



**GOVERNO DO
ESTADO DO CEARÁ**

Procuradoria Geral do Estado

**BANCO INTERNACIONAL PARA RECONSTRUÇÃO
E DESENVOLVIMENTO - BIRD (BANCO MUNDIAL)**

**Ministério da Integração Nacional - MI
Programa Nacional de Desenvolvimento
dos Recursos Hídricos - PROÁGUA NACIONAL -
Acordo de Empréstimo N.º: 7420-BR - BID**

**Governo do Estado do Ceará
Projeto de Gestão Integrada dos
Recursos Hídricos PROGERIRH II
Acordo de Empréstimo N.º: 7630-BR**

**ELABORAÇÃO DO ESTUDO DE VIABILIDADE E DO PROJETO EXECUTIVO
DO EIXO DE INTEGRAÇÃO DA IBIAPABA/CE PARA CONSTRUÇÃO DAS
BARRAGENS LONTRAS E INHUÇU, DO CANAL/TÚNEL E DA
PENSTOCK/PEQUENA CENTRAL HIDRELÉTRICA - PCH.**

**ETAPA B3 – PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM INHUÇU
VOLUME 2 - PROJETO EXECUTIVO**

**Tomo 3A - Memória de Cálculo:
Dimensionamento Estrutural**



Integração
Ministério da Integração Nacional



**SECRETARIA DOS
RECURSOS HÍDRICOS**
Governo do Estado do Ceará



**PROÁGUA
NACIONAL**



**BANCO
MUNDIAL**



EngeSoft
Engenharia e Consultoria Ltda.



Yibi
ENGENHARIA
CONSULTIVA S/S.

consórcio

Revisão : Abril/2013

Elaboração do Estudo de Viabilidade e do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapaba/Ce (Para Construção das Barragens Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH)

Etapa B3 – Projeto Executivo da Barragem Inhuçu

Volume 02 – PROJETO EXECUTIVO

Tomo 3A - Memória de Cálculo – Dimensionamento estrutural;

Revisão : Abril/2013

ÍNDICE

ÍNDICE

	Páginas
ÍNDICE	1
APRESENTAÇÃO	4
1 MEMORIA DE CALCULO DO SANGRADOURO	8
1.1 INTRODUÇÃO	9
1.2 NORMAS	9
1.3 DIMENSIONAMENTO DOS MUROS ALAS	10
1.3.1 Norma e materiais	10
1.3.2 Ações	10
1.3.3 Dados gerais	10
1.3.4 Descrição do terreno	11
1.3.5 Memoria de calculo dos muros alas	12
1.4 DIMENSIONAMENTO DA LAJE	114
1.4.1 Norma e materiais	114
1.4.2 Ações	114
1.4.3 Memoria de calculo das lajes	117
1.5 CHUMBADORES	126
1.6 CONCEPÇÕES E DIRETRIZES CONSTRUTIVAS	126
1.6.1 CLASSES DE CONCRETO	126
1.6.2 JUNTAS DE CONSTRUÇÃO E DE DILATAÇÃO	126
1.6.3 LANÇAMENTO DO CONCRETO	127
1.6.4 REPAROS NO CONCRETO	128
1.6.5 ARMADURA DE AÇO	128
2 MEMORIA DE CALCULO DA TOMADA D'ÁGUA	131
3 MEMORIA DE CALCULO DA DESCARGA DE FUNDO	421

ÍNDICE FIGURA

Páginas

Figura 1.1 - Exemplo de uma barragem de concreto.....	115
Figura 1.2 - distribuição das perdas de cargas sob a estrutura do sangradouro.....	116
Figura 1.3 – Diagrama de supressões sob a estrutura do sangradouro da barragem Lontras.....	117

APRESENTAÇÃO

APRESENTAÇÃO

O objetivo geral da Política Estadual dos Recursos Hídricos do Ceará é promover o uso racional dos recursos hídricos e gerenciar os mesmos de uma maneira integrada e descentralizada. Neste contexto se insere o Eixo de Integração da Ibiapaba, o qual se constitui em um dos projetos empreendidos pelo Governo do Estado do Ceará para alcançar as metas de aproveitamento integrado dos recursos hídricos.

O Eixo de Integração da Ibiapaba, então concebido pelo PROGERIRH – Programa de Gerenciamento e Integração dos Recursos Hídricos, está localizado na região noroeste semi-árida do Estado do Ceará. Neste sistema, estão compreendidas as Bacias dos Rios Acaraú, Coreaú e Poti, sendo que esta última se estende também ao Estado do Piauí, onde constitui uma parte da Bacia do Parnaíba. Se diferencia por ser o primeiro sistema complexo deste tipo a ser estudado, sendo que nele se prevê a transferência de águas da Bacia do Rio Poti (Parnaíba) para as Bacias dos Rios Acaraú e Coreaú.

O documento aqui apresentado integra os serviços de consultoria para ELABORAÇÃO DO ESTUDO DE VIABILIDADE E DO PROJETO EXECUTIVO DO EIXO DE INTEGRAÇÃO DA IBIAPABA/CE (PARA CONSTRUÇÃO DAS BARRAGENS LONTRAS E INHUÇU DO CANAL/TÚNEL E PENSTOCK/PEQUENA CENTRAL HIDRELÉTRICA - PCH), objeto do contrato 02/PROGERIRH 2011 firmado entre o Consórcio ENGESOFT/IBI e a SRH/CE.

Referidos estudos visam promover o controle dos recursos hídricos da bacia hidrográfica do Rio Inhuçu.

Conforme estabelecem os Termos de Referência contratuais, a finalidade principal com o desenvolvimento dos estudos contratados é aprofundar mais detalhadamente o atendimento às demandas de água das regiões de influências; proporcionar um aproveitamento racional das águas acumuladas nos reservatórios, para o abastecimento urbano e rural e para uso com o desenvolvimento da irrigação em áreas aptas a este tipo de atividade, e, para a geração de energia elétrica.

O estudo é composto pelas seguintes Fases e Etapas:

FASE A: ESTUDO DE VIABILIDADE

- Etapa A1 - Relatório de Identificação de Obras - RIO
- Etapa A2 - Estudos de Viabilidade Ambiental - EVA do Sistema (Barragens Lontras e Inhuçu, Canal/Túnel e Penstock/PCH)
- Etapa A3 - Estudos Básicos e Concepções Gerais dos Projetos das Barragens, Canal/Túnel e Penstock/PCH
- Etapa A4 - Relatório Final de Viabilidade - RFV.

FASE B: PROJETO EXECUTIVO

- Etapa B1 - Estudos de Impactos no Meio Ambiente EIA / RIMA
- Etapa B2 - Levantamento Cadastral e Plano de Reassentamento das Barragens Lontras e Inhuçu, Canal/Túnel e Penstock/PCH
- Etapa B3 - Projeto Executivo das Barragens Lontras e Inhuçu, Canal/Túnel e Penstock/PCH
- Etapa B4 - Manuais de Operação e Manutenção do Sistema
- Etapa B5 - Avaliação Financeira e Econômica Final do Sistema - Barragens, Canal/Túnel e Penstock/PCH

O presente documento faz parte da **Etapa B3 – Projeto Executivo da Barragem Inhuçu**.

O Projeto da **Barragem Inhuçu** é constituído de dois volumes, como discriminado a seguir:

- **Volume 1 – Estudos Básicos**
 - **Tomo 1: Relatório Geral;**
 - Tomo 2: Estudos Cartográficos;
 - Tomo 2A: Estudos Cartográficos - Desenhos;
 - Tomo 3: Estudos Hidrológicos;
 - Tomo 4: Estudos Geológicos e Geotécnicos;

- Tomo 4A: Estudos Geológicos e Geotécnicos – Anexos dos estudos nos locais do barramento e sangradouro;
 - Tomo 4B: Estudos Geológicos e Geotécnicos – Anexos dos estudos das jazidas;
 - Tomo 5: Estudos Pedológicos;
- **Volume 2 – Projeto Executivo**
- Tomo 1: Relatório de Concepção Geral;
- Tomo 2: Desenhos;
- Tomo 3: Memória de Calculo;
- Tomo 3A: Tomo 3B: Memória de Calculo – Dimensionamento estrutural;**
- Tomo 4: Especificações técnicas e normas de medição e pagamento;
- Tomo 5: Quantitativos e Orçamento;
- Tomo 5A: Calculo de Quantitativos;
- Tomo 6: Relatório Síntese;

O presente documento é nomeado como **Tomo 3A: Memória de Calculo – Dimensionamento estrutural;** e aborda os seguintes capítulos:

- **Apresentação**
- **Memoria de calculo do sangradouro**
- **Memoria de calculo da tomada d'água**
- **Memoria de calculo da descarga de fundo**

1 MEMORIA DE CALCULO DO SANGRADOURO

1. MEMORIA DE CALCULO DO SANGRADOURO

1.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por finalidade apresentar uma concepção estrutural, os esforços solicitantes, verificações de estabilidades e atendimento às exigências normativas, bem como as seções de armadura calculadas e/ou mínimas, de cada elemento do Projeto Estrutural das Estruturas Laterais de Contenção (Muro de Concreto Armado) e das Estruturas Lajes das Bacias de Dissipação (Concreto Armado) da Barragem Inhuçu.

As estruturas em concreto armado, e foram dimensionadas, utilizando o Software Cypecad - Estruturas de Contenção 2012, que executa desde múltiplas verificações de atendimento à norma NBR 6118/2003 aos diversos esforços inerentes às estruturas de contenção. Também promove o dimensionamento estrutural relativo às estruturas de concreto em questão, dentre elas:

- a)- Determinação dos Empuxos;
- b)- Verificação da Estabilidade;
- c)- Dimensionamento da Armadura.

1.2 NORMAS

Na elaboração do projeto de estrutura e respectiva memória de cálculo, foi sempre levado em conta que tais documentos obedecem às Normas Estruturais da ABNT aplicáveis ao caso e em suas redações mais recentes, em especial, às relacionadas a seguir:

- **NBR-6118:** Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado.
- **NBR-6120:** Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edifícios.
- **NBR-6122** Projeto e Execução de Fundações.
- **NBR-8781:** Ações e Solicitações.
- **NBR-8953:** Concreto para fins Estruturais.

- **NBR-8803:** Perfil extrudado a base de cloreto de polivinila (PVC) para juntas de estruturas de concreto.

1.3 DIMENSIONAMENTO DOS MUROS ALAS

1.3.1 Norma e materiais

Para o dimensionamento estrutural dos muros alas, foi adotado basicamente a NBR 6118:2003 (Brasil).

As estruturas foram dimensionadas para um concreto com a resistência a compressão de 30 Mpa (F_{ck} mínimo que é recomendado para estruturas hidráulicas de grande porte).

Quanto a agressividade do ambiente, considerou-se como Classe II (Agressividade Ambiental – NBR6118/2003), tendo como seguintes cobrimentos mínimos:

- **Cobrimento no intradorso/tardoz do muro:** 3,0cm
- **Cobrimento superior/inferior da fundação:** 5,0cm
- **Cobrimento lateral da fundação:** 7,0cm

O Tamanho máximo agregado é de 30mm (adequação ao espaçamento mínimo das barras)

1.3.2 Ações

Foram adotados nos dimensionamentos uma aceleração sísmica de 0,08g.

Também foram considerados os efeitos de empuxos ativos, a serem detalhados a seguir, além de uma sobrecarga de 0,4 t/m².

1.3.3 Dados gerais

Durante o dimensionamento, foi considerada a existência de um aterro no tardoz com profundidade de -0,20 m inferior ao coroamento de cada muro.

Adota-se a execução de juntas elásticas tipo FUGENBAND, com espaçamento entre juntas de 20,0m (recomenda-se colocar juntas verticais no muro para controlar as deformações produzidas pela retração e as mudanças de temperatura).

1.3.4 Descrição do terreno

Com relação ao terreno, foi adotada a fundação dos muros em rocha de arenito.

As percentagens de atrito interno entre terreno e muro foram consideradas nulas, pois como atribuiu-se efeitos de sismo, certamente tais atritos iriam reduzir consideravelmente, logo optou-se pelo alinhamento a favor da segurança.

Observa-se que os muros de arrimo foram calculados considerando a existência de drenagem, contudo, por segurança admitisse uma inoperância de 25% na drenagem.

