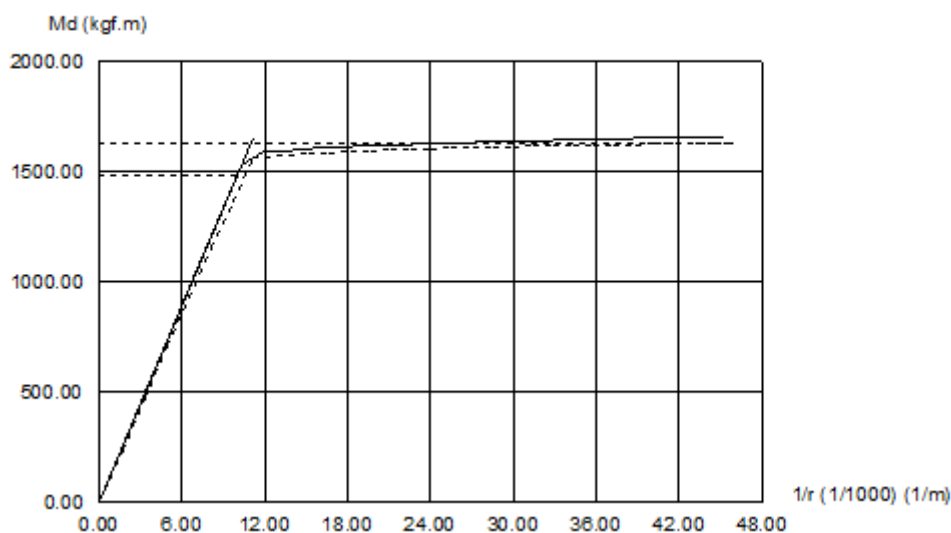




Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção B

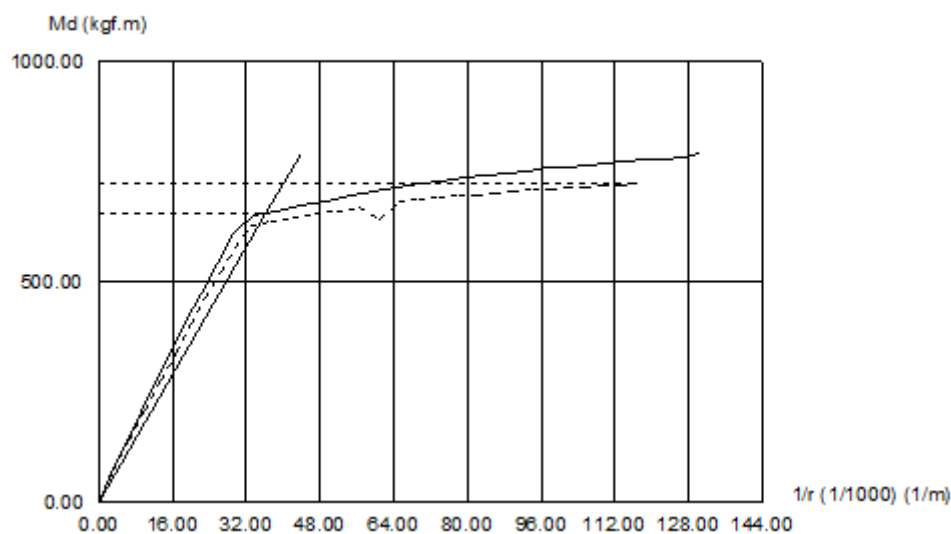
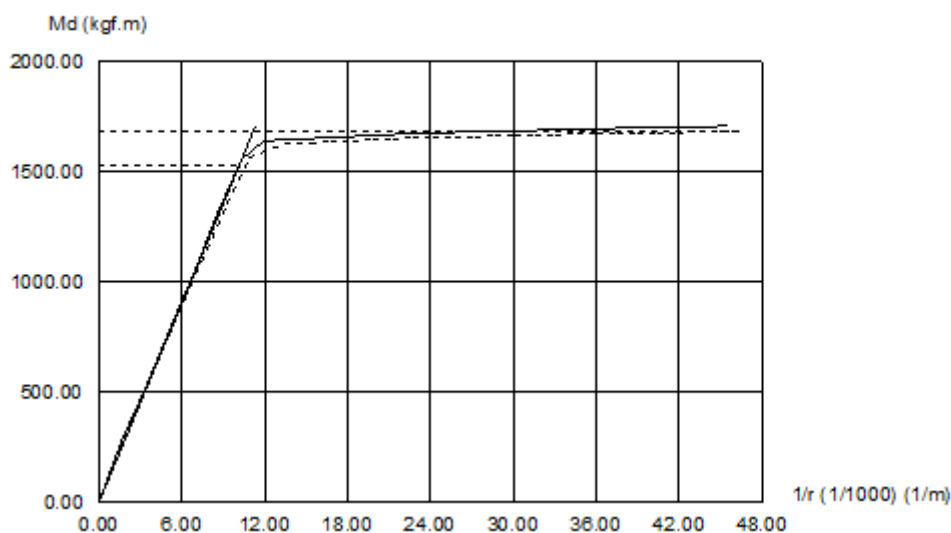


Diagrama Ndmáx., Momento, Curvatura - Direção H





Cálculo dos Pilares

Cobertura	$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E = 241500$ kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 3		cobr = 3.00 cm	

Pilar	Seção (cm)	vínc esb B vínc esb H	Nd máx Nd mín (tf)	Msd(x) Msd(y) (kgf.m)	Mrd(x) Mrd(y) (kgf.m)	Mrd/Msd	As b As h (cm ²)
P3	14.00 X 30.00	RR 50.66 RR 23.64	1.37 0.20	719 308	903 387	1.26	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P4	14.00 X 30.00	RR 50.66 RR 23.64	1.42 0.12	709 63	903 80	1.27	1.57 (2 ø 10.0) 2.36 (3 ø 10.0)
P18	14.00 X 30.00	EL 101.33 RR 23.64	0.89 0.36	525 19	669 24	1.27	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P19	14.00 X 30.00	RR 50.66 RR 23.64	1.89 0.58	74 921	127 1591	1.73	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P24	14.00 X 30.00	RR 50.66 RR 23.64	1.04 0.19	299 9	709 21	2.37	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P29	14.00 X 30.00	RR 50.66 RR 23.64	1.50 0.16	526 60	683 77	1.30	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P54	15.00 X 30.00	RR 47.29 RR 11.53	0.94 0.49	1 589	3 1722	2.92	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P55	15.00 X 30.00	RR 47.29 RR 11.53	0.88 0.34	1 507	3 1714	3.38	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P76	14.00 X 30.00	RR 50.66 RR 23.64	0.93 0.16	289 217	635 476	2.19	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P77	14.00 X 30.00	RR 50.66 RR 23.64	0.99 0.24	300 228	639 485	2.13	1.57 (2 ø 10.0) 1.57 (2 ø 10.0)
P93	14.00 X	EL 101.33	0.32 -0.22	322 72	678 151	2.10	1.57 (2 ø 10.0)



	30.00	RR 23.64					1.57 (2 ø 10.0)
--	-------	-------------	--	--	--	--	--------------------





Quadro de Cargas e Taxa de Compressão Permanente nos Pilares

Cobertura						
Pilares	Seção (cm)	N _{máx} (tf)	N _{min} (tf)	N _{perm} (tf)	Taxa de compressão (bruta)	Taxa de compressão (homogeneizada)
P3	14x30	0.78	0.00	0.86	0.01	0.01
P4	14x30	0.81	0.00	0.84	0.01	0.01
P18	14x30	0.51	0.00	0.71	0.01	0.01
P19	14x30	1.08	0.00	1.28	0.02	0.01
P24	14x30	0.60	0.00	0.70	0.01	0.01
P29	14x30	0.86	0.00	0.90	0.01	0.01
P54	15x30	0.56	0.00	0.76	0.01	0.01
P55	15x30	0.52	0.00	0.66	0.01	0.01
P76	14x30	0.53	0.00	0.64	0.01	0.01
P77	14x30	0.56	0.00	0.70	0.01	0.01
P93	14x30	0.19	-0.13	0.19	0.00	0.00





Vigas do pavimento Cobertura

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V11	168.88	2 ø 8.0		-308.34 -348.67	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
V12	172.10	2 ø 8.0		-322.37 -175.42	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VC1	262.61	2 ø 8.0		-529.70 -510.96	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VC2	501.82	2 ø 8.0		-98.19 -444.87	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VC3	13.22 487.18	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	-902.00 -449.72	3 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VC4	366.62 357.73	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-514.22 -454.97 -450.36	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VC5	200.70	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-303.87 -34.84	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	
VC6	151.49	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-218.98 -191.23	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	
VC7	177.26	2 ø 8.0		-292.14 -239.07	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
VC8	155.19	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-263.78 -283.52	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	
VC9	194.48	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-303.80 -23.03	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0	
VC10	148.04	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-210.81 -249.01	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VC13	117.56	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-166.05 -43.23	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VC14	129.26	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-164.97 -75.46	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VC15	93.07	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-170.89 -42.27	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	
VC16	135.18	2 ø 8.0	2 ø 8.0	-170.73 -87.33	2 ø 8.0 2 ø 8.0	2 ø 8.0 2 ø 8.0	



Esforços da Viga V11

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P93		30.00						
1	518.73 458.50	458.50	105.00	0.00	0.00	0.00		
P5		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P93				0.00			
1	1.43	0.00	0.34		168.88		-308.34 -348.67
P5				0.56			



Esforços da Viga V12

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P93		30.00						
1	508.18 449.00	449.00	105.00	0.00	0.00	0.00		
P53		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P93				0.00			
1	1.37	0.00	0.35		172.10		-322.37 -175.42
P53				0.55			





Esforços da Viga VC1

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P3		14.00						
1	515.01 501.01	501.01	105.00	0.00	0.00	0.00		
P4		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P3				0.29			
1	0.29	0.00	0.48		262.61	54.20 78.55	-529.70 -510.96
P4				0.29			



Esforços da Viga VC2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
VC3		14.00						
1	515.00 501.00	501.00	105.00	0.00	0.00	0.00		
P29		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
VC3				0.27			
1	0.15	-0.03	0.47		501.82	19.30 162.57	-98.19 -444.87
P29				0.30			



Esforços da Viga VC3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
		14.00						
1	145.79 129.79	129.79	105.00	0.00	0.00	0.00		
P19		30.00						
2	394.29 376.29	376.29	105.00	0.00	0.00	0.00		
P3		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
1	0.03	0.00	0.63			13.22	-755.35
P19				0.75			
2	0.00	-0.17	0.64			164.12 487.18	-902.00 -449.72
P3				0.18			





Esforços da Viga VC4

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P29		30.00						
1	269.04 251.04	251.04	105.00	0.00	0.00	0.00		
P18		30.00						
2	257.25 239.25	239.25	105.00	0.00	0.00	0.00		
P4		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P29				0.20			
1	0.06	0.00	0.49			366.62 300.17	-514.22 -449.87
P18				0.29			
2	0.21	-0.11	0.50			273.71 357.73	-454.97 -450.36
P4				0.18			



Esforços da Viga VC5

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P76		30.00						
1	442.15 375.75	375.75	105.00	0.00	0.00	0.00		
P84		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P76				0.16			
1	0.92	-0.20	0.33		200.70	63.00	-303.87 -34.84
P84				0.33			



Esforços da Viga VC6

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P76		30.00						
1	441.70 374.75	374.75	105.00	0.00	0.00	0.00		
P56		15.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P76				0.16			
1	0.76	-0.23	0.29		151.49		-218.98 -191.23
P56				0.32			





Esforços da Viga VC7

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P24		30.00						
1	508.18 448.50	448.50	105.00	0.00	0.00	0.00		
P44		15.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P24				0.17			
1	0.67	-0.04	0.34		177.26		-292.14 -239.07
P44				0.35			



Esforços da Viga VC8

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P24		30.00						
1	482.24 418.50	418.50	105.00	0.00	0.00	0.00		
P1		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P24				0.18			
1	0.93	-0.30	0.32		155.19		-263.78 -283.52
P1				0.37			



Esforços da Viga VC9

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P77		30.00						
1	442.41 376.05	376.05	105.00	0.00	0.00	0.00		
P92		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P77				0.17			
1	0.72	-0.14	0.33		194.48	49.06	-303.80 -23.03
P92				0.30			





Esforços da Viga VC10

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P77		30.00						
1	429.08 358.94	358.94	105.00	0.00	0.00	0.00		
P64		30.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P77				0.19			
1	0.74	-0.37	0.29		148.04	9.53	-210.81 -249.01
P64				0.30			





Esforços da Viga VC13

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P55		30.00						
1	312.91 280.50	280.50	105.00	0.00	0.00	0.00		
P51		14.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P55				0.21			
1	0.59	-0.49	0.27		117.56	38.52	-166.05 -43.23
P51				0.17			



Esforços da Viga VC14

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P55		30.00						
1	312.91 280.00	280.00	105.00	0.00	0.00	0.00		
P63		15.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P55				0.22			
1	0.57	-0.49	0.28		129.26	63.06	-164.97 -75.46
P63				0.17			



Esforços da Viga VC15

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P54		30.00						
1	312.91 280.00	280.00	105.00	0.00	0.00	0.00		
P48		15.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P54				0.25			
1	0.48	-0.75	0.25		93.07		-170.89 -42.27
P48				0.13			



Esforços da Viga VC16

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (%)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)		
P54		30.00						
1	312.91 280.00	280.00	105.00	0.00	0.00	0.00		
P60		15.00						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)
	Nd (tf)	Rd (tf)					
P54				0.25			
1	0.43	-0.65	0.28		135.18	74.83	-170.73 -87.33
P60				0.13			



Resultados da Viga V11

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P93	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
1	458.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P5	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01





Resultados da Viga V12

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P93	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
1	449.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P53	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VC1

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P3	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.02
1	501.01	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.01
P4	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.01





Resultados da Viga VC2

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
VC3	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00
1	501.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.02
P29	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.01





Resultados da Viga VC3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
	14.00								0.00
1	129.79	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.74	2 ø 8.0 0.23		ø 5.0 c/ 15			0.00
P19	30.00		2 ø 8.0 0.28	3 ø 8.0 1.11					0.03
2	376.29	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.05		ø 5.0 c/ 15			0.01
P3	30.00		2 ø 8.0 0.05	2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VC4

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P29	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
1	251.04	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P18	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
2	239.25	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P4	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VC5

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P76	30.00		2 ø 8.0 0.05	2 ø 8.0 0.63					0.01
1	375.75	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.05		ø 5.0 c/ 15			0.00
P84	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VC6

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P76	30.00		2 ø 8.0 0.06	2 ø 8.0 0.63					0.01
1	374.75	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.06		ø 5.0 c/ 15			0.00
P56	15.00			2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VC7

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P24	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01
1	448.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63			ø 5.0 c/ 15			0.00
P44	15.00			2 ø 8.0 0.63					0.01





Resultados da Viga VC8

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P24	30.00		2 ø 8.0 0.08	2 ø 8.0 0.63					0.01
1	418.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.08		ø 5.0 c/ 15			0.00
P1	30.00			2 ø 8.0 0.63					0.01





Resultados da Viga VC9

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P77	30.00		2 ø 8.0 0.04	2 ø 8.0 0.63					0.01
1	376.05	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.04		ø 5.0 c/ 15			0.00
P92	14.00			2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VC10

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P77	30.00		2 ø 8.0 0.10	2 ø 8.0 0.63					0.01
1	358.94	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.10		ø 5.0 c/ 15			0.00
P64	30.00		2 ø 8.0 0.05	2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VC13

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P55	30.00		2 ø 8.0 0.14	2 ø 8.0 0.63					0.00
1	280.50	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.14		ø 5.0 c/ 15			0.00
P51	14.00		2 ø 8.0 0.11	2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VC14

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P55	30.00		2 ø 8.0 0.13	2 ø 8.0 0.63					0.00
1	280.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.13		ø 5.0 c/ 15			0.00
P63	15.00		2 ø 8.0 0.10	2 ø 8.0 0.63					0.00