Os demais parâmetros do terreno considerados no dimensionamento são apresentados a seguir

- **Tensão admissível:** 2kgf/cm²

- **Coefficiente de atrito terreno-concreto:** 0.6 (estabilidade ao deslizamento do muro)

- Seção vertical do terreno

- ✓ Solo compactado;
- ✓ Densidade aparente: 2kg/cm³;
- ✓ Densidade submersa: 1kg/cm³;
- ✓ Ângulo de atrito interno: 30,7graus;
- ✓ Coesão: 0 t/m²; (a favor da segurança)

1.3.5 Memória de cálculo dos muros alas

1.3.5.1 SEÇÃO AA

- NORMA E MATERIAIS

Norma: NBR 6118:2003 (Brasil)

Concreto: C30, em geral

Aço em barras: CA-50-A e CA-60-B

Tipo de ambiente: Tipo II

Cobrimento no intradorso do muro: 3.0 cm

Cobrimento no tardo do muro: 3.0 cm

Cobrimento superior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento inferior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento lateral da fundação: 7.0 cm

Tamanho máximo agregado: 30 mm

- AÇÕES

Aceleração Sísmica. Aceleração de cálculo: 0.08 Percentagem de sobrecarga: 100 %

Empuxo no intradorso: Passivo

Empuxo no tardo: Ativo

- DADOS GERAIS

Cota do Térreo: -0.20 m

Altura do muro sobre a rasante: 0.20 m

Facejamento: Intradorso

Comprimento do muro em planta:

Ombreira esquerda: 32.76 m

Ombreira direita: 206.35m

Espaçamento entre juntas: 20.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -6.50 m

Percentagem de atrito interno entre o terreno e a face externa do muro: 0 %

Percentagem de atrito interno entre o terreno e o tardo do muro: 0 %

Alívio por drenagem: 75 %

Percentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

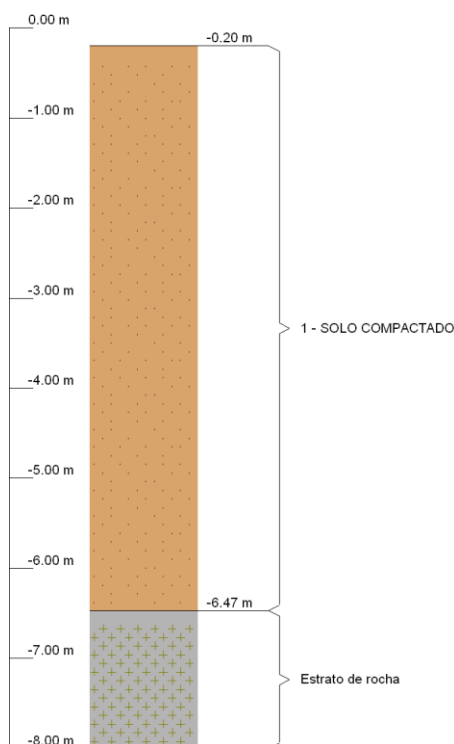
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

Coefficiente de atrito terreno-concreto: 0.60

ESTRATOS

Referências	Cota superior	Descrição	Coefficientes de empuxo
1 - SOLO COMPACTADO	-0.20 m	Densidade aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidade submersa: 1.00 kg/dm ³ Ângulo atrito interno: 30.70 graus Coesão: 0.00 t/m ²	Ativo tardoz: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

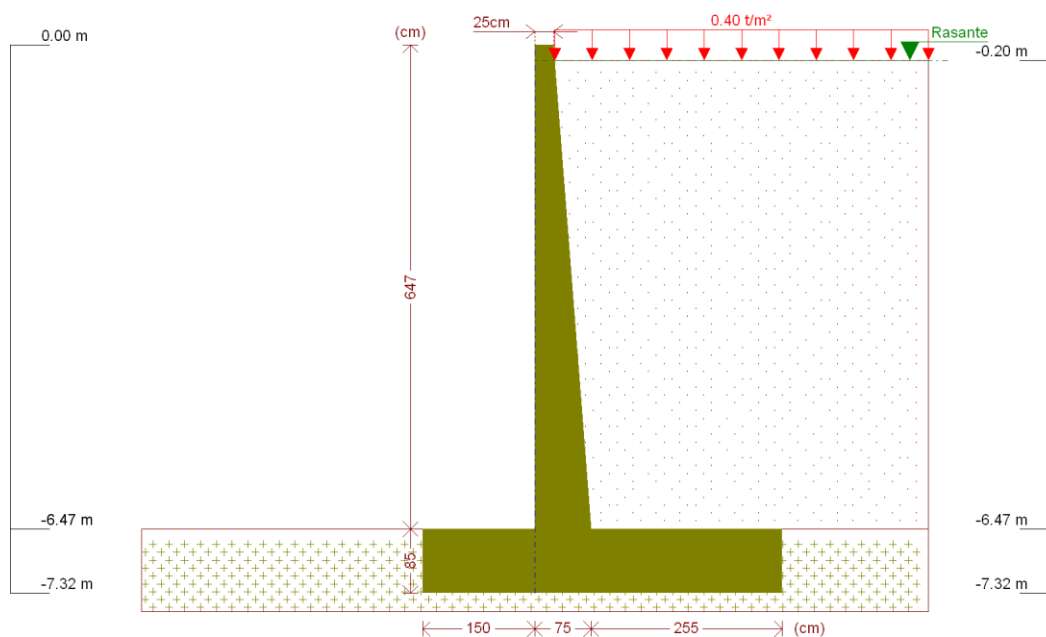
MURO

Altura: 6.50 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 75.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 90 cm
Balanços intradorso / tardoz: 150.0 / 255.0 cm
Concreto magro: 10 cm

- ESQUEMA DAS FASES



Fase 1: Fase

- CARGAS

CARGAS NO TARDOZ

Tipo	Cota	Dados	Fase inicial	Fase final
Uniforme	Na superfície	Valor: 0.4 t/m ²	Fase	Fase

- RESULTADOS DAS FASES

Esforços sem majorar.

FASE 1: FASE

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t.m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.64	0.45	0.14	0.03	0.41	0.11
-1.29	1.00	0.67	0.29	0.81	0.27
-1.94	1.66	1.55	1.01	1.22	0.43
-2.59	2.42	2.81	2.45	1.62	0.60
-3.24	3.28	4.43	4.83	2.02	0.76
-3.89	4.25	6.42	8.40	2.42	0.92
-4.54	5.31	8.78	13.40	2.82	1.08
-5.19	6.47	11.50	20.07	3.23	1.25
-5.84	7.74	14.59	28.65	3.63	1.41
-6.49	9.11	18.05	39.38	4.03	1.57
Máximos	9.13 Cota: -6.50 m	18.10 Cota: -6.50 m	39.56 Cota: -6.50 m	4.04 Cota: -6.50 m	1.58 Cota: -6.50 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM SOBRECARGAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t-m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.64	0.44	0.08	0.02	0.27	0.11
-1.29	0.99	0.51	0.20	0.67	0.27
-1.94	1.64	1.31	0.80	1.07	0.43
-2.59	2.40	2.47	2.04	1.48	0.60
-3.24	3.25	4.00	4.18	1.88	0.76
-3.89	4.21	5.90	7.44	2.28	0.92
-4.54	5.26	8.16	12.08	2.68	1.08
-5.19	6.42	10.79	18.32	3.08	1.25
-5.84	7.68	13.79	26.41	3.49	1.41
-6.49	9.04	17.16	36.59	3.89	1.57
Máximos	9.06 Cota: -6.50 m	17.21 Cota: -6.50 m	36.77 Cota: -6.50 m	3.90 Cota: -6.50 m	1.58 Cota: -6.50 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

- COMBINAÇÕES

HIPÓTESES DE AÇÕES

1 - Peso próprio
2 - Empuxo de terras
3 - Sobrecarga

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

Combinação	Hipóteses de Ações		
	1	2	3
1	0.90	0.90	
2	1.40	0.90	
3	0.90	1.40	
4	1.40	1.40	
5	0.90	0.90	1.40
6	1.40	0.90	1.40
7	0.90	1.40	1.40
8	1.40	1.40	1.40

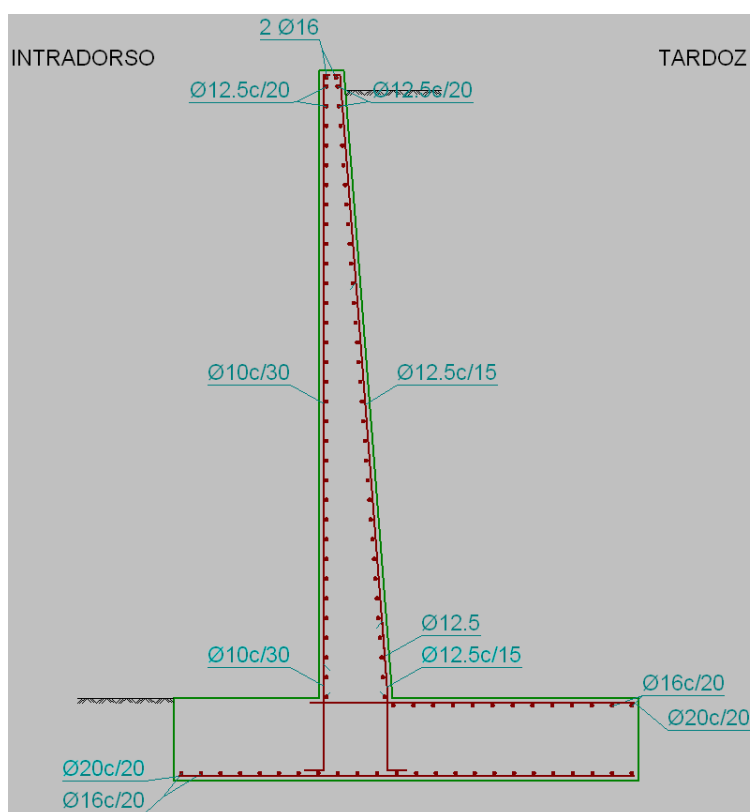
COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Combinação	Hipóteses de Ações		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

- DESCRIÇÃO DA ARMADURA

COROAMENTO
Armadura superior: 2 Ø16
Ancoragem intradorso / tardez: 16 / 15 cm

TRAMOS				
Núm.	Intradorso		Tardoiz	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Emendas: 0.35 m	Ø12.5c/10	Ø12.5c/15 Emendas: 0.8 m Reforço 1: Ø12.5 h=4.3 m	Ø12.5c/10
SAPATA				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø16c/20	Ø16c/10	Comprimento de ancoragem em prolongamento reto: 85 cm	
Inferior	Ø16c/20	Ø16c/10		
Comprimento de dobra no arranque: 30 cm				



- VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Muro: INHUCU MURO AA (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL AA)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 117.75 t/m Calculado: 25.34 t/m	Passa
Espessura mínima do tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 25 cm	Passa

Referência: Muro: INHUCU MURO AA (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL AA)		
Verificação	Valores	Estado
<p>Espaçamento livre mínimo armaduras horizontais: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 18.3.2.2 (pag.102).</i></p> <p>- Tardoz:</p> <p>- Intradorso:</p>	<p>Mínimo: 3.6 cm</p> <p>Calculado: 8.7 cm</p> <p>Calculado: 8.7 cm</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i></p> <p>- Tardoz:</p> <p>- Intradorso:</p>	<p>Máximo: 30 cm</p> <p>Calculado: 10 cm</p> <p>Calculado: 10 cm</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i></p> <p>- Tardoz (-6.50 m):</p> <p>- Intradorso (-6.50 m):</p>	<p>Mínimo: 0.0016</p> <p>Calculado: 0.00166</p> <p>Calculado: 0.00166</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Quantidade mínima mecânica horizontal por face: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Quant. horizontal > 20% Quant. vertical)</i></p> <p>- Tardoz:</p> <p>- Intradorso:</p>	<p>Calculado: 0.00166</p> <p>Mínimo: 0.00044</p> <p>Mínimo: 7e-005</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i></p> <p>- Tardoz (-6.50 m):</p> <p>- Tardoz (-2.20 m):</p>	<p>Mínimo: 0.0009</p> <p>Calculado: 0.00222</p> <p>Calculado: 0.00198</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Quantía mínima mecânica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i></p> <p>- Tardoz (-6.50 m):</p> <p>- Tardoz (-2.20 m):</p>	<p>Mínimo: 0.00197</p> <p>Calculado: 0.00222</p> <p>Calculado: 0.00198</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i></p> <p>- Intradorso (-6.50 m):</p> <p>- Intradorso (-2.20 m):</p>	<p>Mínimo: 0.00027</p> <p>Calculado: 0.00035</p> <p>Calculado: 0.00063</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i></p> <p>- Intradorso (-6.50 m):</p> <p>- Intradorso (-2.20 m):</p>	<p>Mínimo: 1e-005</p> <p>Calculado: 0.00035</p> <p>Mínimo: 0</p> <p>Calculado: 0.00063</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Quantidade máxima geométrica de armadura vertical total: <i>EC-2, art. 5.4.7.2</i></p> <p>- (0.00 m):</p> <p>- (-2.20 m):</p>	<p>Máximo: 0.04</p> <p>Calculado: 0.0044</p> <p>Calculado: 0.00461</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Espaçamento livre mínimo armaduras verticais: <i>Artigo 18.3.2.2 da norma NBR 6118:2003</i></p>	<p>Mínimo: 2 cm</p>	

Referência: Muro: INHUCU MURO AA (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL AA)		
Verificação	Valores	Estado
- Tardoz:	Calculado: 5.6 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 28 cm	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.2.3</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Tardoz:	Calculado: 15 cm	Passa
- Armadura vertical Intradorso:	Calculado: 30 cm	Passa
Verificação à flexão composta: <i>Verificação realizada por unidade de comprimento de muro</i>		Passa
Verificação ao cortante: <i>Capítulo 19.4 (NBR 6118:2003)</i>	Máximo: 32.86 t/m Calculado: 20.4 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.4 mm Calculado: 0.284 mm	Passa
Comprimento de trespasse: <i>Artigo 9.5 da norma NBR 6118:2003</i>		
- Base tardoz:	Mínimo: 0.75 m Calculado: 0.8 m	Passa
- Base intradorso:	Mínimo: 0.33 m Calculado: 0.35 m	Passa
Verificação da ancoragem da armadura base no coroamento: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.</i>		
- Tardoz:	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 0 cm Calculado: 16 cm	Passa
Área mínima longitudinal face superior viga de coroamento: <i>J.Calavera (Muros de contención y muros de sótano)</i>	Mínimo: 4 cm ² Calculado: 4 cm ²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Tardoz: -6.50 m		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -6.50 m		
- Seção crítica à flexão composta: Cota: -6.50 m, Md: 55.39 t·m/m, Nd: 12.78 t/m, Vd: 25.35 t/m, Tensão máxima do aço: 4.432 t/cm ²		
- Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -5.84 m		
- Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -6.50 m, M: 38.45 t·m/m, N: 9.10 t/m		

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO AA (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL AA)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Coeficiente de segurança ao reviramento:	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.59	Passa
- Coeficiente de segurança ao deslizamento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.5	Passa

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO AA (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL AA)		
Verificação	Valores	Estado
<p>Altura mínima:</p> <p>- Sapata:</p> <p><i>Critério da CYPE Ingenieros.</i></p>	<p>Mínimo: 15 cm</p> <p>Calculado: 90 cm</p>	Passa
<p>Tensões sobre o terreno:</p> <p><i>Valor introduzido pelo usuário.</i></p>		
<p>- Tensão média:</p>	<p>Máximo: 2 kgf/cm²</p> <p>Calculado: 1.022 kgf/cm²</p>	Passa
<p>- Tensão máxima:</p>	<p>Máximo: 2.5 kgf/cm²</p> <p>Calculado: 1.764 kgf/cm²</p>	Passa
<p>Flexão na sapata:</p> <p><i>Verificação baseada em critérios de resistências</i></p>	<p>Calculado: 20 cm²/m</p>	
<p>- Armadura superior tardez:</p>	<p>Mínimo: 11.57 cm²/m</p>	Passa
<p>- Armadura inferior tardez:</p>	<p>Mínimo: 0 cm²/m</p>	Passa
<p>- Armadura inferior intradorso:</p>	<p>Mínimo: 6.86 cm²/m</p>	Passa
<p>Esforço cortante:</p> <p><i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i></p>	<p>Máximo: 40.59 t/m</p>	
<p>- Tardoz:</p>	<p>Calculado: 20.33 t/m</p>	Passa
<p>- Intradorso:</p>	<p>Calculado: 13.09 t/m</p>	Passa
<p>Comprimento de ancoragem:</p> <p><i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 9.4 (pag.27).</i></p>		
<p>- Arranque tardez:</p>	<p>Mínimo: 29 cm</p> <p>Calculado: 81 cm</p>	Passa
<p>- Arranque intradorso:</p>	<p>Mínimo: 10 cm</p> <p>Calculado: 81 cm</p>	Passa
<p>- Armadura inferior tardez (Dobra):</p>	<p>Mínimo: 0 cm</p> <p>Calculado: 0 cm</p>	Passa
<p>- Armadura inferior intradorso (Dobra):</p>	<p>Mínimo: 0 cm</p> <p>Calculado: 0 cm</p>	Passa
<p>- Armadura superior tardez (Dobra):</p>	<p>Mínimo: 0 cm</p> <p>Calculado: 0 cm</p>	Passa
<p>- Armadura superior intradorso:</p>	<p>Mínimo: 30 cm</p> <p>Calculado: 85 cm</p>	Passa
<p>Cobrimento:</p> <p><i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i></p>	<p>Mínimo: 3 cm</p>	
<p>- Inferior:</p>	<p>Calculado: 5 cm</p>	Passa
<p>- Lateral:</p>	<p>Calculado: 7 cm</p>	Passa
<p>- Superior:</p>	<p>Calculado: 5 cm</p>	Passa
<p>Diâmetro mínimo:</p> <p><i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i></p>	<p>Mínimo: Ø10</p>	
<p>- Armadura transversal inferior:</p>	<p>Calculado: Ø16</p>	Passa
<p>- Armadura longitudinal inferior:</p>	<p>Calculado: Ø16</p>	Passa
<p>- Armadura transversal superior:</p>	<p>Calculado: Ø16</p>	Passa

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO AA (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL AA)		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura longitudinal superior: Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Calculado: Ø16 Máximo: 30 cm	Passa
- Armadura transversal inferior: - Armadura transversal superior: - Armadura longitudinal inferior: - Armadura longitudinal superior: Espaçamento mínimo entre barras: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>	Calculado: 10 cm Calculado: 10 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Mínimo: 10 cm	Passa Passa Passa Passa
- Armadura transversal inferior: - Armadura transversal superior: - Armadura longitudinal inferior: - Armadura longitudinal superior: Quantidade geométrica mínima: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Calculado: 10 cm Calculado: 10 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Mínimo: 0.001	Passa Passa Passa Passa
- Armadura longitudinal inferior: - Armadura longitudinal superior: - Armadura transversal inferior: - Armadura transversal superior: Quantidade mecânica mínima: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 17.3.5.2 (pag.90).</i>	Calculado: 0.00111 Calculado: 0.00111 Calculado: 0.00222 Calculado: 0.00222 Mínimo: 0.00172	Passa Passa Passa Passa
- Armadura transversal inferior: - Armadura transversal superior: Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i> - Coeficiente de segurança ao reviramento: - Coeficiente de segurança ao deslizamento:	Calculado: 0.00222 Calculado: 0.00222 Mínimo: 1.8 Calculado: 2.59 Mínimo: 1.5 Calculado: 1.5	Passa Passa Passa Passa
Altura mínima: - Sapata: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i> Tensões sobre o terreno: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i> - Tensão média:	Mínimo: 15 cm Calculado: 90 cm Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 1.022 kgf/cm ²	Passa Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do tardo: 41.87 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 25.00 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): INHUCU MURO AA (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL AA)

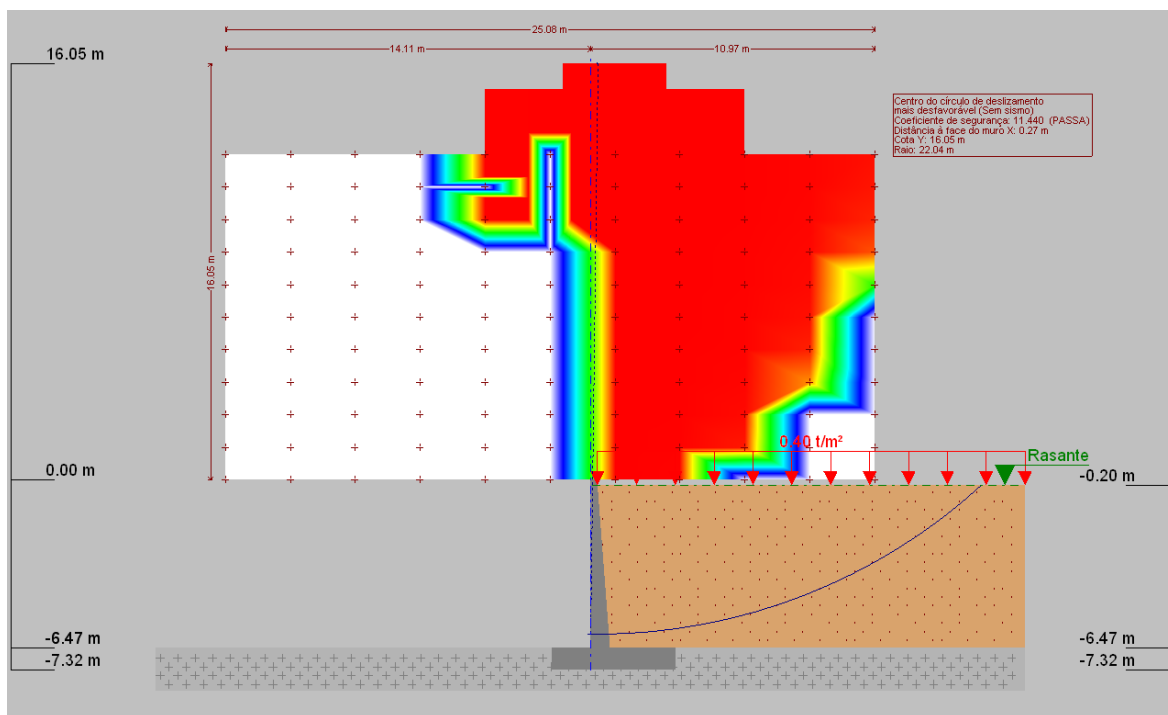
Verificação	Valores	Estado
<p>Círculo de deslizamento desfavorável: Combinações sem sismo: - Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.27 m ; 15.12 m) - Raio: 21.14 m: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i></p>	<p>Mínimo: 1.5 Calculado: 11.357</p>	Passa
<p>Círculo de deslizamento desfavorável: Combinações sem sismo: - Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.27 m ; 15.12 m) - Raio: 21.14 m: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i></p>	<p>Mínimo: 1.5 Calculado: 11.357</p>	Passa
<p>Círculo de deslizamento desfavorável: Combinações sem sismo: - Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.27 m ; 15.12 m) - Raio: 21.14 m: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i></p>	<p>Mínimo: 1.5 Calculado: 11.357</p>	Passa

Todas as verificações foram cumpridas

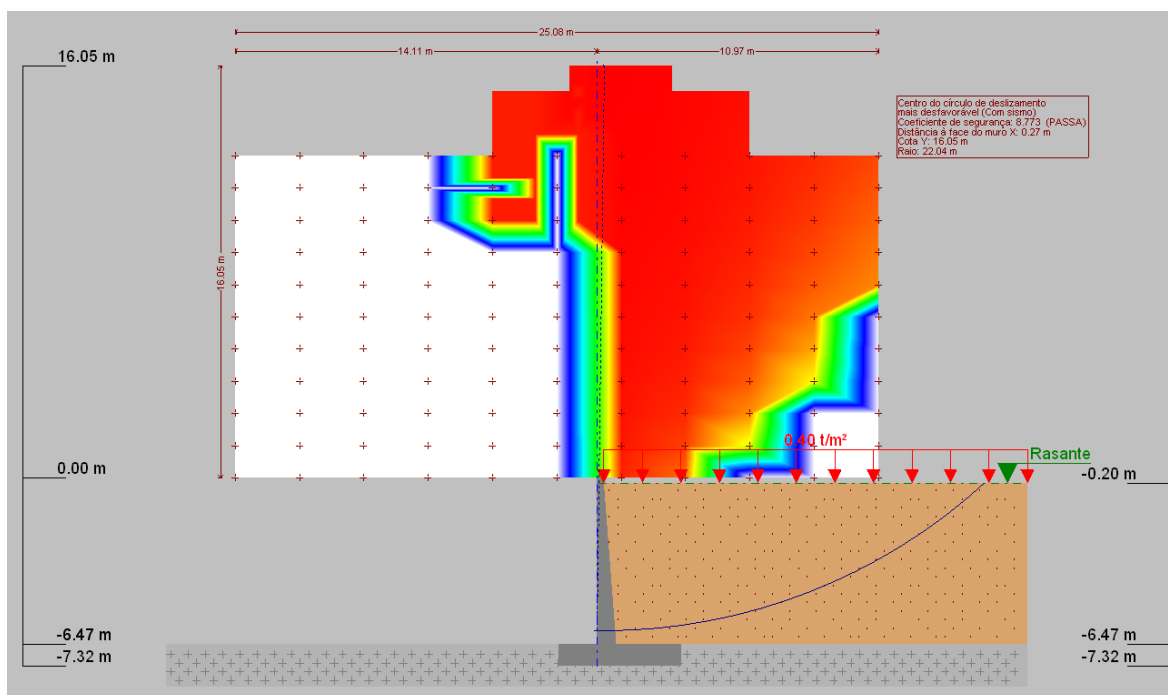
Informação adicional:

Fase: Combinações sem sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 259.448 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.