Resultados da Viga VC15

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P54	30.00		2 ø 8.0 0.21	2 ø 8.0 0.63					0.01
1	280.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.21		ø 5.0 c/ 15			0.00
P48	15.00		2 ø 8.0 0.17	2 ø 8.0 0.63					0.00



Resultados da Viga VC16

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)
P54	30.00		2 ø 8.0 0.18	2 ø 8.0 0.63					0.01
1	280.00	14.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.63	2 ø 8.0 0.18		ø 5.0 c/ 15			0.00
P60	15.00		2 ø 8.0 0.14	2 ø 8.0 0.63					0.00





Cálculo da viga V11

Pavimento Cobertura - Lance 3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.43 tf situação: GE Meq = 158 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.60 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 109 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 1.15 tf situação: GE Meq = 128 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.80 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 201 kgf.m fiss = 0.01 mm



2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 1.43 tf situação: GE Meq = 158 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.93 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 210 kgf.m fiss = 0.01 mm
---	--	---	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.34 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 34 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.16		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga V12

Pavimento Cobertura - Lance 3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.37 tf situação: GE Meq = 152 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.59 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 119 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 1.10 tf situação: GE Meq = 122 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.81 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 226 kgf.m fiss = 0.01 mm



2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 1.37 tf situação: GE Meq = 152 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.60 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 116 kgf.m fiss = 0.00 mm
---	--	---	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.35 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 39 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.19		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VC1

Pavimento Cobertura - Lance 3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.29 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.54 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 162 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.29 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 252 kgf.m



				fiss = 0.02 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.29 tf situação: GE Meq = 32 kgf.m As = 0.42 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.00 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 235 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.48 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VC2

Pavimento Cobertura - Lance 3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.43 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.95 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 297 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.21 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 44 kgf.m



				fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.15 tf situação: GE Meq = 17 kgf.m As = 0.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.85 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 177 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

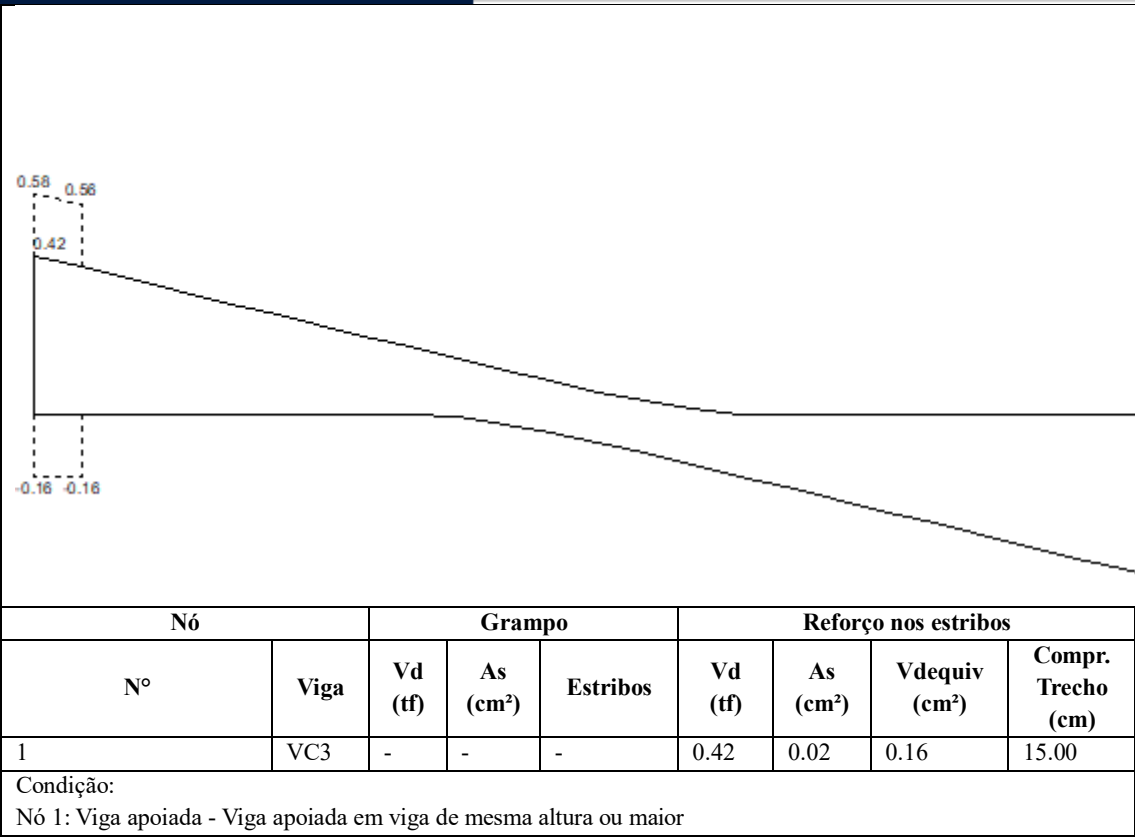
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.47 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 13 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ARMADURA DE SUSPENSÃO (DIAGRAMA EQUIVALENTE)





Cálculo da viga VC3

Pavimento Cobertura - Lance 3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Td = 98 kgf.m Asl = 0.47 cm ² Aspele = 0.00 cm ² As = + 0.23 cm ² A's = +0.23 cm ²	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.01 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.03 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.23 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 9 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.20 tf situação: GE Meq = 23 kgf.m As = 0.46 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 0.85 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 141 kgf.m



						fiss = 0.01 mm
--	--	--	--	--	--	-------------------

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 902 kgf.m As = 0.85 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.75 cm	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 0.85 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.75 cm	Fd = 0.20 tf situação: GE Meq = 21 kgf.m As = 0.88 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 1.71 cm	As = 1.11 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 A's = 0.28 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 493 kgf.m fiss = 0.03 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.20 tf situação: GE Meq = 23 kgf.m As = 0.43 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 0.78 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.10 tf M = 83 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

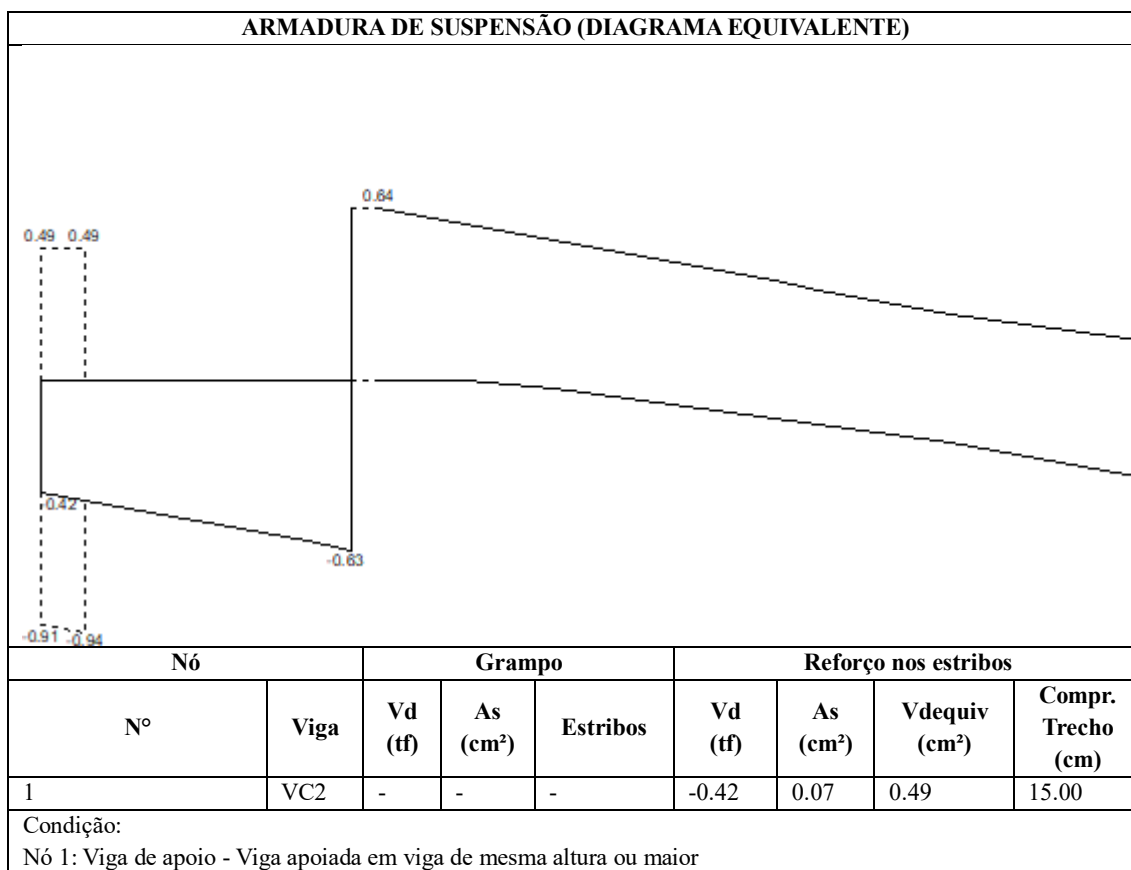
Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.63 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 98 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.23



2	Vd = 0.64 tf	Td = 20 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 =
2-2	VRd2 = 15.86 tf	TRd2 = 528 kgf.m	0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.05		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15		he = 4.77 cm Ae = 137.64 cm²	A90 = 0.82 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15 ø 6.3 c/ 15 ø 8.0 c/ 15 ø 10.0 c/ 15
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VC4

Pavimento Cobertura - Lance 3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.68 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 59 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 23 kgf.m As = 0.29 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.70 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 62 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação	Verificação	Final
----	--------	-------------	-------------	-------



		axial (compressão)	axial (tração)	
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 0.45 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.96 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 153 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 23 kgf.m As = 0.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.88 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 150 kgf.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 23 kgf.m As = 0.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.87 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 123 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.49 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 24 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 0.50 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 24 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção



1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VC5

Pavimento Cobertura - Lance 3

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.92 tf situação: GE Meq = 102 kgf.m As = 0.06 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.55 cm	Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 0.32 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 126 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.65 tf situação: GE Meq = 72 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.00 cm ²	Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.05 cm ²	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ²



		$y_{LN} = 0.69 \text{ cm}$	$y_{LN} = 0.51 \text{ cm}$	$(2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2)$ $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 210 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.01 \text{ mm}$
2	$M_d = 560 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.50 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 1.03 \text{ cm}$	$F_d = 0.92 \text{ tf}$ situação: GE $M_{eq} = 102 \text{ kgf.m}$ $A_s = 0.00 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.25 \text{ cm}$		$A_s = 0.63 \text{ cm}^2$ $(2\phi 8.0 - 1.01 \text{ cm}^2)$ $d = 26.10 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.24$ $F = 0.00 \text{ tf}$ $M = 0 \text{ kgf.m}$ $fiss = 0.00 \text{ mm}$

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 0.33 \text{ tf}$ $VR_d2 = 15.86 \text{ tf}$	$T_d = 34 \text{ kgf.m}$ $TR_d2 = 528 \text{ kgf.m}$	$V_d/VR_d2 + T_d/TR_d2 = 0.09$

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	$d = 26.10 \text{ cm}$ $V_{c0} = 2.81 \text{ tf}$ $k = 1.03$		$V_{min} = 2.81 \text{ tf}$ $A_{swmin} = 1.44 \text{ cm}^2$ (2 ramos) $\phi 5.0 \text{ c/ } 15$			



Cálculo da viga VC6

Pavimento Cobertura - Lance 3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.76 tf situação: GE Meq = 85 kgf.m As = 0.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.43 cm	Fd = 0.27 tf situação: GE Meq = 30 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.06 cm ² yLN = 0.22 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.06 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 89 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.49 tf situação: GE Meq = 55 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.50 cm	Fd = 0.27 tf situação: GE Meq = 30 kgf.m As = 0.23 cm ² A's = 0.06 cm ² yLN = 0.34 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.06 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.00 tf M = 154 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.76 tf situação: GE Meq = 85 kgf.m As = 0.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.50 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 103 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.29 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 29 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VC7

Pavimento Cobertura - Lance 3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.67 tf situação: GE Meq = 75 kgf.m As = 0.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.46 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 115 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.40 tf situação: GE Meq = 44 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.61 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 205 kgf.m fiss = 0.01 mm



2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.67 tf situação: GE Meq = 75 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.57 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 152 kgf.m fiss = 0.01 mm
---	--	--	---

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.34 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 29 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.03		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VC8

Pavimento Cobertura - Lance 3

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.93 tf situação: GE Meq = 103 kgf.m As = 0.02 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.47 cm	Fd = 0.36 tf situação: GE Meq = 40 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.21 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 93 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.65 tf situação: GE Meq = 72 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.61 cm	Fd = 0.36 tf situação: GE Meq = 40 kgf.m As = 0.28 cm ² A's = 0.08 cm ² yLN = 0.41 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.08 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.00 tf M = 183 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.93 tf situação: GE Meq = 103 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.71 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 164 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.32 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VC9

Pavimento Cobertura - Lance 3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.72 tf situação: GE Meq = 80 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.50 cm	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.04 cm ² yLN = 0.32 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 125 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.00 cm ²	Fd = 0.17 tf situação: GE Meq = 19 kgf.m As = 0.29 cm ² A's = 0.04 cm ²	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.04 cm ²



		yLN = 0.65 cm	yLN = 0.52 cm	(2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 208 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.72 tf situação: GE Meq = 80 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.19 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 F = 0.00 tf M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.33 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 34 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.02		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			





Cálculo da viga VC10

Pavimento Cobertura - Lance 3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.74 tf situação: GE Meq = 82 kgf.m As = 0.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.42 cm	Fd = 0.44 tf situação: GE Meq = 49 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.10 cm ² yLN = 0.18 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.10 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.04 tf M = 79 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.47 tf situação: GE Meq = 52 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm	Fd = 0.44 tf situação: GE Meq = 49 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.10 cm ² yLN = 0.29 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.10 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.04 tf M = 141 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.74 tf situação: GE Meq = 82 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.60 cm	Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 23 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.05 cm ² yLN = 0.41 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.00 tf M = 123 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.29 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 32 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VC13

Pavimento Cobertura - Lance 3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 65 kgf.m As = 0.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.33 cm	Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 66 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.09 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.12 tf M = 70 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.45 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.39 cm	Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 66 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.18 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.12 tf M = 115 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 65 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.20 cm	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.11 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.11 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.02 tf M = 10 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.27 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 22 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VC14

Pavimento Cobertura - Lance 3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.57 tf situação: GE Meq = 63 kgf.m As = 0.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.35 cm	Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 65 kgf.m As = 0.19 cm ² A's = 0.13 cm ² yLN = 0.12 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.13 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.12 tf M = 71 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.44 tf situação: GE Meq = 48 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.39 cm	Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 65 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.13 cm ² yLN = 0.18 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.13 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.12 tf M = 114 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.57 tf situação: GE Meq = 63 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.25 cm	Fd = 0.46 tf situação: GE Meq = 51 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.10 cm ² yLN = 0.04 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.10 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.02 tf M = 20 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 22 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VC15

Pavimento Cobertura - Lance 3

fck = 250.00 kgf/cm ²	Ecs = 241500 kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.48 tf situação: GE Meq = 53 kgf.m As = 0.02 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.26 cm	Fd = 0.90 tf situação: GE Meq = 100 kgf.m As = 0.21 cm ² A's = 0.21 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.21 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.27 tf M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.38 tf situação: GE Meq = 42 kgf.m As = 0.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.39 cm	Fd = 0.90 tf situação: GE Meq = 100 kgf.m As = 0.27 cm ² A's = 0.21 cm ² yLN = 0.13 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.21 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.27 tf M = 111 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.48 tf situação: GE Meq = 53 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.17 cm	Fd = 0.73 tf situação: PE Meq = 81 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.17 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.17 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.17 tf M = 24 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.25 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 19 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			