Fase: Combinações sem sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 259.448 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.



Calculo da estabilidade sem sismos – seção AA



Calculo da estabilidade com sismos – seção AA

- QUANTITATIVOS

- Ombreira esquerda

Referência: Muro		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	110x6.61			727.10
	Peso (kg)	110x4.15			456.62
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		66x32.62		2152.92
	Peso (kg)		66x32.01		2112.55
Armadura base transversal	Comprimento (m)		219x6.61		1447.59
	Peso (kg)		219x6.49		1420.45
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		66x32.62		2152.92
	Peso (kg)		66x32.01		2112.55
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)			2x32.62	65.24
	Peso (kg)			2x51.21	102.43
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			327x4.66	1523.82
	Peso (kg)			327x7.32	2392.40
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			25x32.62	815.50
	Peso (kg)			25x51.21	1280.33
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			327x3.33	1088.91
	Peso (kg)			327x5.23	1709.59
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)			14x32.62	456.68
	Peso (kg)			14x51.21	716.99
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	110x1.46			160.60
	Peso (kg)	110x0.92			100.86
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		219x1.91		418.29
	Peso (kg)		219x1.87		410.45
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		218x5.41		1179.38
	Peso (kg)		218x5.31		1157.27
Totais	Comprimento (m)	887.70	7351.10	3950.15	
	Peso (kg)	557.48	7213.27	6201.74	13972.49
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	976.47	8086.21	4345.17	
	Peso (kg)	613.23	7934.60	6821.91	15369.74

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Betão (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	613.23	7934.60	6821.91	15369.74	247.99	15.72
Totais	613.23	7934.60	6821.91	15369.74	247.99	15.72

- Ombreira direita

Referência: Muro		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	690x6.61			4560,9
	Peso (kg)	690x4.15			2864,24
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		66x206,07		13600,6
	Peso (kg)		66x202,2		13345,6
Armadura base transversal	Comprimento (m)		1377x6.61		9101,97
	Peso (kg)		1377x6.49		8931,31
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		66x206,07		13600,6
	Peso (kg)		66x202,2		13345,6
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)			2x206,07	412,14
	Peso (kg)			2x323,53	647,06
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			2063x4.66	9613,58
	Peso (kg)			2063x7.32	15093,3
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			25x206,07	5151,75
	Peso (kg)			25x313.78	8088,25
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			2063x3.33	6869,79
	Peso (kg)			2063x5.23	10785,6
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)			14x206,07	2884,98
	Peso (kg)			14x323,56	4529,42
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	690x1.46			1007,4
	Peso (kg)	690x0.92			632,65
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		1377x1.91		2630,07
	Peso (kg)		1377x1.87		2580,76
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		1375x5.41		7438,75
	Peso (kg)		1375x5.31		7299,27
Totais	Comprimento (m)	5568,3	46372,03	24932,24	
	Peso (kg)	3496,89	45502,56	39143,62	88143,1
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	6125,13	51009,23	27425,47	
	Peso (kg)	3846,58	50052,82	43057,97	96957,4

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Betão (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	3846,58	50052,82	43058	96957,37	1562,07	99,05
Totais	3846,58	50052,82	43058	96957,37	1562,07	99,05

1.3.5.2 SEÇÃO BB

- NORMA E MATERIAIS

Norma: NBR 6118:2003 (Brasil)

Concreto: C30, em geral

Aço em barras: CA-50-A e CA-60-B

Tipo de ambiente: Tipo II

Cobrimento no intradorso do muro: 3.0 cm

Cobrimento no tardo do muro: 3.0 cm

Cobrimento superior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento inferior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento lateral da fundação: 7.0 cm

Tamanho máximo agregado: 30 mm

- AÇÕES

Aceleração Sísmica. Aceleração de cálculo: 0.08 Percentagem de sobrecarga: 100 %

Empuxo no intradorso: Passivo

Empuxo no tardo: Ativo

- DADOS GERAIS

Cota do Térreo: -0.20 m

Altura do muro sobre a rasante: 0.20 m

Facejamento: Intradorso

Comprimento do muro em planta:

Ombreira esquerda: 35.11 m

Ombreira direita: 35.15 m

Espaçamento entre juntas: 5.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -7.70 m

Percentagem de atrito interno entre o terreno e a face externa do muro: 0 %

Percentagem de atrito interno entre o terreno e o tardo do muro: 0 %

Alívio por drenagem: 75 %

Percentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

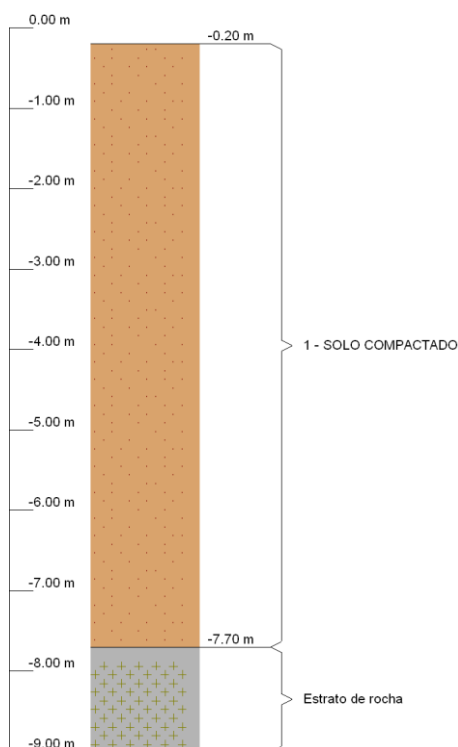
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

Coefficiente de atrito terreno-concreto: 0.60

ESTRATOS

Referências	Cota superior	Descrição	Coefficientes de empuxo
1 - SOLO COMPACTADO	-0.20 m	Densidade aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidade submersa: 1.00 kg/dm ³ Ângulo atrito interno: 30.70 graus Coesão: 0.00 t/m ²	Ativo tardoz: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

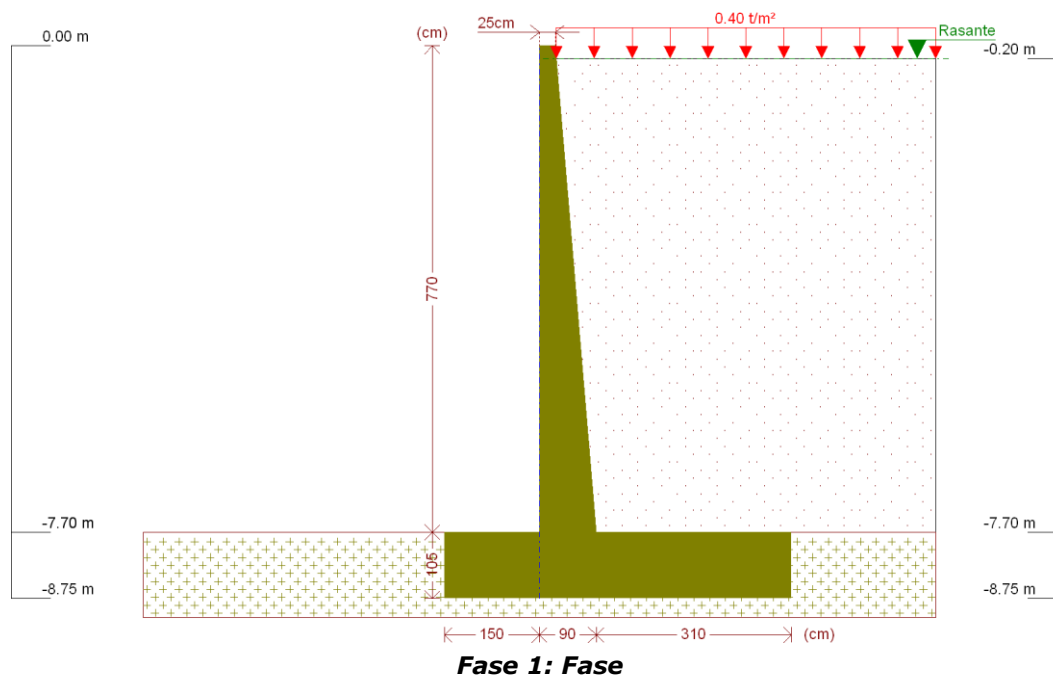
MURO

Altura: 7.70 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 90.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 105 cm
Balanços intradorso / tardoz: 150.0 / 310.0 cm
Concreto magro: 10 cm

- ESQUEMA DAS FASES



- CARGAS

CARGAS NO TARDOZ

Tipo	Cota	Dados	Fase inicial	Fase final
Uniforme	Na superfície	Valor: 0.4 t/m ²	Fase	Fase

- RESULTADOS DAS FASES

Esforços sem majorar.

FASE 1: FASE

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM SOBRECARGAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t·m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.76	0.55	0.21	0.05	0.49	0.14
-1.53	1.26	0.96	0.49	0.97	0.33
-2.30	2.13	2.22	1.72	1.45	0.52
-3.07	3.16	4.00	4.14	1.93	0.72
-3.84	4.34	6.29	8.15	2.41	0.91
-4.61	5.68	9.11	14.15	2.89	1.10
-5.38	7.18	12.44	22.56	3.37	1.29
-6.15	8.83	16.29	33.76	3.85	1.49
-6.92	10.64	20.66	48.16	4.33	1.68
-7.69	12.60	25.55	66.16	4.81	1.87
Máximos	12.63 Cota: -7.70 m	25.61 Cota: -7.70 m	66.42 Cota: -7.70 m	4.82 Cota: -7.70 m	1.88 Cota: -7.70 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t-m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.76	0.54	0.13	0.03	0.35	0.14
-1.53	1.25	0.77	0.37	0.83	0.33
-2.30	2.11	1.92	1.41	1.31	0.52
-3.07	3.13	3.59	3.56	1.79	0.72
-3.84	4.30	5.77	7.21	2.27	0.91
-4.61	5.63	8.48	12.77	2.75	1.10
-5.38	7.12	11.70	20.65	3.23	1.29
-6.15	8.76	15.44	31.24	3.71	1.49
-6.92	10.56	19.70	44.95	4.19	1.68
-7.69	12.51	24.48	62.18	4.67	1.87
Máximos	12.54 Cota: -7.70 m	24.54 Cota: -7.70 m	62.43 Cota: -7.70 m	4.68 Cota: -7.70 m	1.88 Cota: -7.70 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

- COMBINAÇÕES

HIPÓTESES DE AÇÕES

1 - Peso próprio
2 - Empuxo de terras
3 - Sobrecarga
4 - Sismo

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

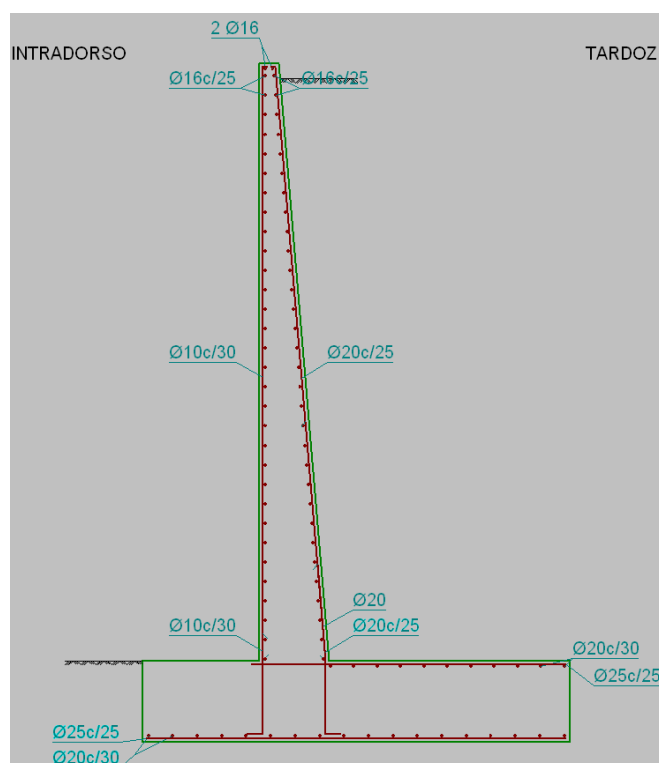
Combinação	Hipóteses de Ações			
	1	2	3	4
1	0.90	0.90		
2	1.40	0.90		
3	0.90	1.40		
4	1.40	1.40		
5	0.90	0.90	1.40	
6	1.40	0.90	1.40	
7	0.90	1.40	1.40	
8	1.40	1.40	1.40	
9	0.90	0.90		1.00
10	1.20	0.90		1.00
11	0.90	1.20		1.00
12	1.20	1.20		1.00
13	0.90	0.90	1.00	1.00
14	1.20	0.90	1.00	1.00
15	0.90	1.20	1.00	1.00
16	1.20	1.20	1.00	1.00

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Combinação	Hipóteses de Ações		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

- DESCRIÇÃO DA ARMADURA

COROAMENTO				
Armadura superior: 2 Ø16				
Ancoragem intradorso / tardez: 16 / 15 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradorso		TardoZ	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Emendas: 0.35 m	Ø16c/25	Ø20c/25 Emendas: 1.25 m Reforço 1: Ø20 h=3.1 m	Ø16c/25
SAPATA				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø20c/30	Ø25c/25 Comprimento de ancoragem em prolongamento reto: 100 cm		
Inferior	Ø20c/30	Ø25c/25		
Comprimento de dobra no arranque: 30 cm				



- VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Muro: INHUCU MURO BB (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL BB)		
Verificação	Valores	Estado

Referência: Muro: INHUCU MURO BB (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL BB)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 163.9 t/m Calculado: 35.85 t/m	Passa
Espessura mínima do tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 25 cm	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras horizontais: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 18.3.2.2 (pag.102).</i>	Mínimo: 3.6 cm	
- Tardoz:	Calculado: 23.4 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 23.4 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i>	Máximo: 30 cm	
- Tardoz:	Calculado: 25 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 25 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0008	
- Tardoz (-7.70 m):	Calculado: 0.00088	Passa
- Intradorso (-7.70 m):	Calculado: 0.00088	Passa
Quantidade mínima mecânica horizontal por face: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Quant. horizontal > 20% Quant. vertical)</i>	Calculado: 0.00088	
- Tardoz:	Mínimo: 0.00056	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 5e-005	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Tardoz (-7.70 m):	Calculado: 0.0028	Passa
- Tardoz (-4.60 m):	Calculado: 0.00197	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 0.00197	
- Tardoz (-7.70 m):	Calculado: 0.0028	Passa
- Tardoz (-4.60 m):	Calculado: 0.00197	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
- Intradorso (-7.70 m):	Calculado: 0.00029	Passa
- Intradorso (-4.60 m):	Calculado: 0.00041	Passa
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>		
- Intradorso (-7.70 m):	Mínimo: 2e-005 Calculado: 0.00029	Passa
- Intradorso (-4.60 m):	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00041	Passa
Quantidade máxima geométrica de armadura vertical total: <i>EC-2, art. 5.4.7.2</i>	Máximo: 0.04	
- (0.00 m):	Calculado: 0.0061	Passa

Referência: Muro: INHUCU MURO BB (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL BB)		
Verificação	Valores	Estado
- (-4.60 m):	Calculado: 0.00436	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras verticais: <i>Artigo 18.3.2.2 da norma NBR 6118:2003</i>	Mínimo: 2 cm	
- Tardoz:	Calculado: 9.5 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 28 cm	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.2.3</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Tardoz:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura vertical Intradorso:	Calculado: 30 cm	Passa
Verificação à flexão composta: <i>Verificação realizada por unidade de comprimento de muro</i>		Passa
Verificação ao cortante: <i>Capítulo 19.4 (NBR 6118:2003)</i>	Máximo: 40.3 t/m Calculado: 28.81 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.4 mm Calculado: 0.344 mm	Passa
Comprimento de trespasse: <i>Artigo 9.5 da norma NBR 6118:2003</i>		
- Base tardoz:	Mínimo: 1.2 m Calculado: 1.25 m	Passa
- Base intradorso:	Mínimo: 0.33 m Calculado: 0.35 m	Passa
Verificação da ancoragem da armadura base no coroamento: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.</i>		
- Tardoz:	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 0 cm Calculado: 16 cm	Passa
Área mínima longitudinal face superior viga de coroamento: <i>J.Calavera (Muros de contención y muros de sótano)</i>	Mínimo: 4 cm ² Calculado: 4 cm ²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Tardoz: -7.70 m		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -7.70 m		
- Seção crítica à flexão composta: Cota: -7.70 m, Md: 92.26 t·m/m, Nd: 12.15 t/m, Vd: 35.86 t/m, Tensão máxima do aço: 4.409 t/cm ²		
- Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -6.91 m		
- Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -7.70 m, M: 64.82 t·m/m, N: 12.59 t/m		

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO BB (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL BB)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO BB (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL BB)		
Verificação	Valores	Estado
- Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações fundamentais):	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.45	Passa
- Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações acidentais sísmicas):	Mínimo: 1.2 Calculado: 2.09	Passa
- Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações fundamentais):	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.5	Passa
- Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações acidentais sísmicas):	Mínimo: 1.2 Calculado: 1.29	Passa
Altura mínima: - Sapata: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 105 cm	Passa
Tensões sobre o terreno: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Tensão média (Combinações fundamentais):	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 1.254 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima (Combinações fundamentais):	Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 2.328 kgf/cm ²	Passa
- Tensão média (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 1.259 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 3 kgf/cm ² Calculado: 2.671 kgf/cm ²	Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i>		
- Armadura superior tardez:	Calculado: 20 cm ² /m Mínimo: 17.94 cm ² /m	Passa
- Armadura inferior tardez:	Mínimo: 0 cm ² /m	Passa
- Armadura inferior intradorso:	Mínimo: 8.06 cm ² /m	Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i>		
- Tardoz (Combinações fundamentais):	Máximo: 47.24 t/m Calculado: 30.9 t/m	Passa
- Tardoz (Combinações acidentais sísmicas):	Calculado: 30.2 t/m	Passa
- Intradorso (Combinações fundamentais):	Calculado: 13.77 t/m	Passa
- Intradorso (Combinações acidentais sísmicas):	Calculado: 13.25 t/m	Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 9.4 (pag.27).</i>		
- Arranque tardez:	Mínimo: 46 cm Calculado: 95 cm	Passa
- Arranque intradorso:	Mínimo: 10 cm Calculado: 95 cm	Passa
- Armadura inferior tardez (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura inferior intradorso (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura superior tardez (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO BB (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL BB)		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura superior intradorso:	Mínimo: 74 cm Calculado: 100 cm	Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i>	Mínimo: 3 cm	
- Inferior:	Calculado: 5 cm	Passa
- Lateral:	Calculado: 7 cm	Passa
- Superior:	Calculado: 5 cm	Passa
Diâmetro mínimo: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>	Mínimo: Ø10	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø25	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø20	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø25	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø20	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 30 cm	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 30 cm	Passa
Espaçamento mínimo entre barras: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 30 cm	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 30 cm	Passa
Quantidade geométrica mínima: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.0019	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.0019	Passa
Quantidade mecânica mínima: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 17.3.5.2 (pag.90).</i>	Mínimo: 0.00172	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.0019	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.0019	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do tardo: 76.24 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 34.67 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): INHUCU MURO BB (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL BB)

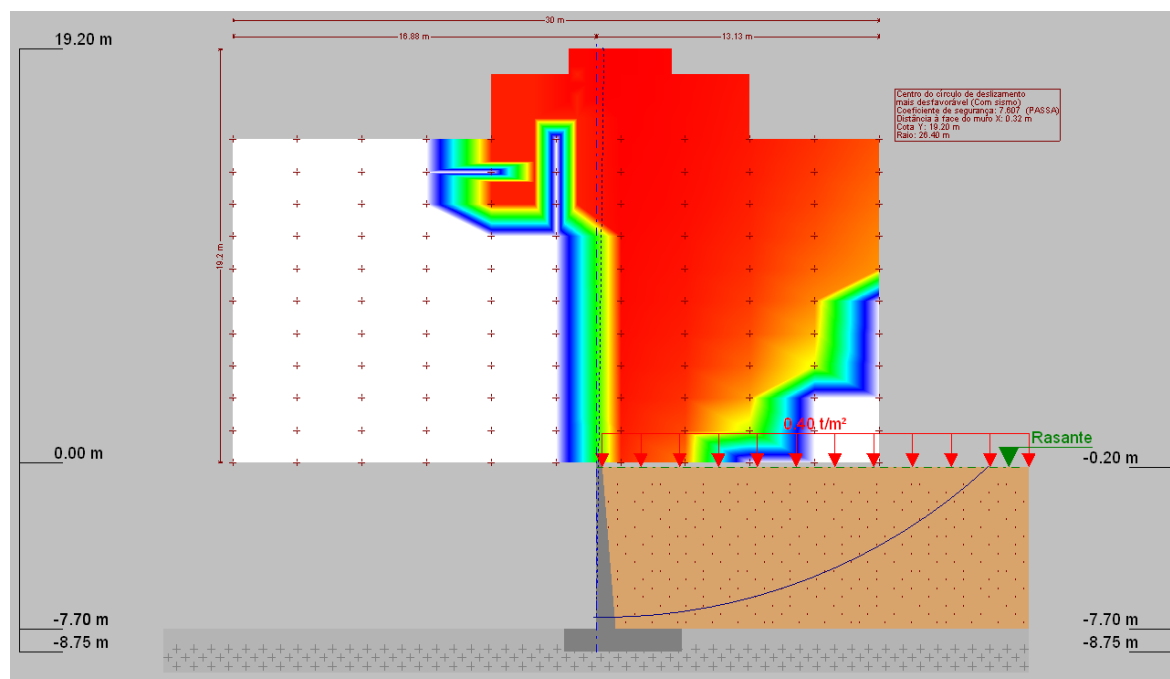
Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Combinações sem sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.32 m ; 16.80 m) - Raio: 24.00 m:	Mínimo: 1.5 Calculado: 9.923	Passa
- Combinações com sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.32 m ; 19.20 m) - Raio: 26.40 m:	Mínimo: 1.2 Calculado: 7.607	Passa

Todas as verificações foram cumpridas

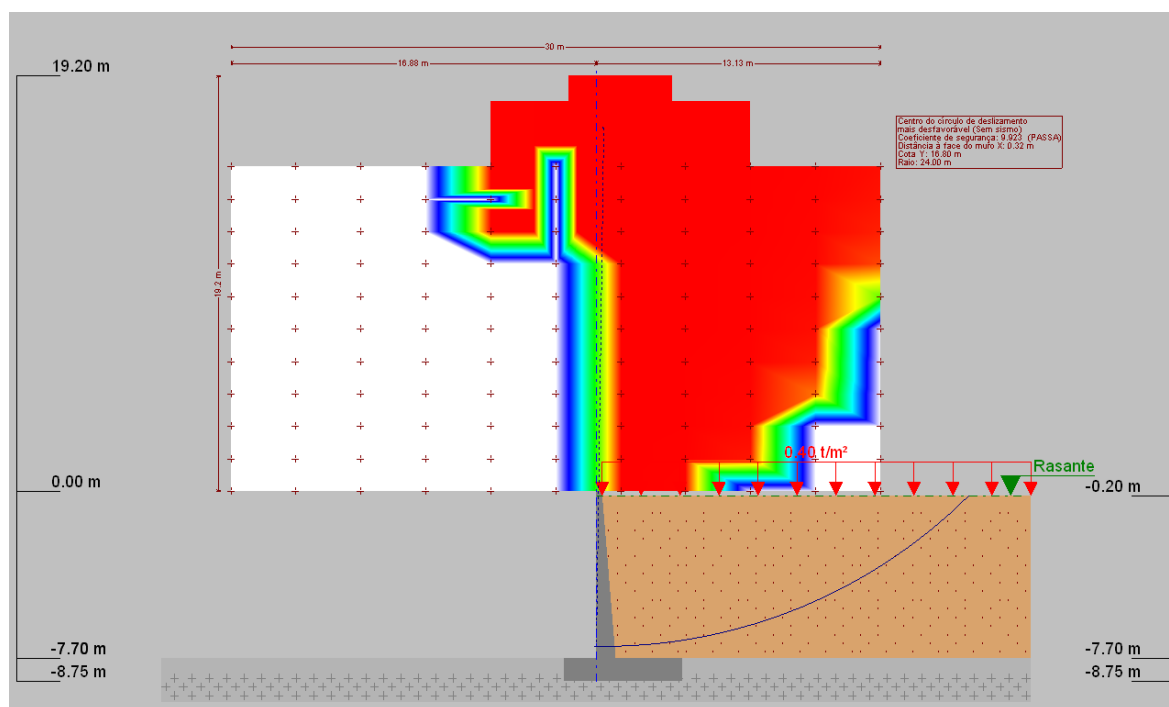
Informação adicional:

- Fase: Combinações sem sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 312.186 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.