Cálculo da viga VC16

Pavimento Cobertura - Lance 3

$f_{ck} = 250.00$ kgf/cm ²	$E_{cs} = 241500$ kgf/cm ²
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 2500.00 kgf/m ³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.43 tf situação: GE Meq = 48 kgf.m As = 0.06 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.33 cm	Fd = 0.78 tf situação: GE Meq = 86 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.18 cm ² yLN = 0.09 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.18 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.23 tf M = 71 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.33 tf situação: GE Meq = 37 kgf.m As = 0.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.38 cm	Fd = 0.78 tf situação: GE Meq = 86 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.18 cm ² yLN = 0.15 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.18 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)



				F = 0.23 tf M = 117 kgf.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.43 tf situação: GE Meq = 48 kgf.m As = 0.02 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.24 cm	Fd = 0.61 tf situação: GE Meq = 68 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.14 cm ² yLN = 0.04 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 A's = 0.14 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) F = 0.13 tf M = 22 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

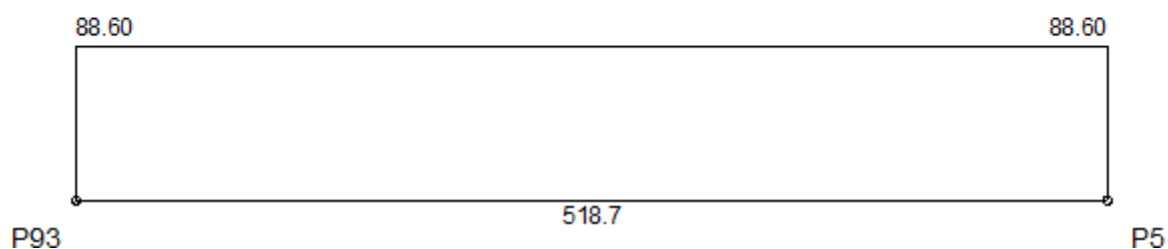
Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.28 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 20 kgf.m TRd2 = 528 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 0.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

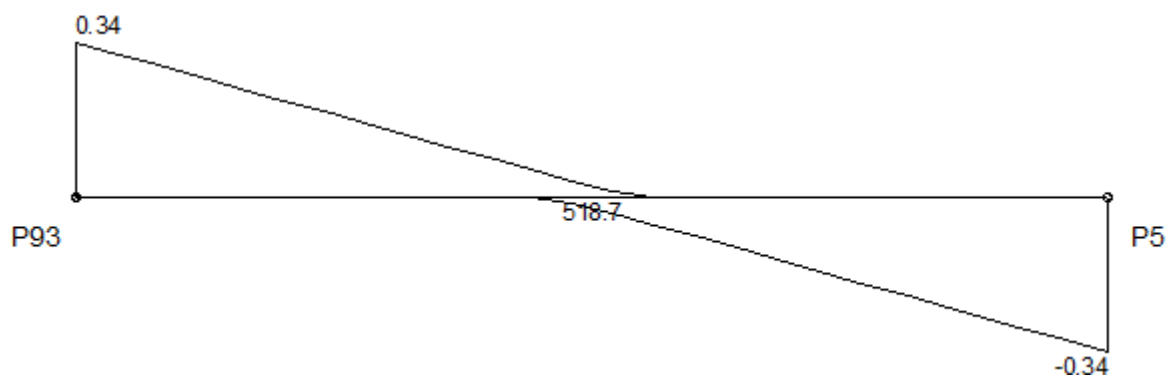


Diagramas: VIGA V11 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

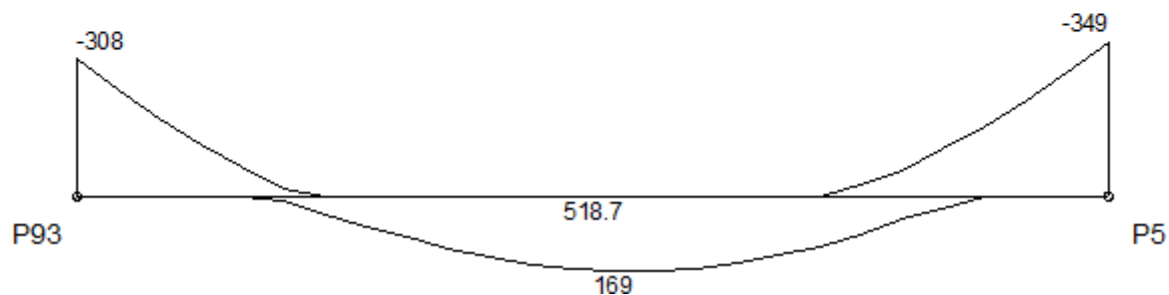


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

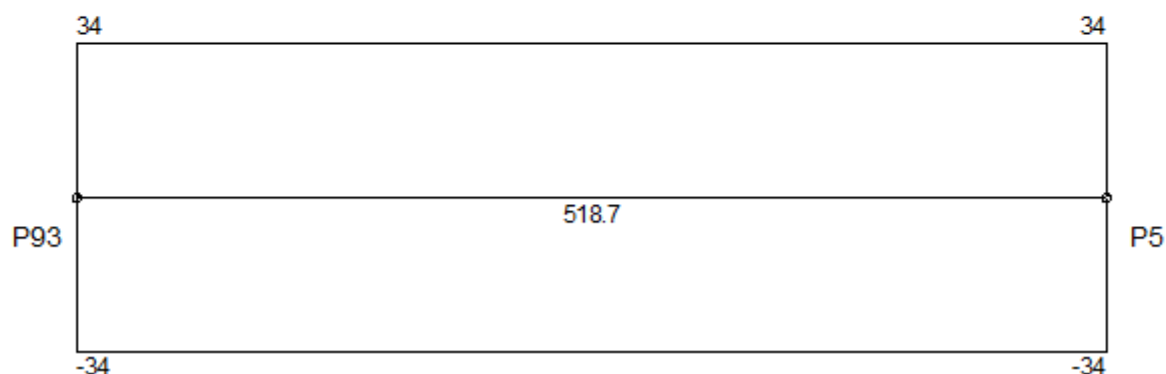




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

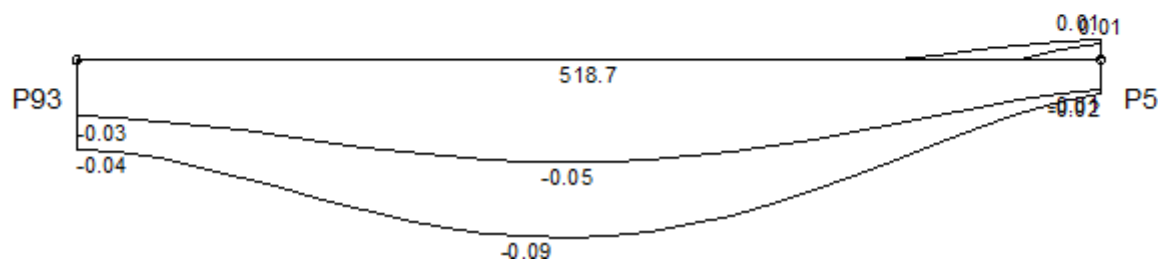




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

----- Flecha imediata (recalculada)
———— Flecha total (recalculada + diferida)



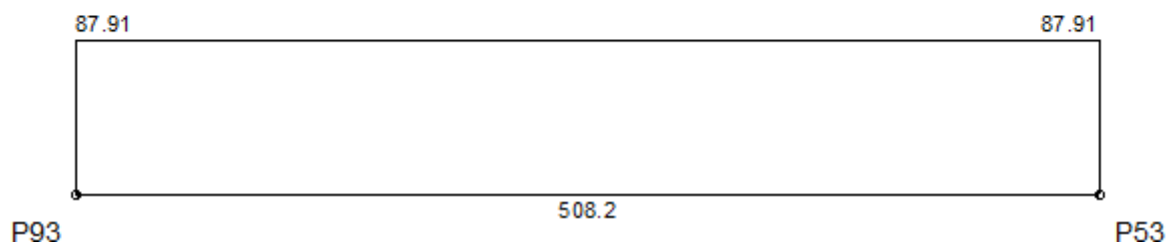
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.04	249
Flecha imediata (recalculada)	-0.04	249
Flecha diferida	-0.04	249
Flecha total	-0.07	228.2

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-193	109	-185
Comprimento do sub-trecho (cm)	104.05	314.07	100.61
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

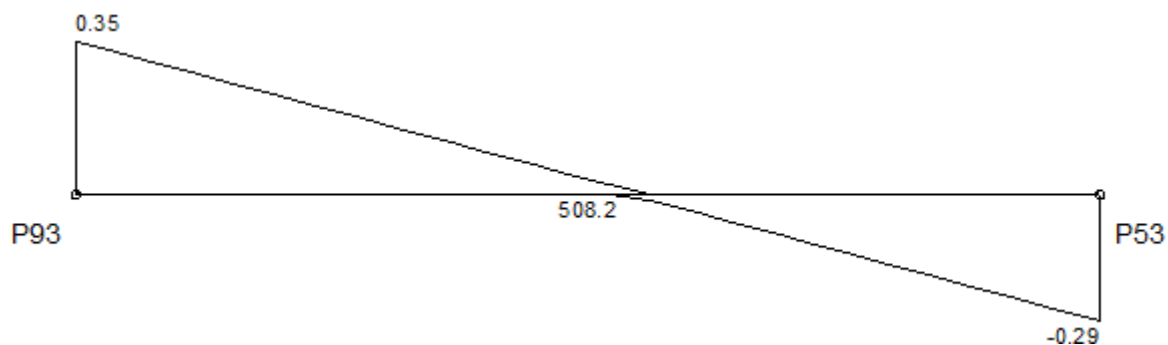


Diagramas: VIGA V12 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

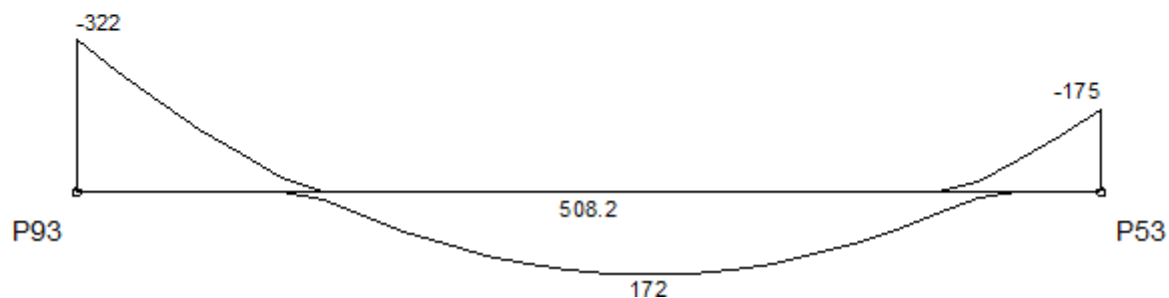


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

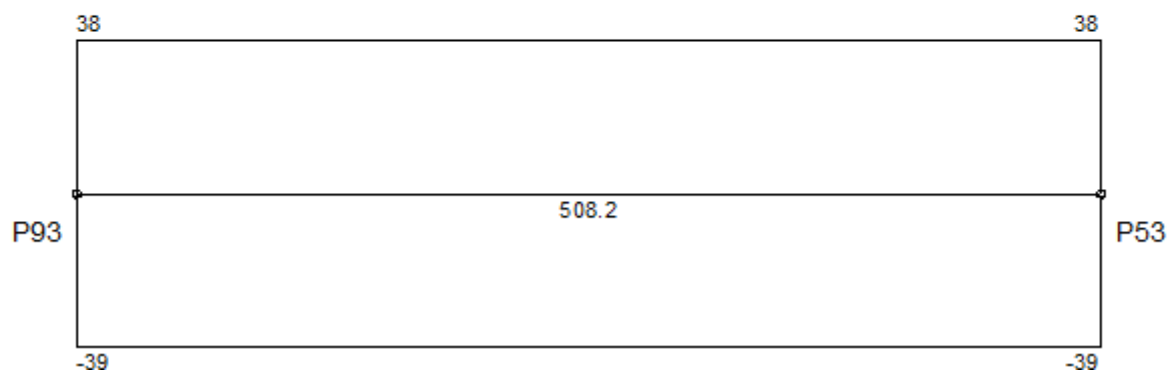




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

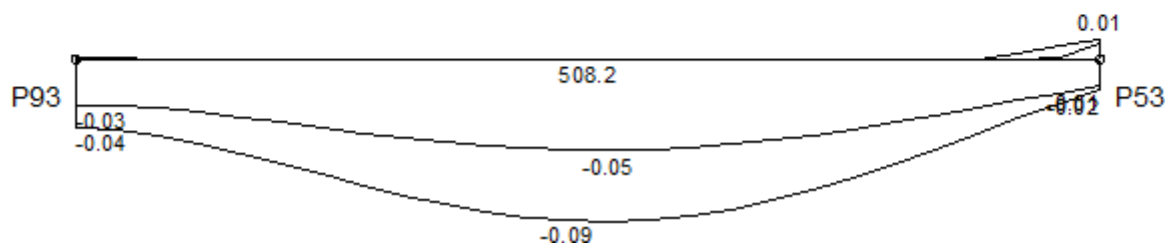




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



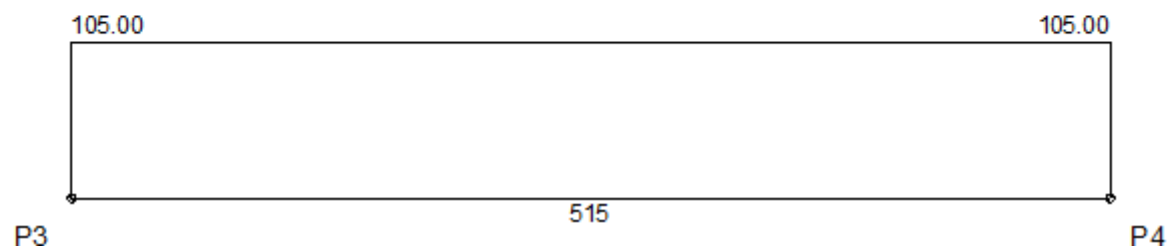
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.04	264.3
Flecha imediata (recalculada)	-0.04	264.3
Flecha diferida	-0.04	264.3
Flecha total	-0.08	244

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-222	121	-110
Comprimento do sub-trecho (cm)	113.71	331.24	63.23
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

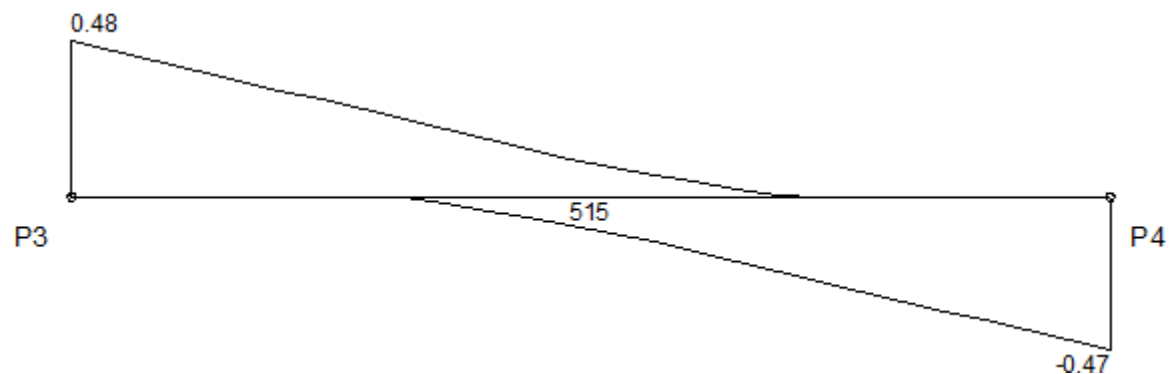


Diagramas: VIGA VC1 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

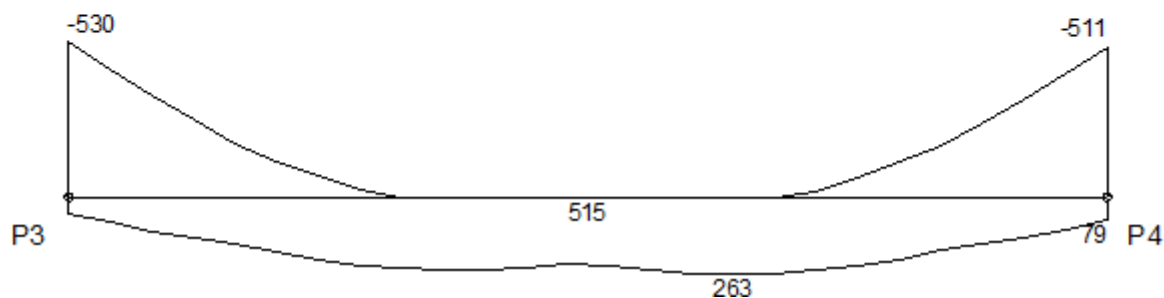


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

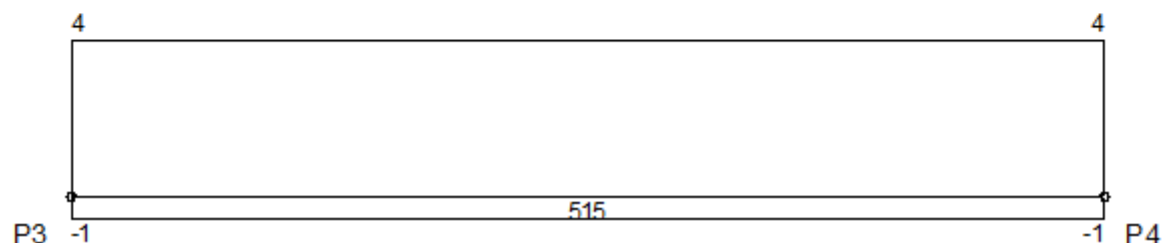




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

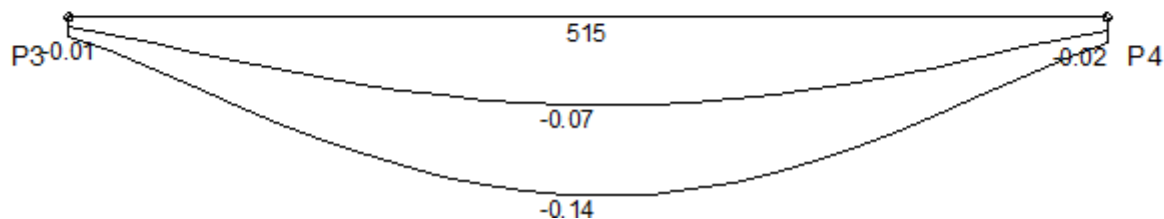




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



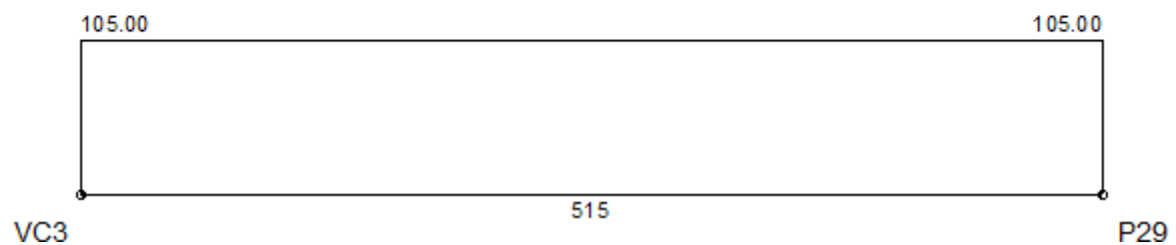
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.07	247.2
Flecha imediata (recalculada)	-0.07	247.2
Flecha diferida	-0.07	247.2
Flecha total	-0.14	247.2

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-165	192	-146
Comprimento do sub-trecho (cm)	69.59	382.81	62.61
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

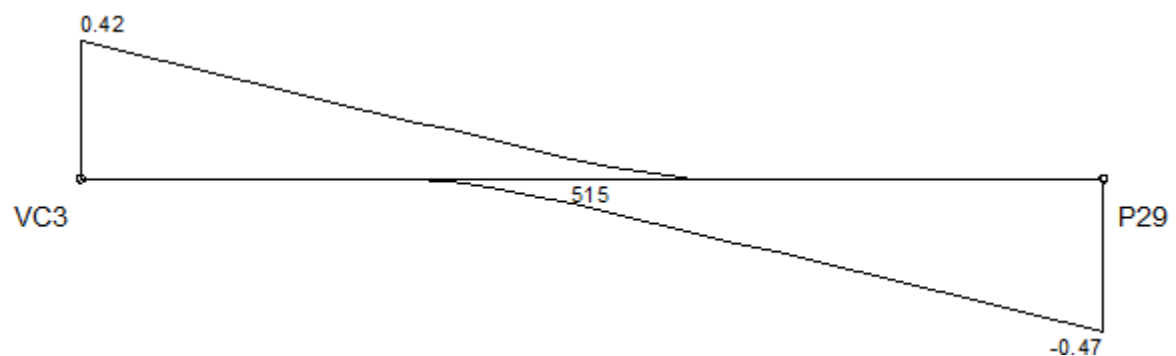


Diagramas: VIGA VC2 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

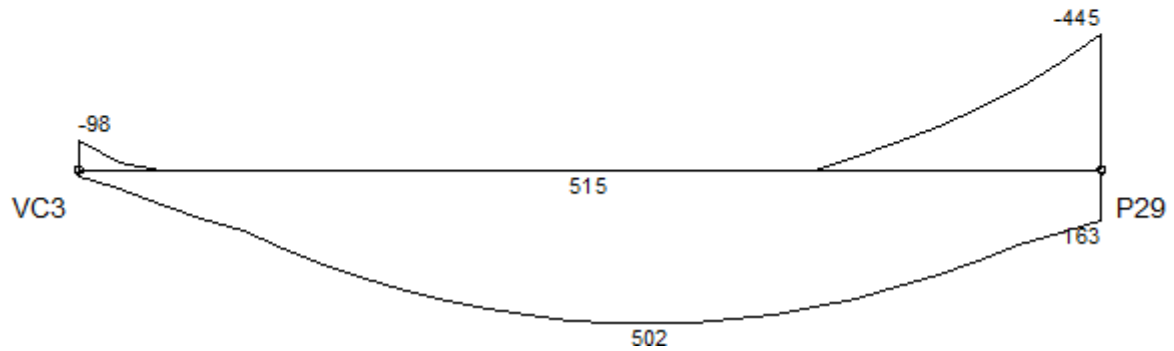


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

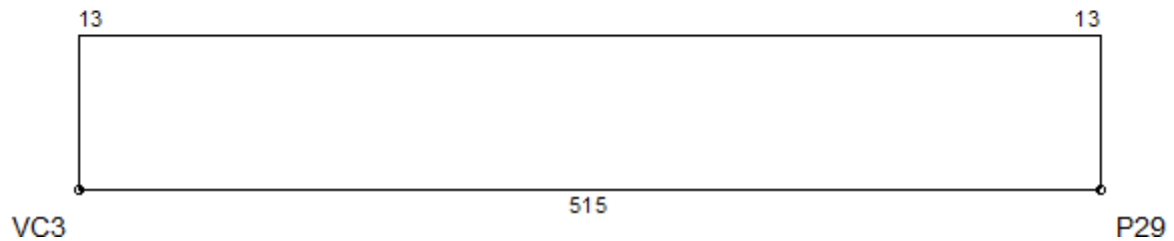




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

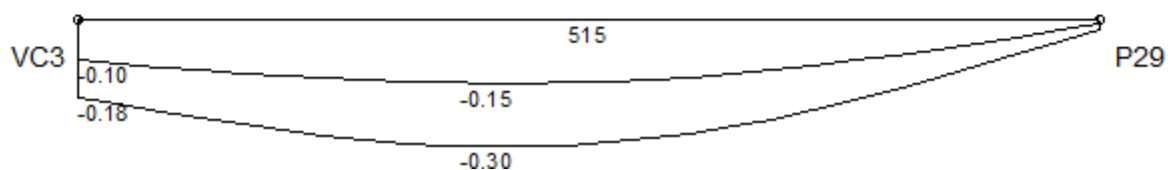




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



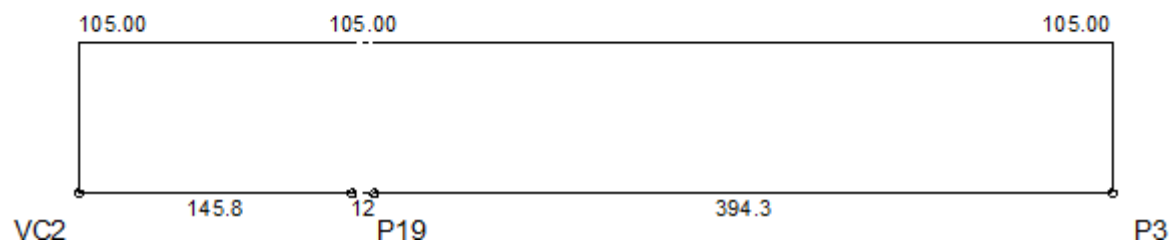
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.14	206
Flecha imediata (recalculada)	-0.14	206
Flecha diferida	-0.15	206
Flecha total	-0.29	206

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-54	269	-105
Comprimento do sub-trecho (cm)	21.75	452.60	40.66
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

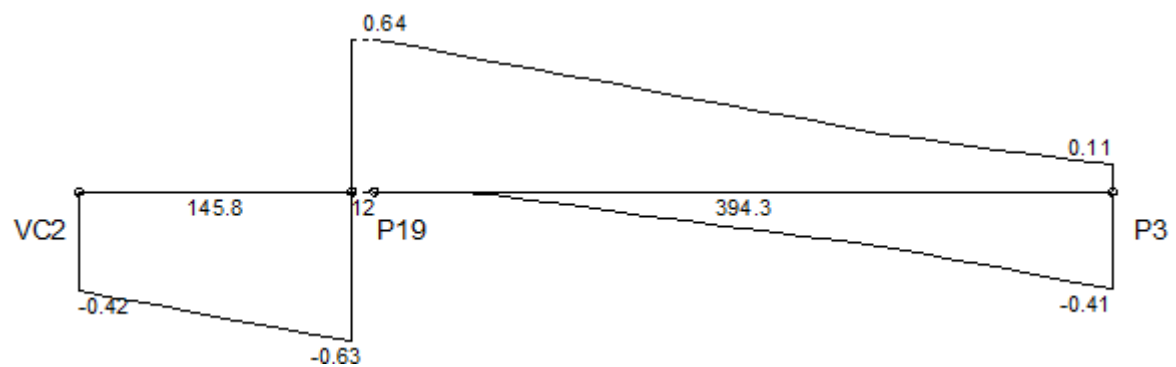


Diagramas: VIGA VC3 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

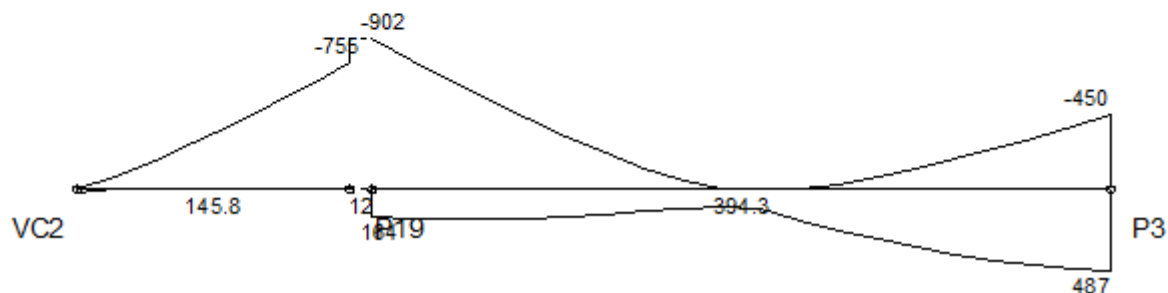


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]





MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]





DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



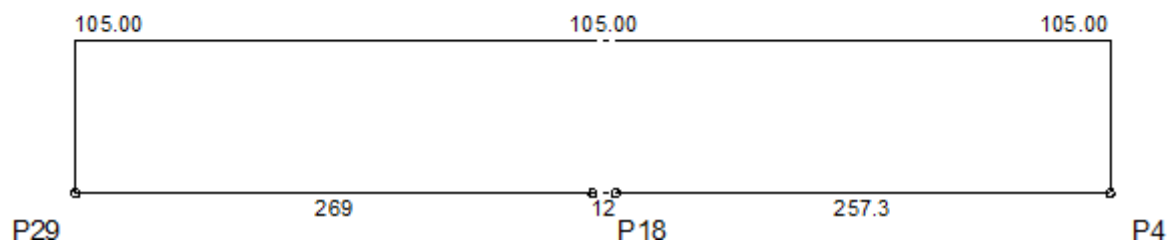
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.08	0	-0.02	269.8
Flecha imediata (recalculada)	-0.08	0	-0.02	269.8
Flecha diferida	-0.08	0	-0.02	269.8
Flecha total	-0.16	0	-0.03	269.8

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	-	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	-	0.45	0.60	0.60	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	-	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-	23	-465	-465	149	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	-	8.60	137.19	166.73	227.56	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	1.93			1.93		