- Fase: Combinações com sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 312.202 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.



Calculo da estabilidade sem sismos – seção BB



Calculo da estabilidade com sismos – seção BB

- QUANTITATIVOS

- Ombreira esquerda

Referência: Muro		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø16	Ø20	Ø25	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	118x7.81				921.58
	Peso (kg)	118x4.90				578.75
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		32x34.97			1119.04
	Peso (kg)		32x54.90			1756.89
Armadura base transversal	Comprimento (m)			141x7.82		1102.62
	Peso (kg)			141x19.34		2726.50
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		32x34.97			1119.04
	Peso (kg)		32x54.90			1756.89
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		2x34.97			69.94
	Peso (kg)		2x54.90			109.81
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)				141x5.36	755.76
	Peso (kg)				141x21.04	2966.36
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			19x34.97		664.43
	Peso (kg)			19x86.47		1642.97
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)				141x4.02	566.82
	Peso (kg)				141x15.78	2224.77
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)			11x34.97		384.67
	Peso (kg)			11x86.47		951.19
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	118x1.60				188.80
	Peso (kg)	118x1.00				118.57
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			141x2.49		351.09
	Peso (kg)			141x6.16		868.16
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			140x4.34		607.60
	Peso (kg)			140x10.73		1502.44

Referência: Muro		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø16	Ø20	Ø25	
Totais	Comprimento (m)	1110.38	2308.02	3110.41	1322.58	17203.30
	Peso (kg)	697.32	3623.59	7691.26	5191.13	
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	1221.42	2538.82	3421.45	1454.84	18923.63
	Peso (kg)	767.05	3985.95	8460.39	5710.24	

Resumo de medição (incluídas perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Total	Betão (m³)	
	Ø10	Ø16	Ø20	Ø25		C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	767.05	3985.95	8460.39	5710.24	18923.63	358.21	19.31
Totais	767.05	3985.95	8460.39	5710.24	18923.63	358.21	19.31

- Ombreira direita

Referência: Muro		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø16	Ø20	Ø25	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	118x7.81				921.58
	Peso (kg)	118x4.90				578.75
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		32x35.01			1120.32
	Peso (kg)		32x54.97			1758.90
Armadura base transversal	Comprimento (m)			141x7.82		1102.62
	Peso (kg)			141x19.34		2726.50
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		32x35.01			1120.32
	Peso (kg)		32x54.97			1758.90
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		2x35.01			70.02
	Peso (kg)		2x54.97			109.93
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)				141x5.36	755.76
	Peso (kg)				141x21.04	2966.36
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			19x35.01		665.19
	Peso (kg)			19x86.57		1644.85
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)				141x4.02	566.82
	Peso (kg)				141x15.78	2224.77
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)			11x35.01		385.11
	Peso (kg)			11x86.57		952.28
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	118x1.60				188.80
	Peso (kg)	118x1.00				118.57
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			141x2.49		351.09
	Peso (kg)			141x6.16		868.16
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			140x4.34		607.60
	Peso (kg)			140x10.73		1502.44
Totais	Comprimento (m)	1110.38	2310.66	3111.61	1322.58	17210.41
	Peso (kg)	697.32	3627.73	7694.23	5191.13	
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	1221.42	2541.73	3422.77	1454.84	18931.45
	Peso (kg)	767.05	3990.51	8463.65	5710.24	

Resumo de medição (incluídas perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Total	Betão (m³)	
	Ø10	Ø16	Ø20	Ø25		C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	767.05	3990.51	8463.65	5710.24	18931.45	358.62	19.33
Totais	767.05	3990.51	8463.65	5710.24	18931.45	358.62	19.33

1.3.5.3 SEÇÃO CC

- NORMA E MATERIAIS

Norma: NBR 6118:2003 (Brasil)

Concreto: C30, em geral

Aço em barras: CA-50-A e CA-60-B

Tipo de ambiente: Tipo II

Cobrimento no intradorso do muro: 3.0 cm

Cobrimento no tardo do muro: 3.0 cm

Cobrimento superior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento inferior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento lateral da fundação: 7.0 cm

Tamanho máximo agregado: 30 mm

- AÇÕES

Aceleração Sísmica. Aceleração de cálculo: 0.08 Percentagem de sobrecarga: 100 %

Empuxo no intradorso: Passivo

Empuxo no tardo: Ativo

- DADOS GERAIS

Cota do Térreo: -0.20 m

Altura do muro sobre a rasante: 0.20 m

Facejamento: Intradorso

Ombreira esquerda: 175.94 m

Ombreira direita: 194.97 m

Espaçamento entre juntas: 20.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -3.20 m

Percentagem de atrito interno entre o terreno e a face externa do muro: 0 %

Percentagem de atrito interno entre o terreno e o tardo do muro: 0 %

Alívio por drenagem: 75 %

Percentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

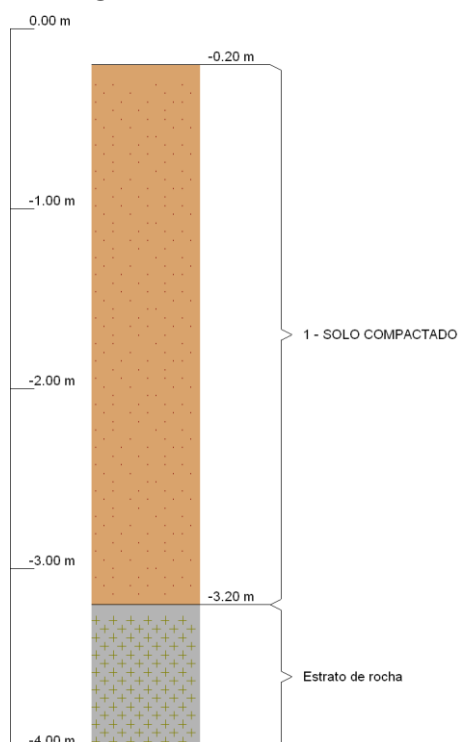
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

Coefficiente de atrito terreno-concreto: 0.60

ESTRATOS

Referências	Cota superior	Descrição	Coefficientes de empuxo
1 - SOLO COMPACTADO	-0.20 m	Densidade aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidade submersa: 1.00 kg/dm ³ Ângulo atrito interno: 30.70 graus Coesão: 0.00 t/m ²	Ativo tardoz: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

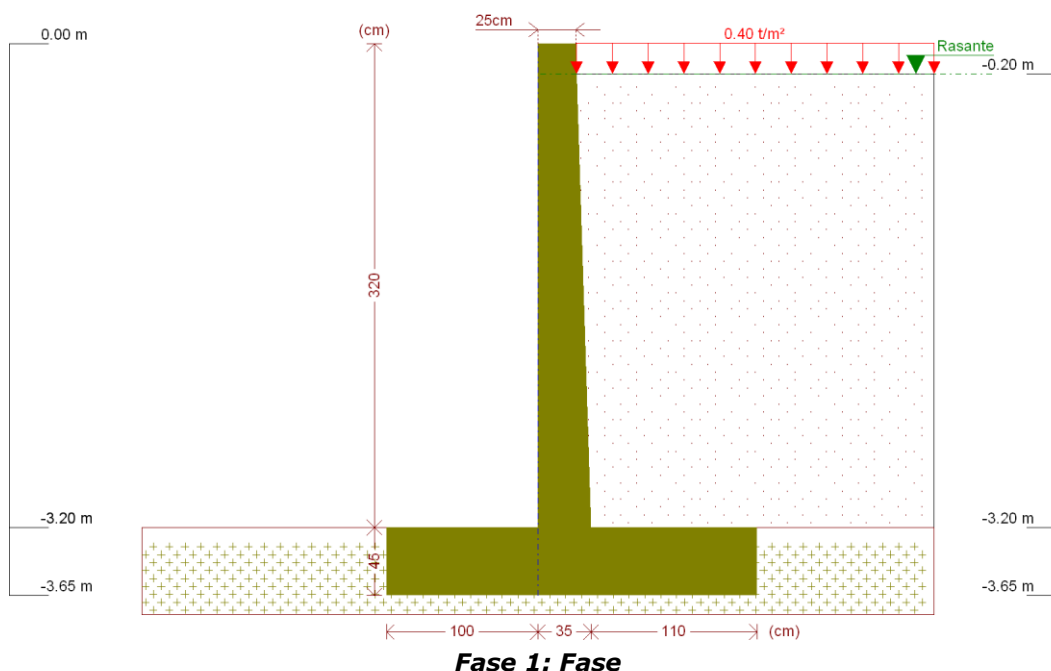
MURO

Altura: 3.20 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 35.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 45 cm
Balanços intradorso / tardoz: 100.0 / 110.0 cm
Concreto magro: 10 cm

- ESQUEMA DAS FASES



- CARGAS

CARGAS NO TARDOZ

Tipo	Cota	Dados	Fase inicial	Fase final
Uniforme	Na superfície	Valor: 0.4 t/m ²	Fase	Fase

- RESULTADOS DAS FASES

Esforços sem majorar.

FASE 1: FASE

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM SOBRECARGAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t.m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.31	0.20	0.02	0.00	0.20	0.03
-0.63	0.41	0.13	0.02	0.38	0.11
-0.95	0.64	0.33	0.10	0.57	0.19
-1.27	0.87	0.62	0.25	0.76	0.27
-1.59	1.12	0.99	0.51	0.95	0.35
-1.91	1.37	1.45	0.90	1.14	0.43
-2.23	1.63	1.99	1.46	1.33	0.51
-2.55	1.91	2.62	2.20	1.51	0.59
-2.87	2.19	3.34	3.16	1.70	0.67
-3.19	2.48	4.14	4.36	1.89	0.75
Máximos	2.49 Cota: -3.20 m	4.16 Cota: -3.20 m	4.40 Cota: -3.20 m	1.90 Cota: -3.20 m	0.75 Cota: -3.20 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t-m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.31	0.20	0.00	0.00	0.06	0.03
-0.63	0.41	0.08	0.01	0.25	0.11
-0.95	0.63	0.23	0.06	0.44	0.19
-1.27	0.87	0.48	0.18	0.63	0.27
-1.59	1.11	0.80	0.38	0.81	0.35
-1.91	1.36	1.22	0.71	1.00	0.43
-2.23	1.62	1.72	1.18	1.19	0.51
-2.55	1.90	2.30	1.83	1.38	0.59
-2.87	2.18	2.98	2.68	1.57	0.67
-3.19	2.47	3.73	3.76	1.76	0.75
Máximos	2.48 Cota: -3.20 m	3.76 Cota: -3.20 m	3.80 Cota: -3.20 m	1.76 Cota: -3.20 m	0.75 Cota: -3.20 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM PERCENTAGEM DE SOBRECARGA E SISMO

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t-m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.31	0.20	0.04	0.00	0.24	0.03
-0.63	0.41	0.19	0.04	0.46	0.11
-0.95	0.64	0.44	0.14	0.69	0.19
-1.27	0.87	0.78	0.33	0.91	0.27
-1.59	1.12	1.23	0.66	1.14	0.35
-1.91	1.38	1.77	1.14	1.36	0.43
-2.23	1.64	2.41	1.81	1.59	0.51
-2.55	1.92	3.15	2.70	1.81	0.59
-2.87	2.21	3.99	3.85	2.04	0.67
-3.19	2.50	4.93	5.28	2.26	0.75
Máximos	2.51 Cota: -3.20 m	4.96 Cota: -3.20 m	5.33 Cota: -3.20 m	2.28 Cota: -3.20 m	0.75 Cota: -3.20 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

- COMBINAÇÕES

HIPÓTESES DE AÇÕES

1 - Peso próprio
2 - Empuxo de terras
3 - Sobrecarga
4 - Sismo

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

Combinação	Hipóteses de Ações			
	1	2	3	4
1	0.90	0.90		
2	1.40	0.90		
3	0.90	1.40		
4	1.40	1.40		
5	0.90	0.90	1.40	
6	1.40	0.90	1.40	
7	0.90	1.40	1.40	
8	1.40	1.40	1.40	
9	0.90	0.90		1.00

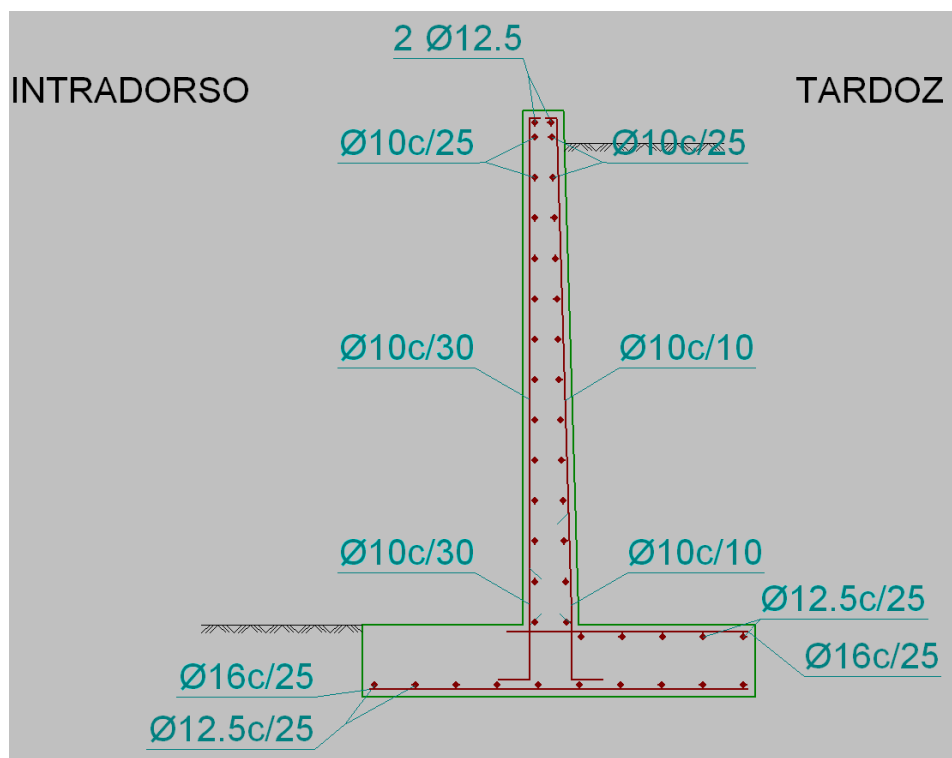
Combinação	Hipóteses de Ações			
	1	2	3	4
10	1.20	0.90		1.00
11	0.90	1.20		1.00
12	1.20	1.20		1.00
13	0.90	0.90	1.00	1.00
14	1.20	0.90	1.00	1.00
15	0.90	1.20	1.00	1.00
16	1.20	1.20	1.00	1.00

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Combinação	Hipóteses de Ações		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

- DESCRIÇÃO DA ARMADURA

COROAMENTO				
Armadura superior: 2 Ø12.5				
Ancoragem intradorso / tardez: 16 / 16 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradorso		Tardez	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Emendas: 0.35 m	Ø10c/25	Ø10c/10 Emendas: 0.7 m	Ø10c/25
SAPATA				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø12.5c/25	Ø16c/25 Comprimento de ancoragem em prolongamento reto: 45 cm		
Inferior	Ø12.5c/25	Ø16c/25		
Comprimento de dobra no arranque: 30 cm				



- VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Muro: INHUCU MURO CC_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL CC)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 52.85 t/m Calculado: 5.82 t/m	Passa
Espessura mínima do tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 25 cm	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras horizontais: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 18.3.2.2 (pag.102).</i>	Mínimo: 3.6 cm	
- Tardoz:	Calculado: 24 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 24 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i>	Máximo: 30 cm	
- Tardoz:	Calculado: 25 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 25 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0008	
- Tardoz (-3.20 m):	Calculado: 0.00091	Passa
- Intradorso (-3.20 m):	Calculado: 0.00091	Passa
Quantidade mínima mecânica horizontal por face: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Quant. horizontal > 20% Quant. vertical)</i>	Calculado: 0.00091	

Referência: Muro: INHUCU MURO CC_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL CC)		
Verificação	Valores	Estado
- Tardoz:	Mínimo: 0.00045	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 0.00015	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: - Tardoz (-3.20 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00228	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: - Tardoz (-3.20 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 0.00197 Calculado: 0.00228	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: - Intradorso (-3.20 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00076	Passa
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: - Intradorso (-3.20 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00076	Passa
Quantidade máxima geométrica de armadura vertical total: - (0.00 m): <i>EC-2, art. 5.4.7.2</i>	Máximo: 0.04 Calculado: 0.00426	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras verticais: <i>Artigo 18.3.2.2 da norma NBR 6118:2003</i>	Mínimo: 2 cm	
- Tardoz:	Calculado: 8 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 28 cm	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.2.3</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Tardoz:	Calculado: 10 cm	Passa
- Armadura vertical Intradorso:	Calculado: 30 cm	Passa
Verificação à flexão composta: <i>Verificação realizada por unidade de comprimento de muro</i>		Passa
Verificação ao cortante: <i>Capítulo 19.4 (NBR 6118:2003)</i>	Máximo: 14.98 t/m Calculado: 4.75 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.4 mm Calculado: 0.073 mm	Passa
Comprimento de trespasse: <i>Artigo 9.5 da norma NBR 6118:2003</i>		
- Base tardoz:	Mínimo: 0.66 m Calculado: 0.7 m	Passa
- Base intradorso:	Mínimo: 0.33 m Calculado: 0.35 m	Passa
Verificação da ancoragem da armadura base no coroamento: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.</i>	Calculado: 16 cm	
- Tardoz:	Mínimo: 16 cm	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 0 cm	Passa

Referência: Muro: INHUCU MURO CC_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL CC)		
Verificação	Valores	Estado
Área mínima longitudinal face superior viga de coroamento: <i>J. Calavera (Muros de contención y muros de sótano)</i>	Mínimo: 2.2 cm ² Calculado: 2.5 cm ²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Tardoz: -3.20 m		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -3.20 m		
- Seção crítica à flexão composta: Cota: -3.20 m, Md: 6.13 t·m/m, Nd: 2.29 t/m, Vd: 5.83 t/m, Tensão máxima do aço: 2.487 t/cm ²		
- Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -2.90 m		
- Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -3.20 m, M: 4.16 t·m/m, N: 2.49 t/m		

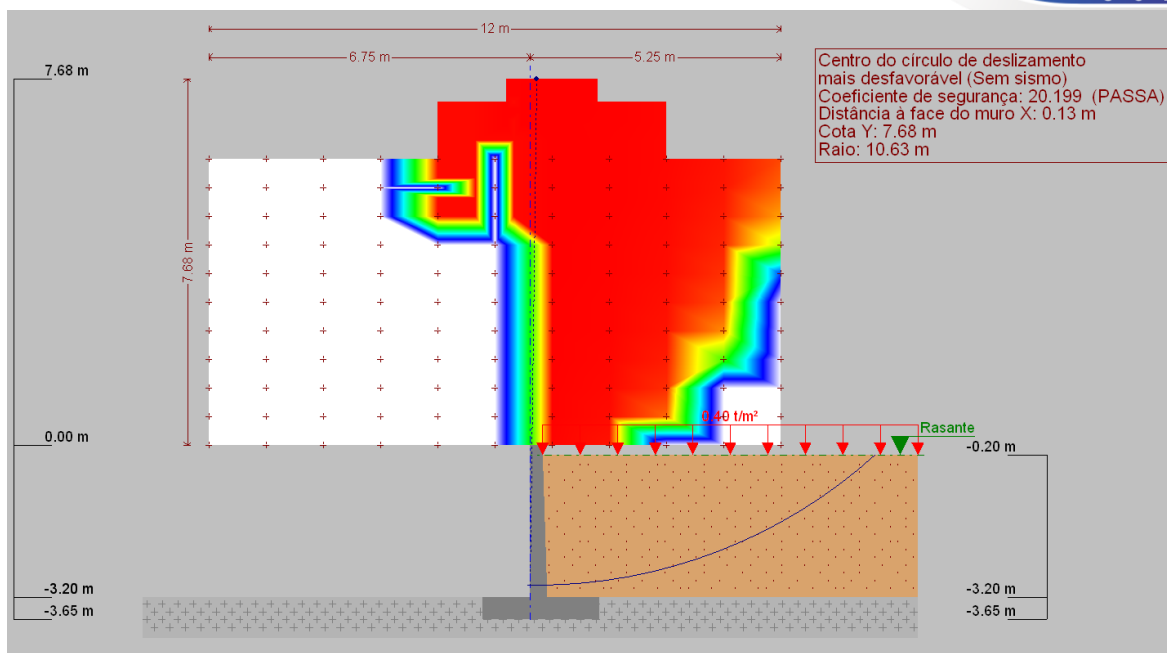
Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO CC_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL CC)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações fundamentais):	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.86	Passa
- Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações acidentais sísmicas):	Mínimo: 1.2 Calculado: 2.38	Passa
- Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações fundamentais):	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.52	Passa
- Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações acidentais sísmicas):	Mínimo: 1.2 Calculado: 1.3	Passa
Altura mínima:		
- Sapata: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 45 cm	Passa
Tensões sobre o terreno: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Tensão média (Combinações fundamentais):	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.467 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima (Combinações fundamentais):	Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 0.695 kgf/cm ²	Passa
- Tensão média (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.468 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 3 kgf/cm ² Calculado: 0.825 kgf/cm ²	Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i>		
- Armadura superior tardoz:	Calculado: 8 cm ² /m Mínimo: 2.2 cm ² /m	Passa
- Armadura inferior tardoz:	Mínimo: 0 cm ² /m	Passa
- Armadura inferior intradorso:	Mínimo: 2.4 cm ² /m	Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i>	Máximo: 22.67 t/m	

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO CC_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL CC)		
Verificação	Valores	Estado
- Tardoz (Combinações fundamentais):	Calculado: 3.94 t/m	Passa
- Tardoz (Combinações acidentais sísmicas):	Calculado: 3.86 t/m	Passa
- Intradorso (Combinações fundamentais):	Calculado: 4.43 t/m	Passa
- Intradorso (Combinações acidentais sísmicas):	Calculado: 4.31 t/m	Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 9.4 (pag.27).</i>		
- Arranque tardoz:	Mínimo: 12 cm Calculado: 37 cm	Passa
- Arranque intradorso:	Mínimo: 10 cm Calculado: 37 cm	Passa
- Armadura inferior tardoz (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura inferior intradorso (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura superior tardoz (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura superior intradorso:	Mínimo: 16 cm Calculado: 45 cm	Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i>		
- Inferior:	Mínimo: 3 cm Calculado: 5 cm	Passa
- Lateral:	Calculado: 7 cm	Passa
- Superior:	Calculado: 5 cm	Passa
Diâmetro mínimo: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: Ø10 Calculado: Ø16	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø12.5	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø16	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø12.5	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>		
- Armadura transversal inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Passa
Espaçamento mínimo entre barras: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 10 cm Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Passa

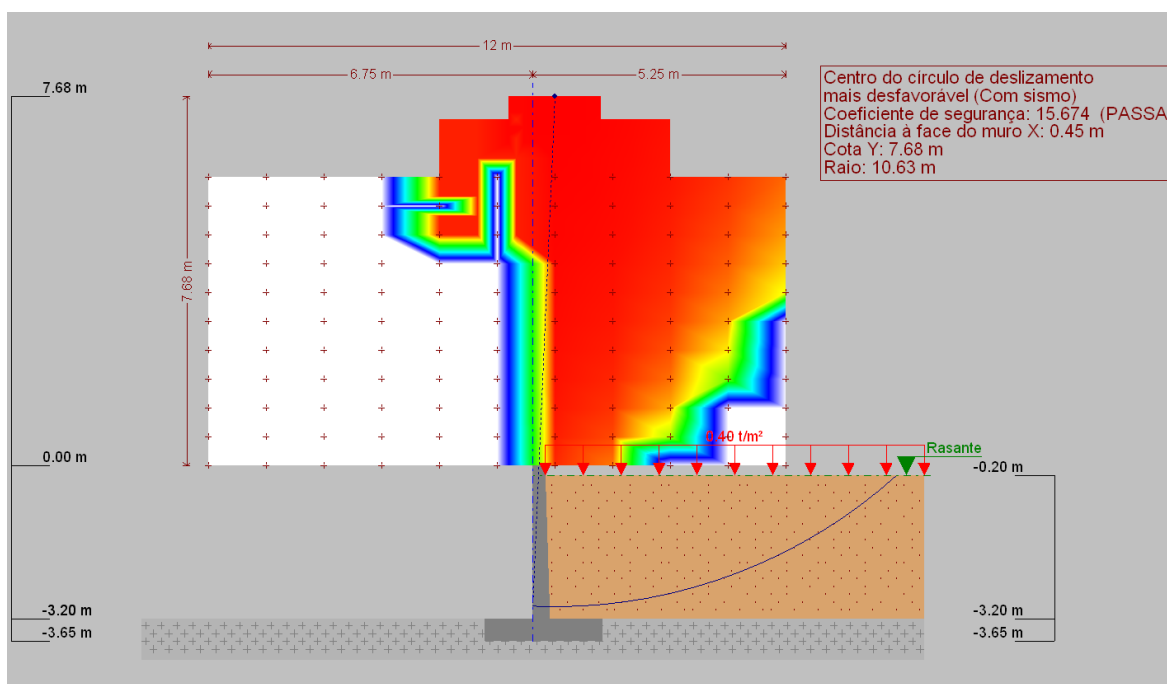
Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO CC_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL CC)		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Passa
Quantidade geométrica mínima: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00111	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00111	Passa
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00177	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00177	Passa
Quantidade mecânica mínima: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 17.3.5.2 (pag.90).</i>	Mínimo: 0.00172	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00177	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00177	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do tardo: 3.69 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 4.02 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): INHUCU MURO CC_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL CC)		
Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Combinações sem sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.13 m ; 7.68 m) - Raio: 10.63 m:	Mínimo: 1.5 Calculado: 20.199	Passa
- Combinações com sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.45 m ; 7.68 m) - Raio: 10.63 m:	Mínimo: 1.2 Calculado: 15.673	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Fase: Combinações sem sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 124.584 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.		
- Fase: Combinações com sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 124.644 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.		