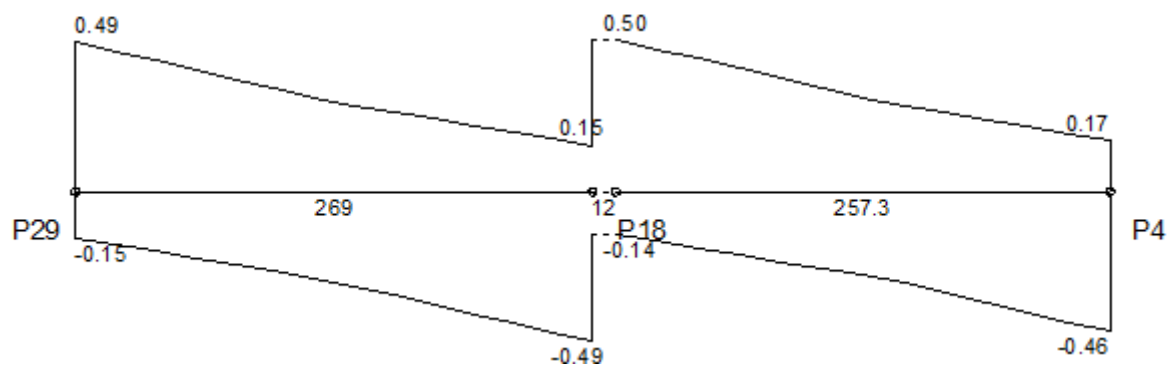


Diagramas: VIGA VC4 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

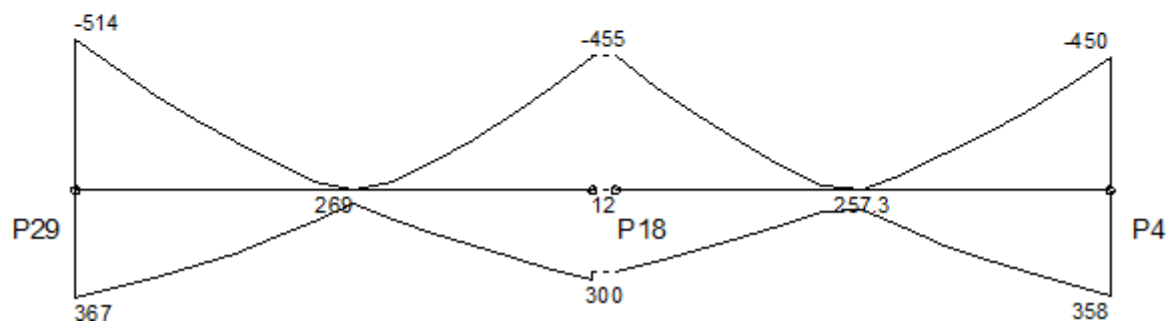


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

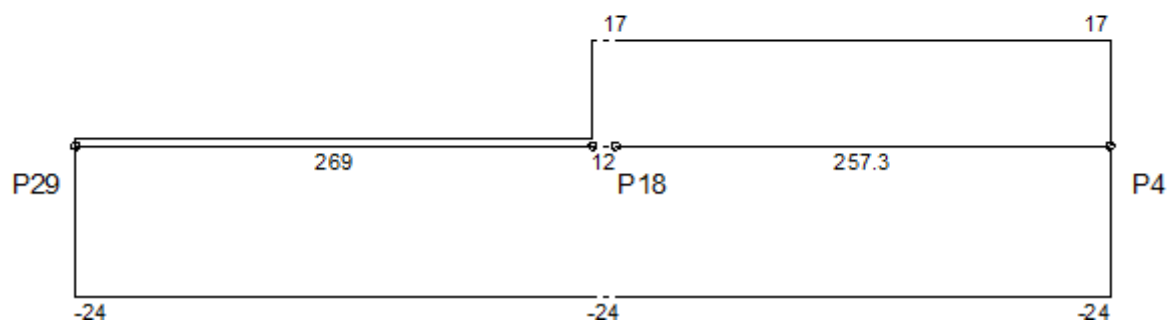




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

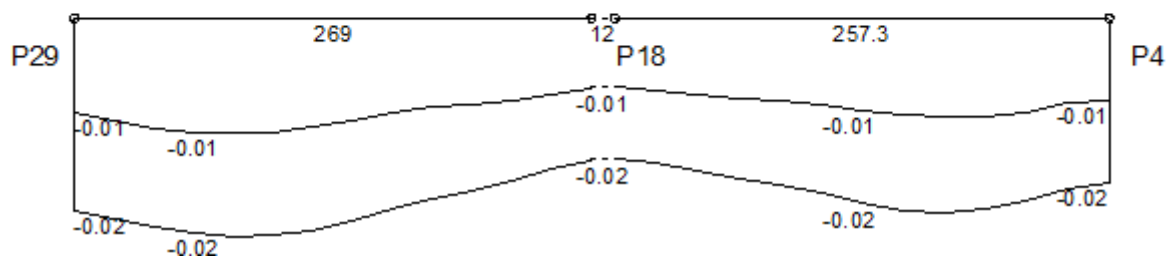




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



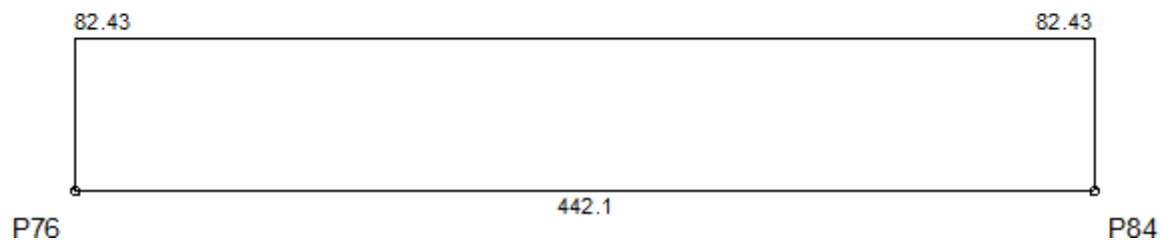
Envoltória	Vão 1		Vão 3	
	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	62	-0.01	128.6
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	62	-0.01	128.6
Flecha diferida	-0.01	62	-0.01	128.6
Flecha total	-0.02	62	-0.02	128.6

Envoltória	Vão 1		Vão 4			
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-61	31	-82	-82	32	-31
Comprimento do sub-trecho (cm)	55.93	152.87	60.24	70.00	155.50	31.75
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15			3.15		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06		

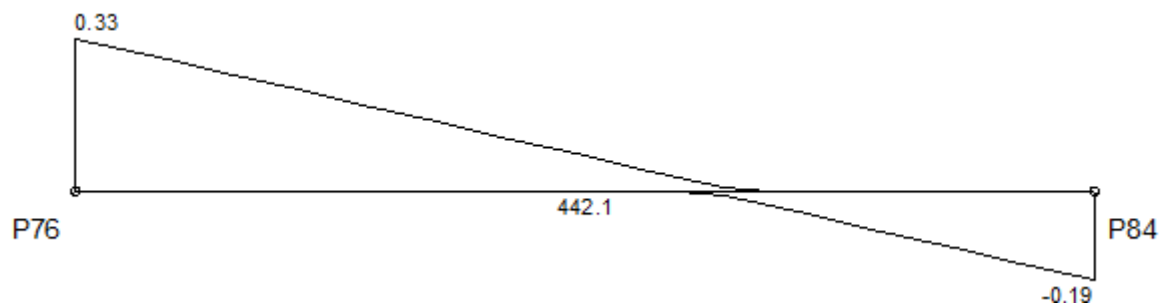


Diagramas: VIGA VC5 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

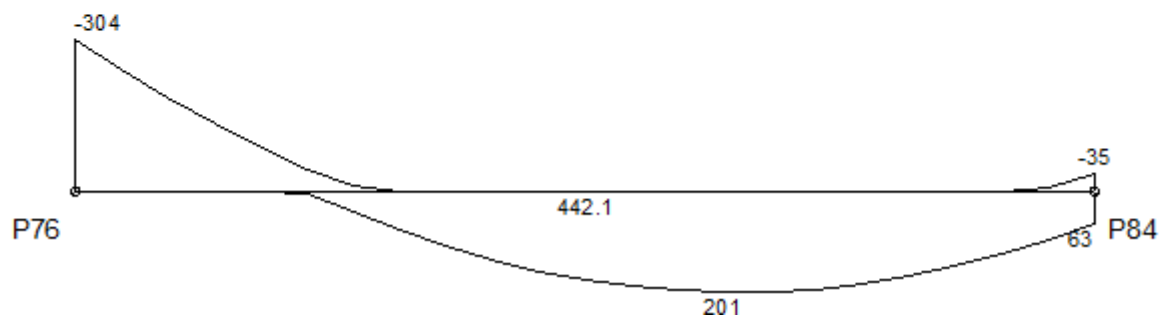


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

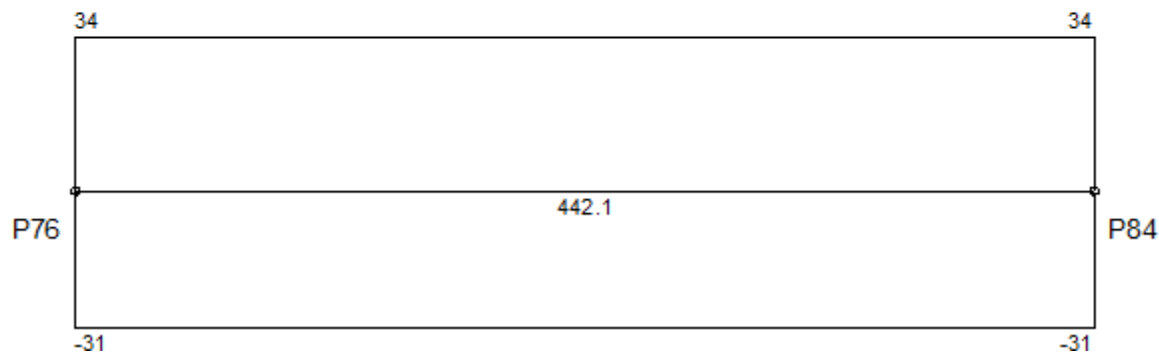




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

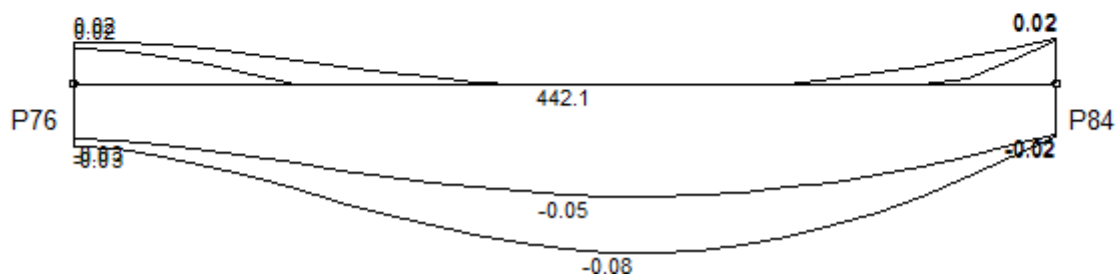




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



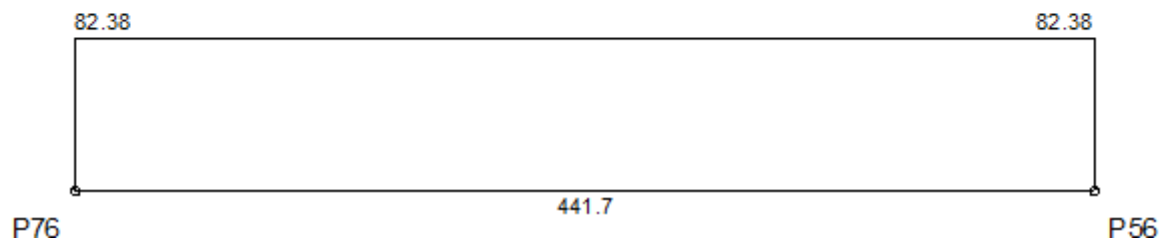
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.03	221
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	221
Flecha diferida	-0.03	221
Flecha total	-0.05	241.2

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-212	130	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	110.71	331.43	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	1.94		

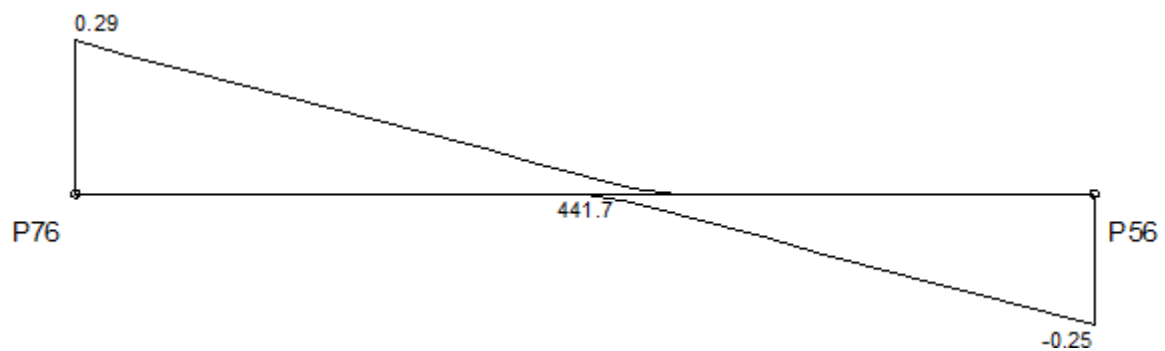


Diagramas: VIGA VC6 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

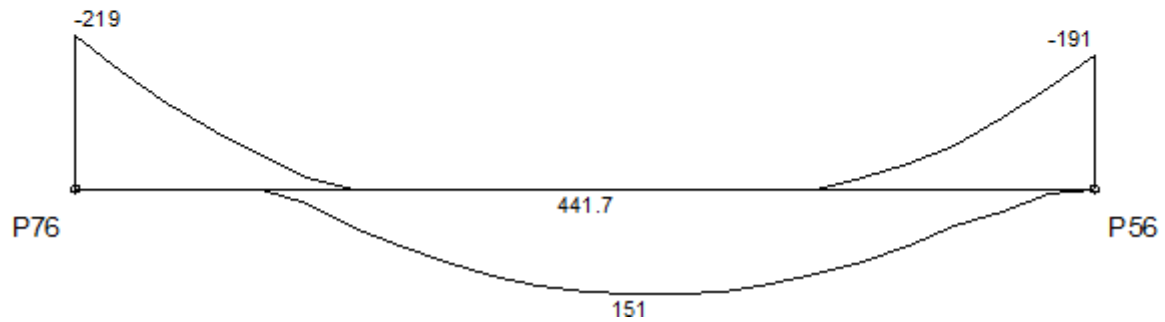


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

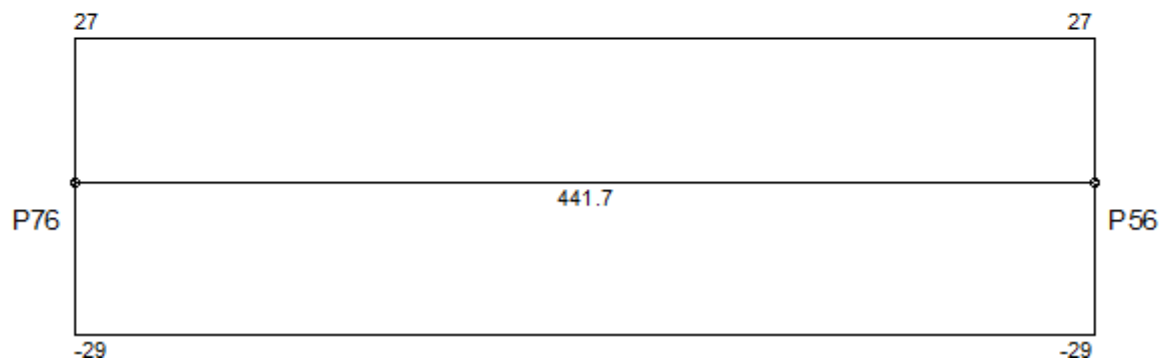




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

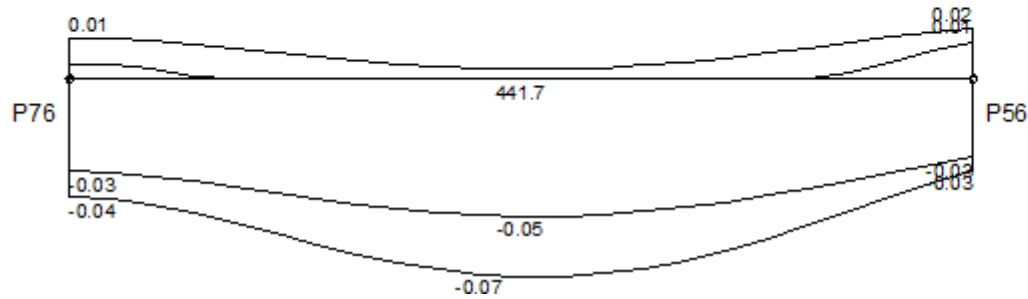




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



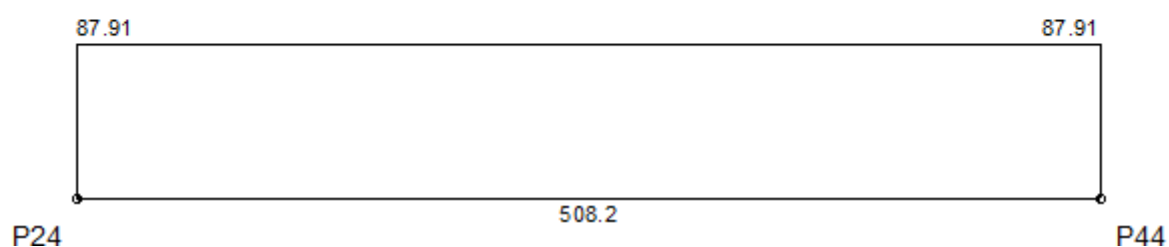
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	220.9
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	220.9
Flecha diferida	-0.02	220.9
Flecha total	-0.04	200.8

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-157	93	-64
Comprimento do sub-trecho (cm)	96.57	299.63	45.50
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	1.95		

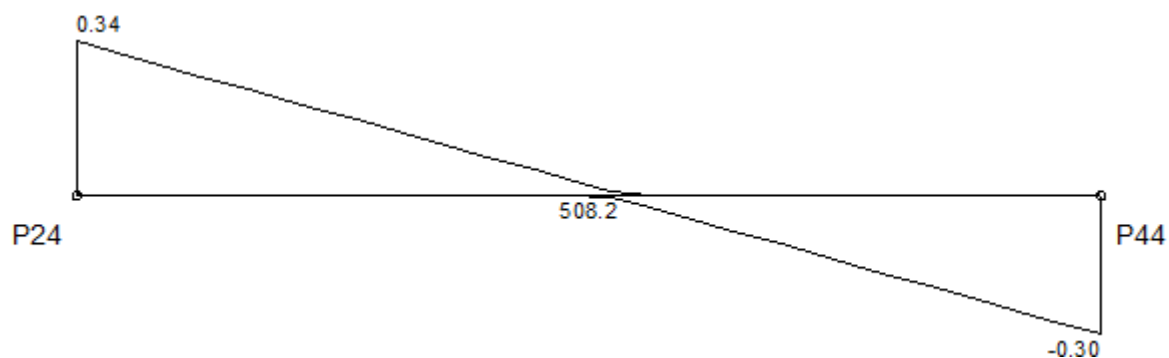


Diagramas: VIGA VC7 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

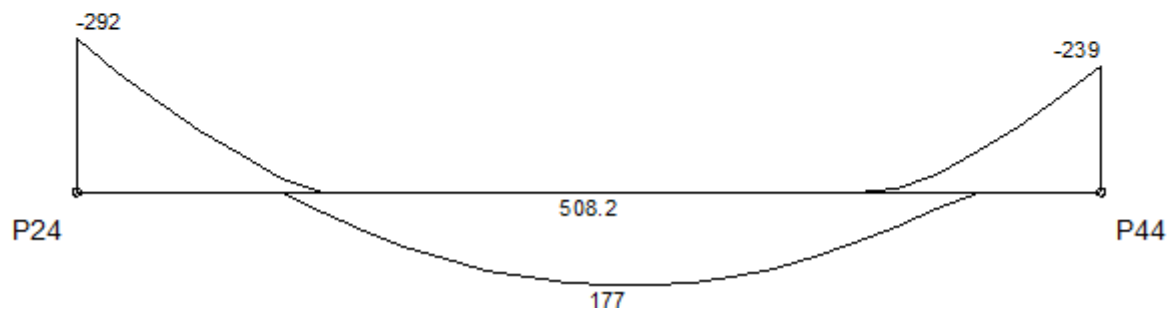


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

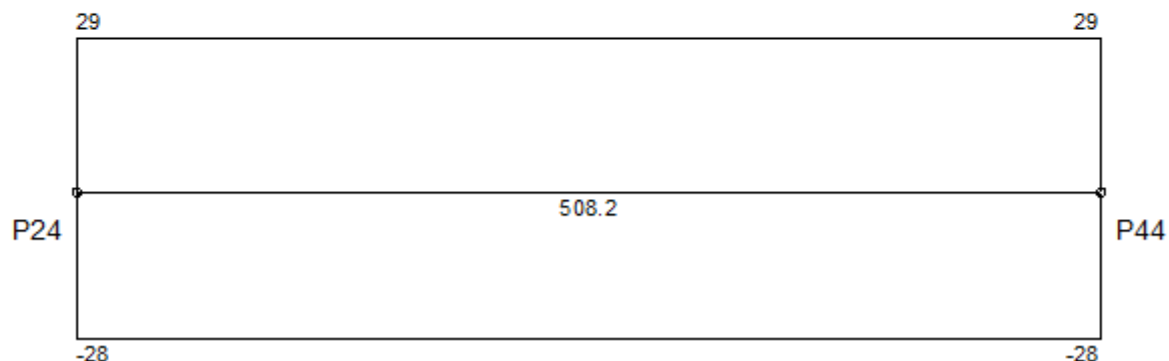




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

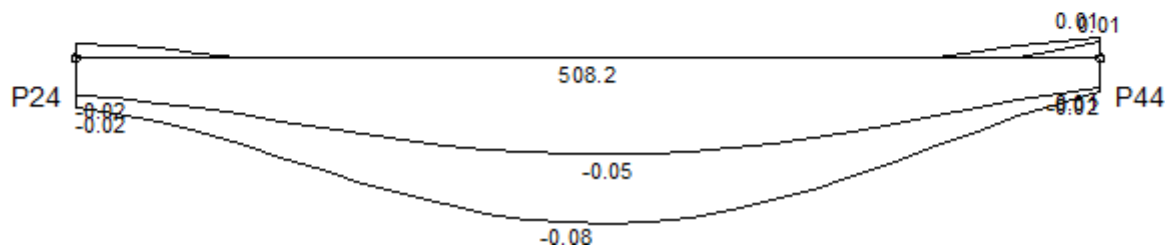




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



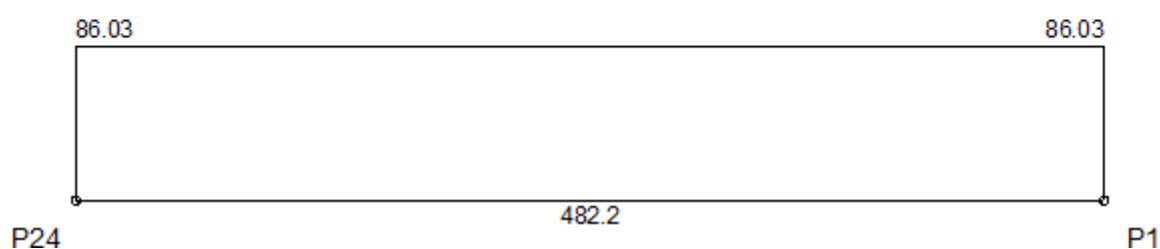
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.03	264.3
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	264.3
Flecha diferida	-0.03	264.3
Flecha total	-0.07	244

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.45	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-201	114	-140
Comprimento do sub-trecho (cm)	106.96	321.93	79.29
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	2.06		

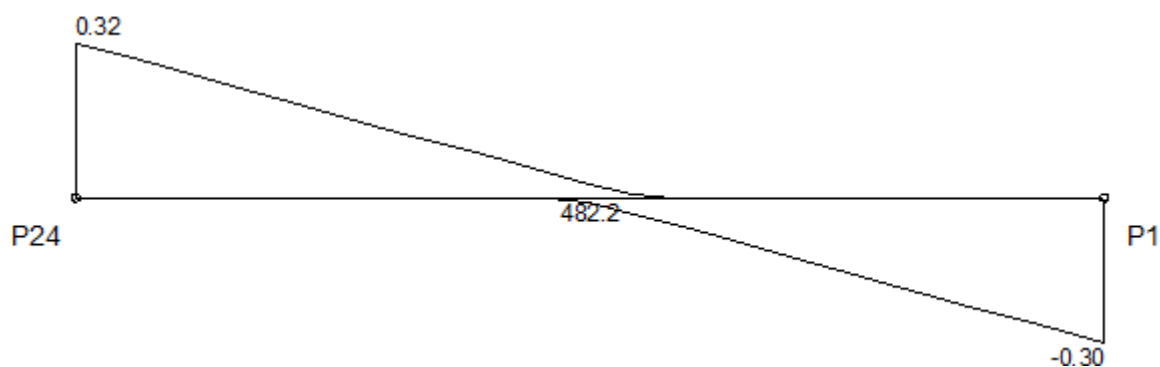


Diagramas: VIGA VC8 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

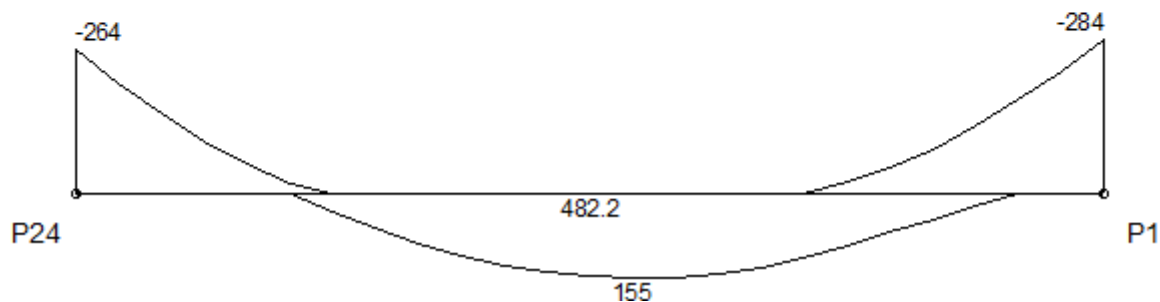


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

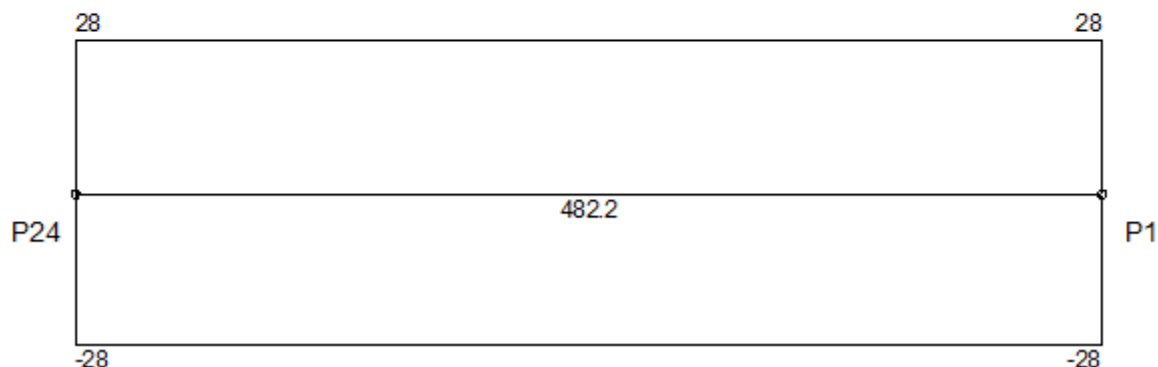




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

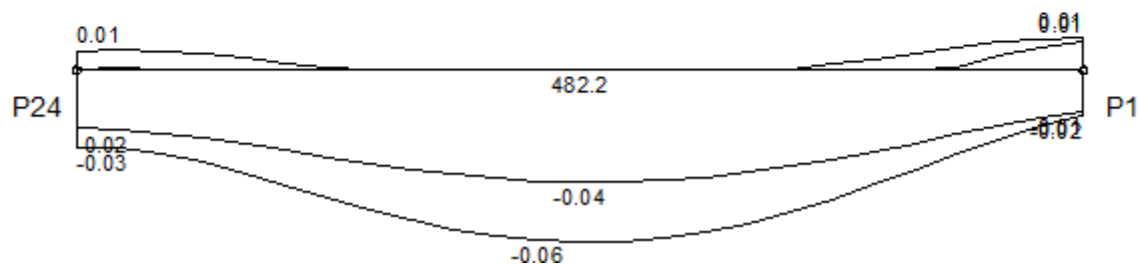




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



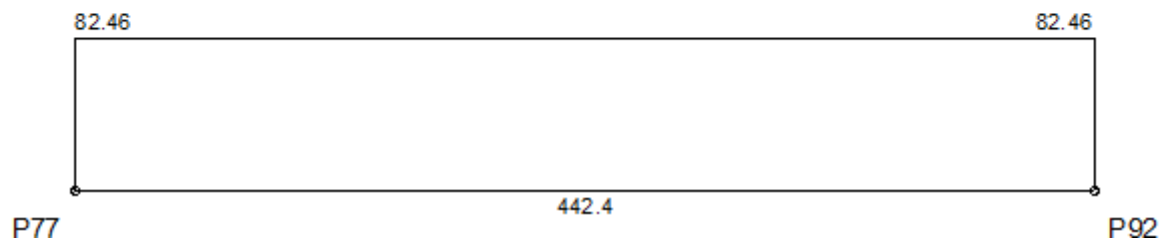
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	241.1
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	241.1
Flecha diferida	-0.02	241.1
Flecha total	-0.04	221

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-187	89	-136
Comprimento do sub-trecho (cm)	109.54	288.01	84.70
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	1.96		

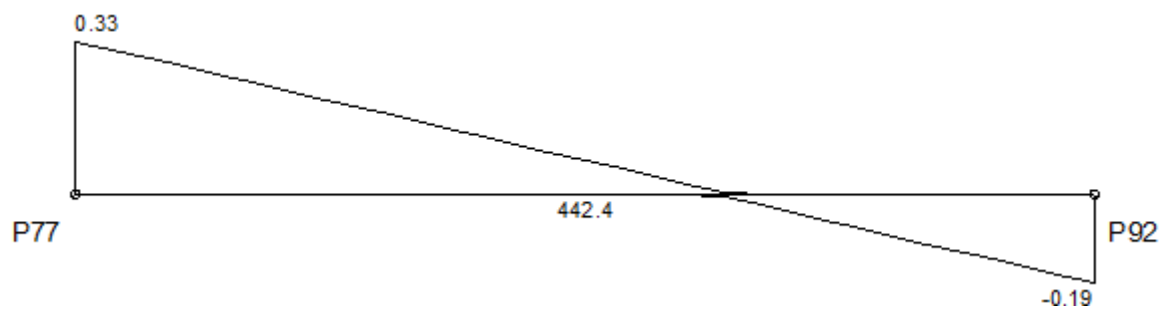


Diagramas: VIGA VC9 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

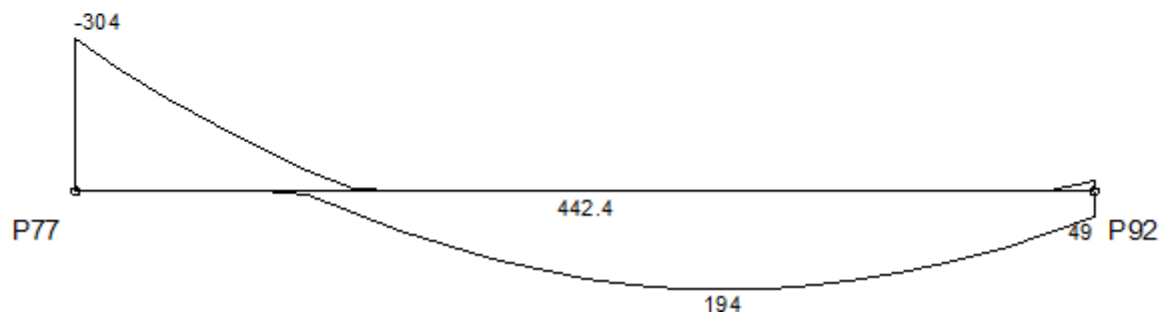


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

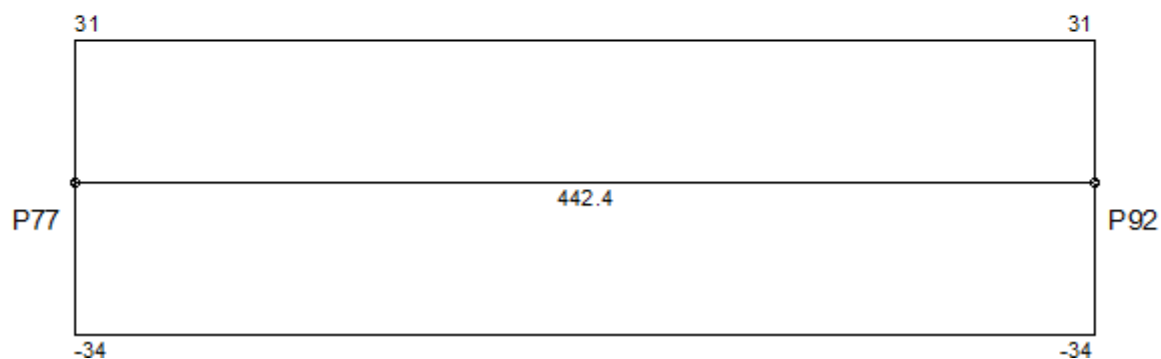




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

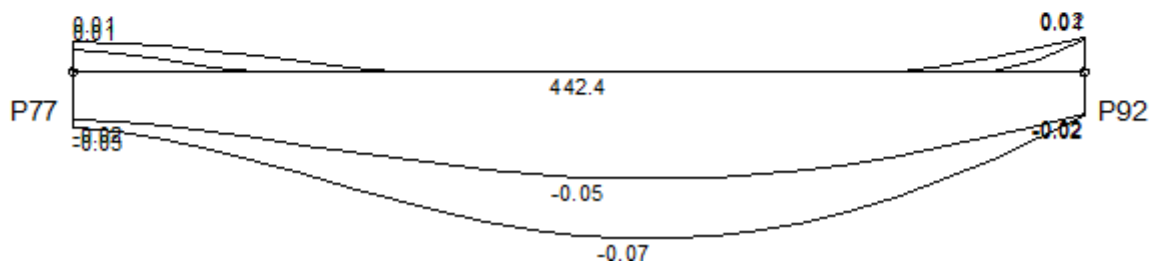




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

----- Flecha imediata (recalculada)
———— Flecha total (recalculada + diferida)



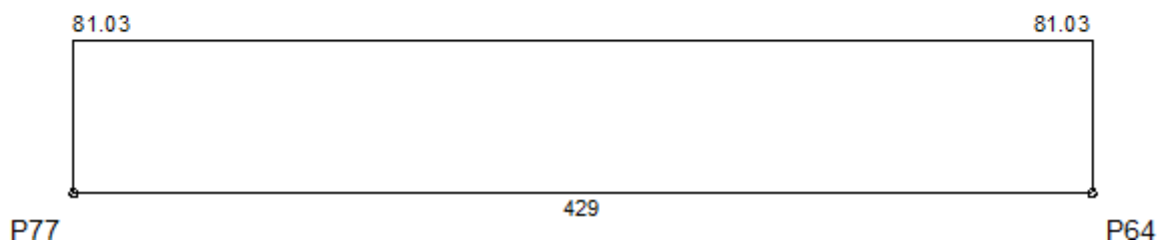
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.03	221.2
Flecha imediata (recalculada)	-0.03	221.2
Flecha diferida	-0.03	221.2
Flecha total	-0.06	241.3

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.45
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-209	131	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	109.20	333.21	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	1.94		

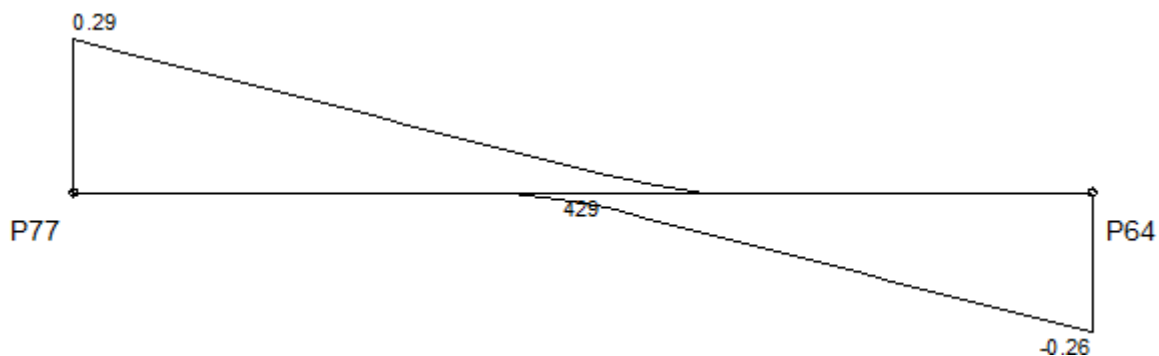


Diagramas: VIGA VC10 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

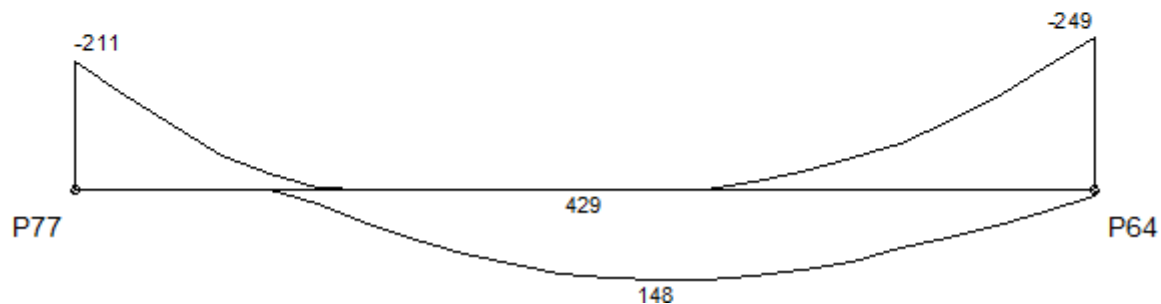


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

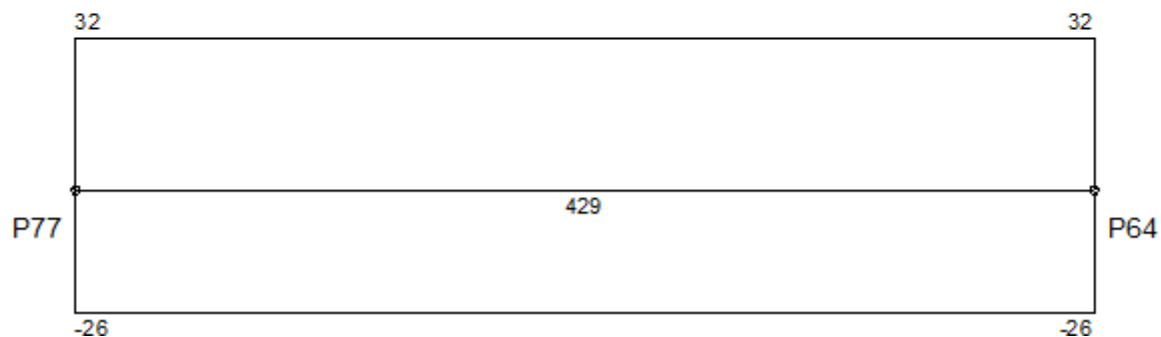




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

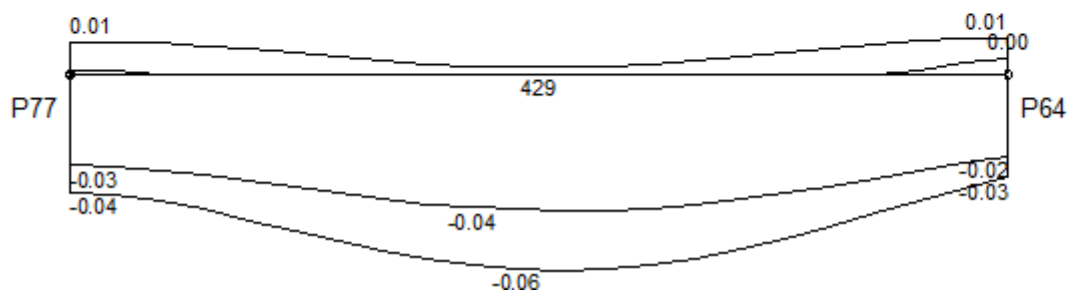




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



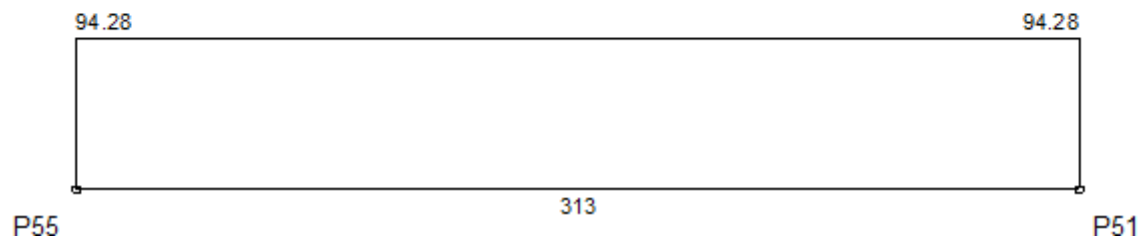
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.02	183.9
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	183.9
Flecha diferida	-0.02	183.9
Flecha total	-0.04	204.3

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-143	69	-93
Comprimento do sub-trecho (cm)	98.29	260.89	69.90
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	1.94		

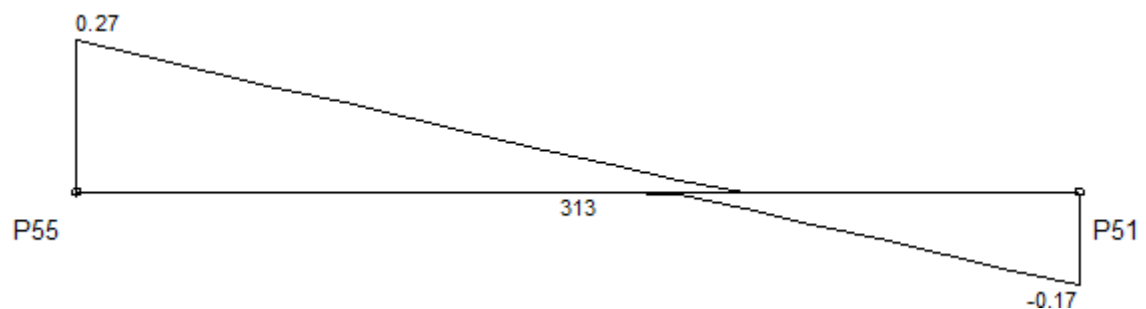


Diagramas: VIGA VC13 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

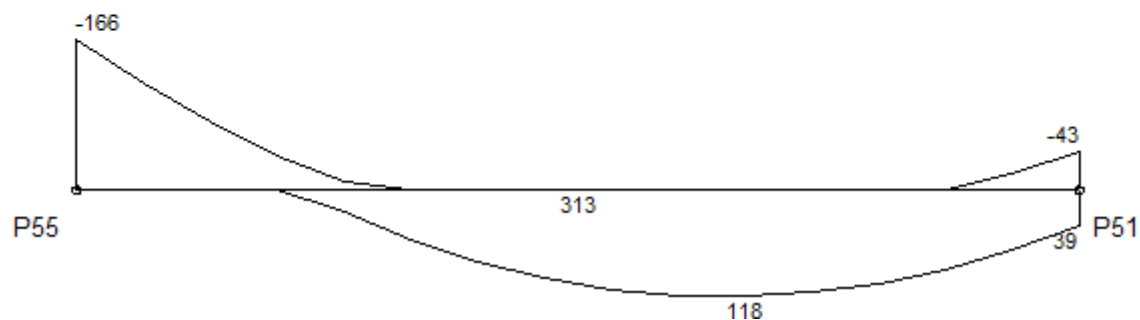


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

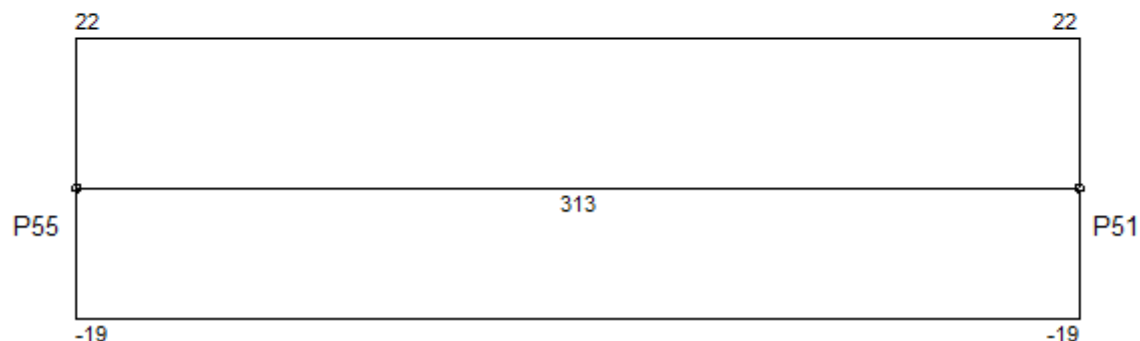




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

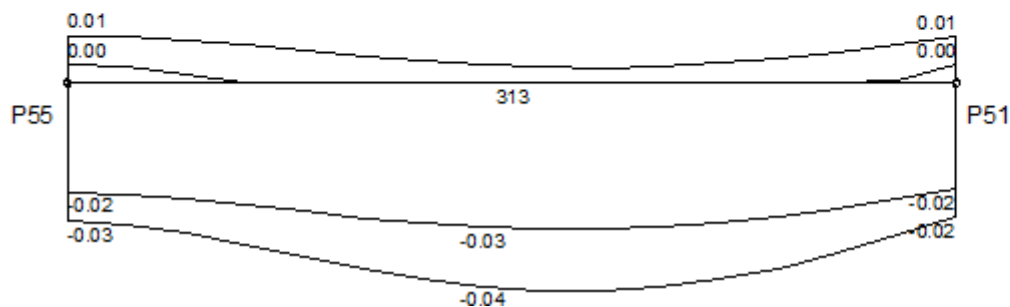




DESLOCAMENTOS [cm; cm]

LEGENDA

----	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)



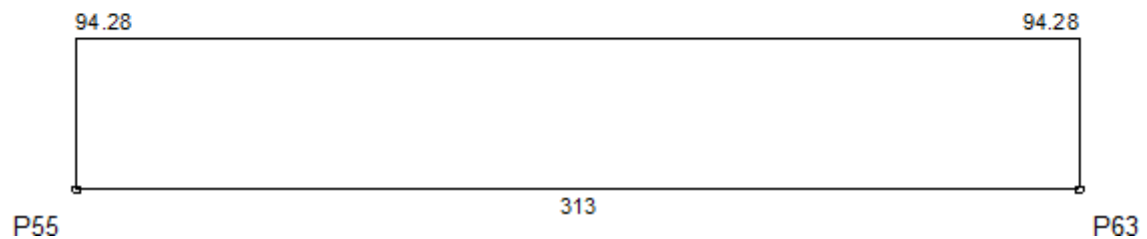
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	146
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	146
Flecha diferida	-0.01	146
Flecha total	-0.02	146

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-114	65	-1
Comprimento do sub-trecho (cm)	78.13	234.11	0.67
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	1.94		

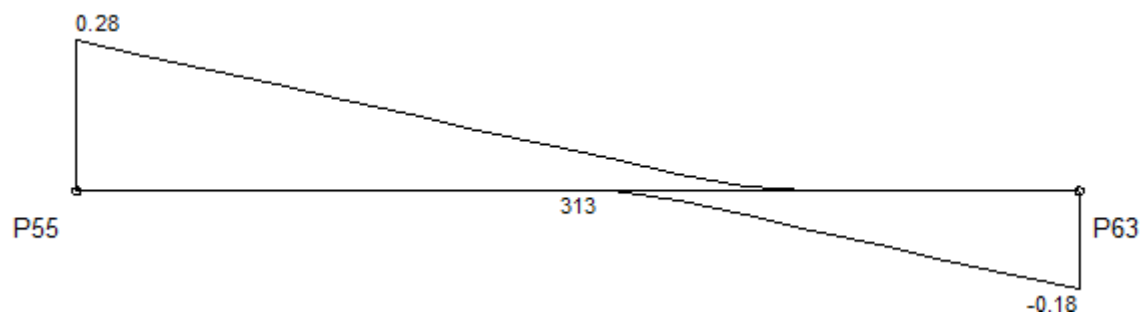


Diagramas: VIGA VC14 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

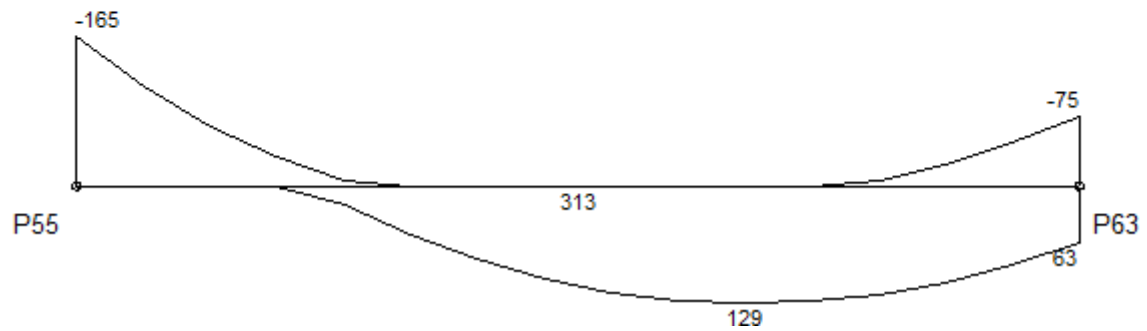


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

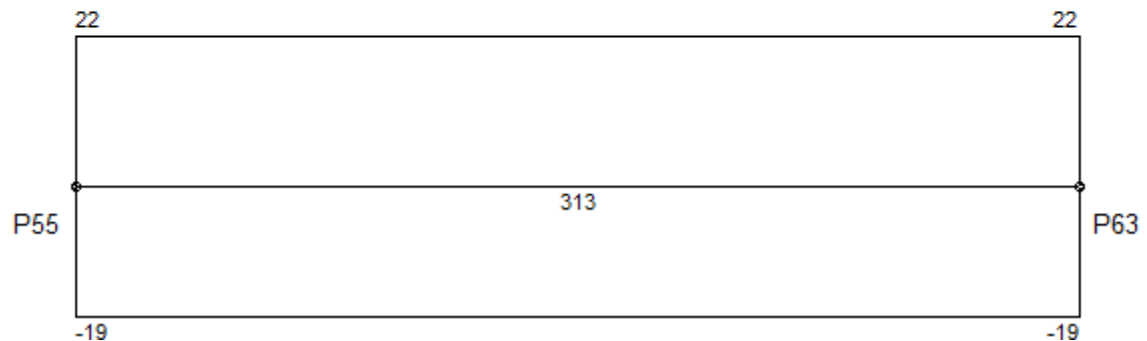




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

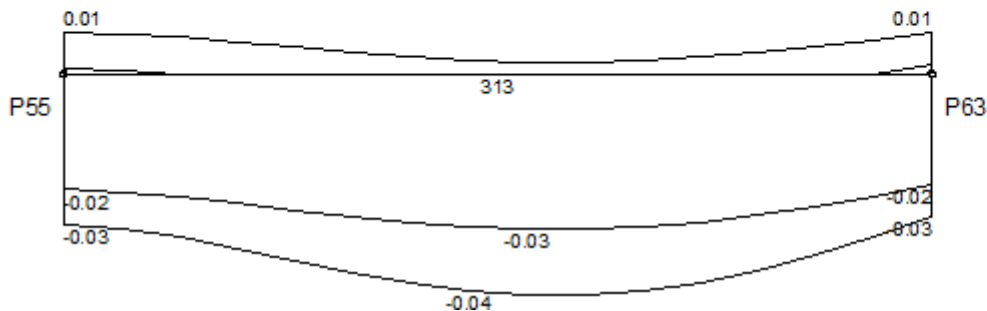




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



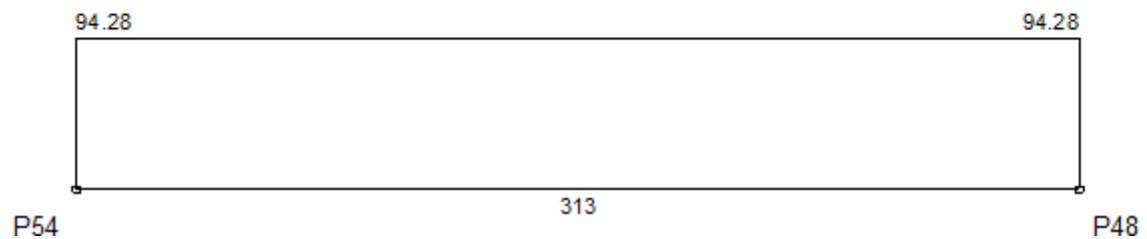
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	166.9
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	166.9
Flecha diferida	-0.01	166.9
Flecha total	-0.03	146

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-115	66	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	78.04	234.87	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	1.94		

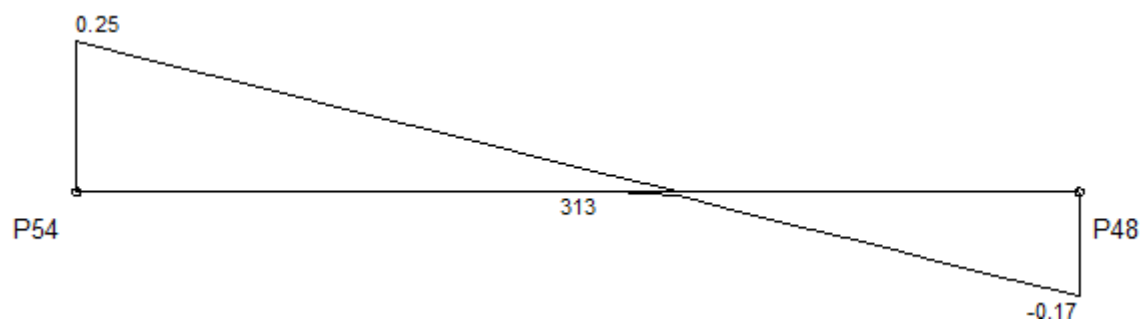


Diagramas: VIGA VC15 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

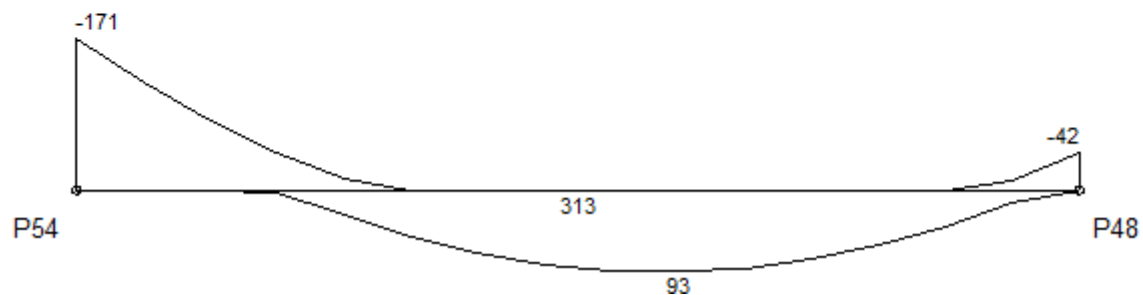


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

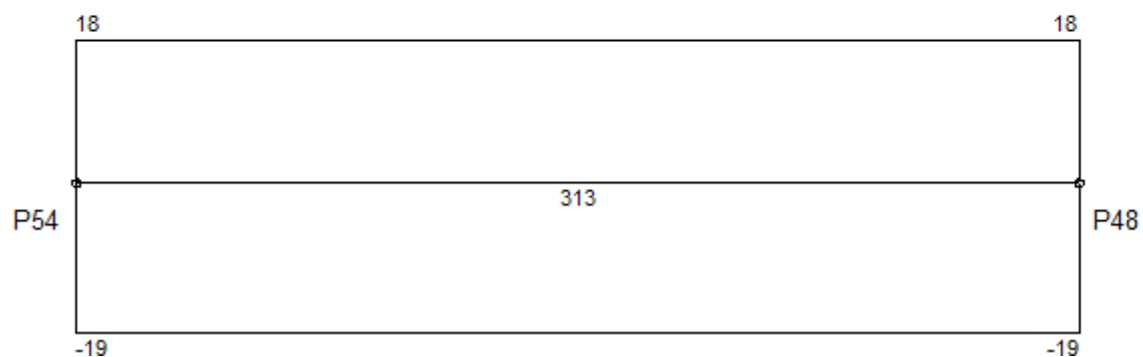




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

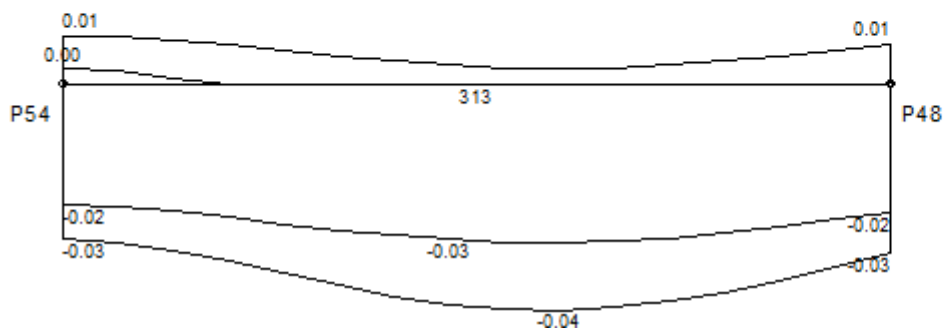




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



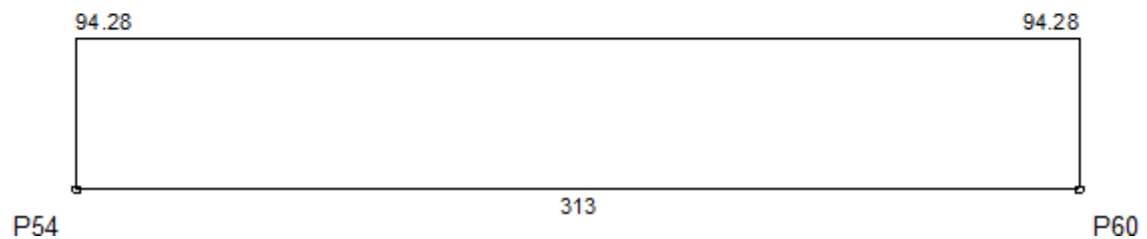
Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	146
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	146
Flecha diferida	-0.01	146
Flecha total	-0.03	187.7

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-113	58	-12
Comprimento do sub-trecho (cm)	80.02	221.36	11.53
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	1.94		

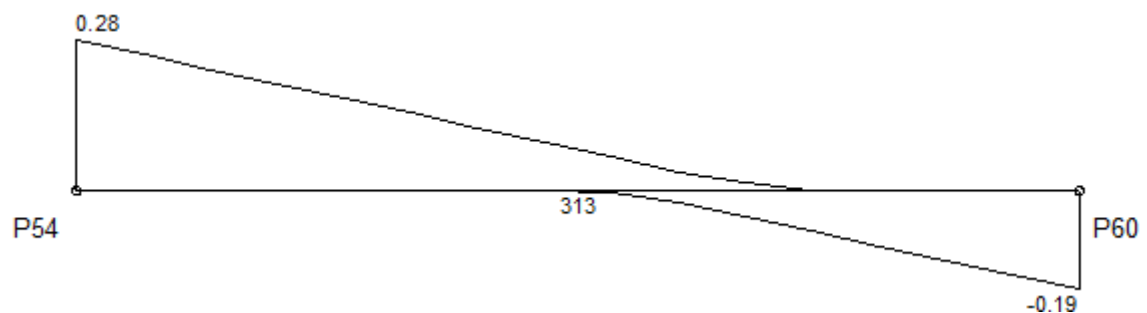


Diagramas: VIGA VC16 - Cobertura

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]

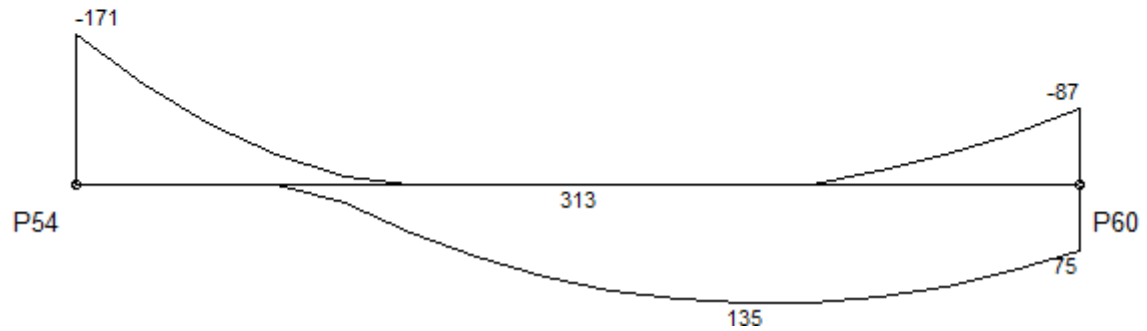


ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]

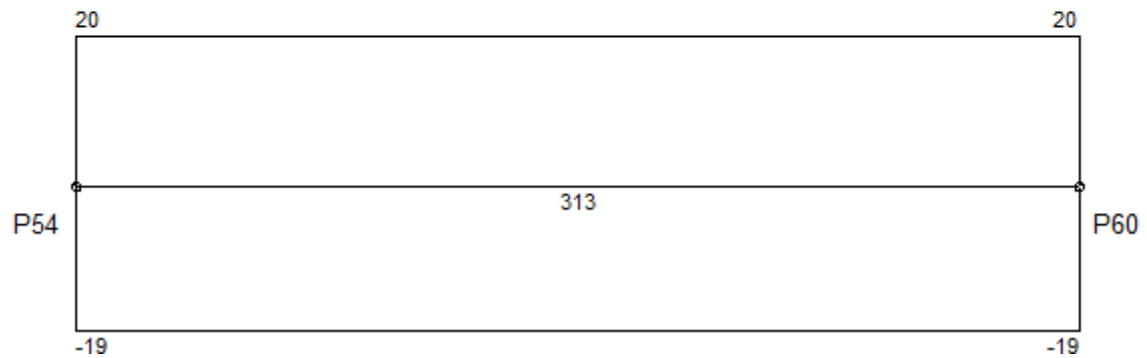




MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

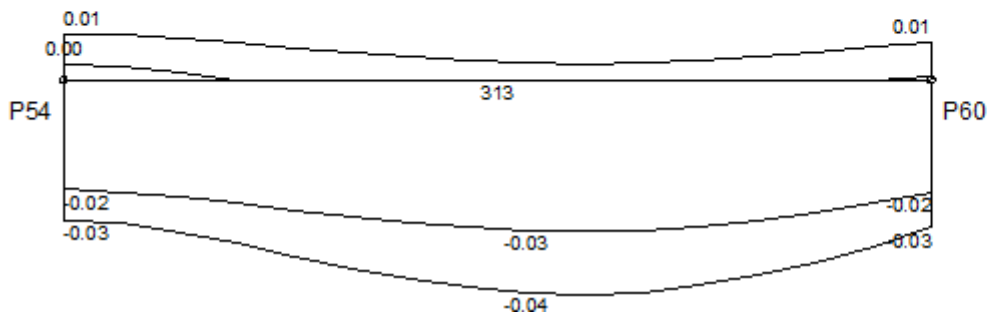




DESLOCAMENTOS [cm;cm]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



Envoltória	Vão 1	
	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	166.9
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	166.9
Flecha diferida	-0.01	166.9
Flecha total	-0.03	166.9

Envoltória	Vão 1		
	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m4 E-4)	3.15	3.15	3.15
Inércia fissurada (m4 E-4)	0.46	0.45	0.46
Momento de fissuração (kgf.m)	808	808	808
Momento em serviço (kgf.m)	-119	65	0
Comprimento do sub-trecho (cm)	80.22	232.69	0.00
Inércia equivalente (m4 E-4)	3.15		
Multiplicador flecha total	1.94		

VINICIUS

GIRARDI

GEISS:051643981

25

Assinado de forma digital
por VINICIUS GIRARDI
GEISS:05164398125
Dados: 2026.06.12
08:18:31 -03'00'