Calculo da estabilidade sem sismos – seção CC



Calculo da estabilidade com sismos – seção CC

- QUANTITATIVOS

- Ombreira direita

Referência: Muro		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	651x3.31			2154.81
	Peso (kg)	651x2.08			1353.22
Armadura longitudinal	Comprimento (m)	14x194.83			2727.62
	Peso (kg)	14x122.35			1712.95
Armadura base transversal	Comprimento (m)	1949x3.31			6451.19
	Peso (kg)	1949x2.08			4051.35
Armadura longitudinal	Comprimento (m)	14x194.83			2727.62
	Peso (kg)	14x122.35			1712.95
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		2x194.83		389.66
	Peso (kg)		2x191.18		382.35
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			781x2.31	1804.11
	Peso (kg)			781x3.63	2832.45
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		11x194.83		2143.13
	Peso (kg)		11x191.18		2102.95
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			781x1.48	1155.88
	Peso (kg)			781x2.32	1814.73
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		6x194.83		1168.98
	Peso (kg)		6x191.18		1147.06
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	651x1.02			664.02
	Peso (kg)	651x0.64			417.00
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)	1949x1.37			2670.13
	Peso (kg)	1949x0.86			1676.84
Totais	Comprimento (m)	17395.39	3701.77	2959.99	
	Peso (kg)	10924.31	3632.36	4647.18	19203.85
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	19134.93	4071.95	3255.99	
	Peso (kg)	12016.74	3995.60	5111.90	21124.24

Resumo de medição (incluem-se perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Betão (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	12016.74	3995.60	5111.90	21124.24	402.13	47.77
Totais	12016.74	3995.60	5111.90	21124.24	402.13	47.77

- Ombreira esquerda

Referência: Muro		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	587x3.31			1942.97
	Peso (kg)	587x2.08			1220.19
Armadura longitudinal	Comprimento (m)	14x175.80			2461.20
	Peso (kg)	14x110.40			1545.63
Armadura base transversal	Comprimento (m)	1759x3.31			5822.29
	Peso (kg)	1759x2.08			3656.40
Armadura longitudinal	Comprimento (m)	14x175.80			2461.20
	Peso (kg)	14x110.40			1545.63
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		2x175.80		351.60
	Peso (kg)		2x172.50		345.01
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			705x2.31	1628.55
	Peso (kg)			705x3.63	2556.82

Referência: Muro		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		11x175.80		1933.80
	Peso (kg)		11x172.50		1897.54
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			705x1.48	1043.40
	Peso (kg)			705x2.32	1638.14
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		6x175.80		1054.80
	Peso (kg)		6x172.50		1035.02
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	587x1.02			598.74
	Peso (kg)	587x0.64			376.01
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)	1759x1.37			2409.83
	Peso (kg)	1759x0.86			1513.37
Totais	Comprimento (m)	15696.23	3340.20	2671.95	17329.76
	Peso (kg)	9857.23	3277.57	4194.96	
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	17265.85	3674.22	2939.15	19062.74
	Peso (kg)	10842.95	3605.33	4614.46	

Resumo de medição (incluem-se perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Betão (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	10842.95	3605.33	4614.46	19062.74	362.88	43.11
Totais	10842.95	3605.33	4614.46	19062.74	362.88	43.11

1.3.5.4 SEÇÃO DD

- NORMA E MATERIAIS

Norma: NBR 6118:2003 (Brasil)

Concreto: C30, em geral

Aço em barras: CA-50-A e CA-60-B

Tipo de ambiente: Tipo II

Cobrimento no intradorso do muro: 3.0 cm

Cobrimento no tardo do muro: 3.0 cm

Cobrimento superior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento inferior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento lateral da fundação: 7.0 cm

Tamanho máximo agregado: 30 mm

- AÇÕES

Aceleração Sísmica. Aceleração de cálculo: 0.08 Percentagem de sobrecarga: 100 %

Empuxo no intradorso: Passivo

Empuxo no tardo do muro: Ativo

- DADOS GERAIS

Cota do Térreo: -0.20 m

Altura do muro sobre a rasante: 0.20 m

Facejamento: Intradorso

Comprimento do muro em planta:

Ombreira esquerda: 84.20 m

Ombreira direita: 124.87 m

Espaçamento entre juntas: 20.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -5.90 m

Percentagem de atrito interno entre o terreno e a face externa do muro: 0 %

Percentagem de atrito interno entre o terreno e o tardo do muro: 0 %

Alívio por drenagem: 75 %

Percentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

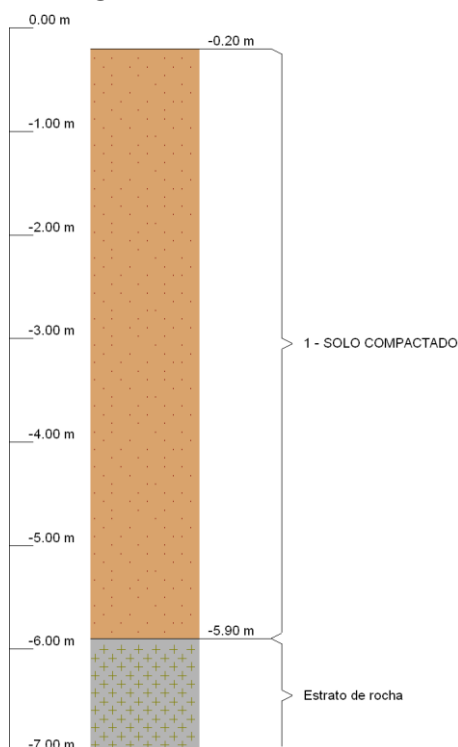
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

Coeficiente de atrito terreno-concreto: 0.60

ESTRATOS

Referências	Cota superior	Descrição	Coefficientes de empuxo
1 - SOLO COMPACTADO	-0.20 m	Densidade aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidade submersa: 1.00 kg/dm ³ Ângulo atrito interno: 30.70 graus Coesão: 0.00 t/m ²	Ativo tardoz: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

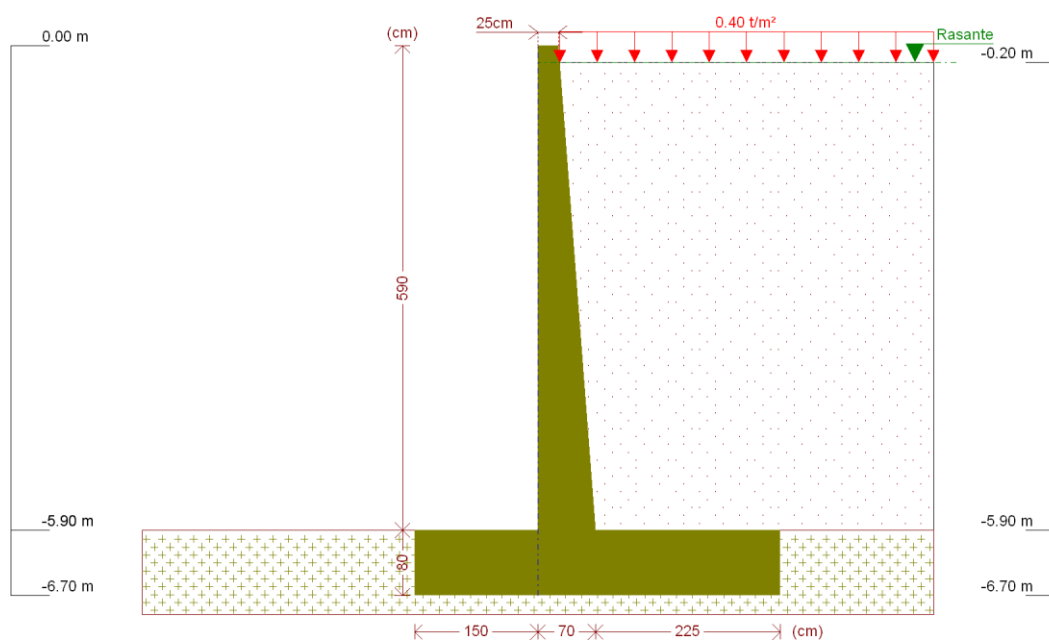
MURO

Altura: 5.90 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 70.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 80 cm
Balanços intradorso / tardoz: 150.0 / 225.0 cm
Concreto magro: 10 cm

- ESQUEMA DAS FASES



Fase 1: Fase

- CARGAS

CARGAS NO TARDOZ

Tipo	Cota	Dados	Fase inicial	Fase final
Uniforme	Na superfície	Valor: 0.4 t/m ²	Fase	Fase

- RESULTADOS DAS FASES

Esforços sem majorar.

FASE 1: FASE

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM SOBRECARGAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t-m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.58	0.40	0.11	0.02	0.37	0.09
-1.17	0.89	0.54	0.21	0.74	0.24
-1.76	1.47	1.27	0.75	1.10	0.39
-2.35	2.12	2.30	1.82	1.47	0.54
-2.94	2.86	3.64	3.59	1.83	0.68
-3.53	3.69	5.27	6.26	2.20	0.83
-4.12	4.59	7.21	9.99	2.56	0.98
-4.71	5.58	9.45	14.96	2.93	1.13
-5.30	6.65	11.99	21.37	3.29	1.27
-5.89	7.81	14.84	29.38	3.66	1.42
Máximos	7.83 Cota: -5.90 m	14.89 Cota: -5.90 m	29.53 Cota: -5.90 m	3.67 Cota: -5.90 m	1.43 Cota: -5.90 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t·m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.58	0.40	0.06	0.01	0.23	0.09
-1.17	0.88	0.40	0.15	0.60	0.24
-1.76	1.45	1.05	0.58	0.96	0.39
-2.35	2.10	2.00	1.49	1.33	0.54
-2.94	2.84	3.25	3.07	1.69	0.68
-3.53	3.65	4.80	5.48	2.06	0.83
-4.12	4.55	6.65	8.91	2.42	0.98
-4.71	5.53	8.81	13.53	2.79	1.13
-5.30	6.60	11.27	19.54	3.15	1.27
-5.89	7.75	14.03	27.10	3.52	1.42
Máximos	7.77 Cota: -5.90 m	14.08 Cota: -5.90 m	27.24 Cota: -5.90 m	3.52 Cota: -5.90 m	1.43 Cota: -5.90 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM PERCENTAGEM DE SOBRECARGA E SISMO

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t·m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.58	0.40	0.16	0.03	0.44	0.09
-1.17	0.90	0.69	0.28	0.88	0.24
-1.76	1.48	1.57	0.94	1.31	0.39
-2.35	2.15	2.79	2.24	1.75	0.54
-2.94	2.90	4.36	4.37	2.18	0.68
-3.53	3.74	6.28	7.54	2.62	0.83
-4.12	4.67	8.55	11.96	3.05	0.98
-4.71	5.68	11.17	17.83	3.48	1.13
-5.30	6.78	14.14	25.37	3.92	1.27
-5.89	7.96	17.45	34.77	4.35	1.42
Máximos	7.98 Cota: -5.90 m	17.51 Cota: -5.90 m	34.95 Cota: -5.90 m	4.36 Cota: -5.90 m	1.43 Cota: -5.90 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

- COMBINAÇÕES

HIPÓTESES DE AÇÕES

1 - Peso próprio
2 - Empuxo de terras
3 - Sobrecarga
4 - Sismo

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

Combinação	Hipóteses de Ações			
	1	2	3	4
1	0.90	0.90		
2	1.40	0.90		
3	0.90	1.40		
4	1.40	1.40		
5	0.90	0.90	1.40	
6	1.40	0.90	1.40	
7	0.90	1.40	1.40	
8	1.40	1.40	1.40	
9	0.90	0.90		1.00

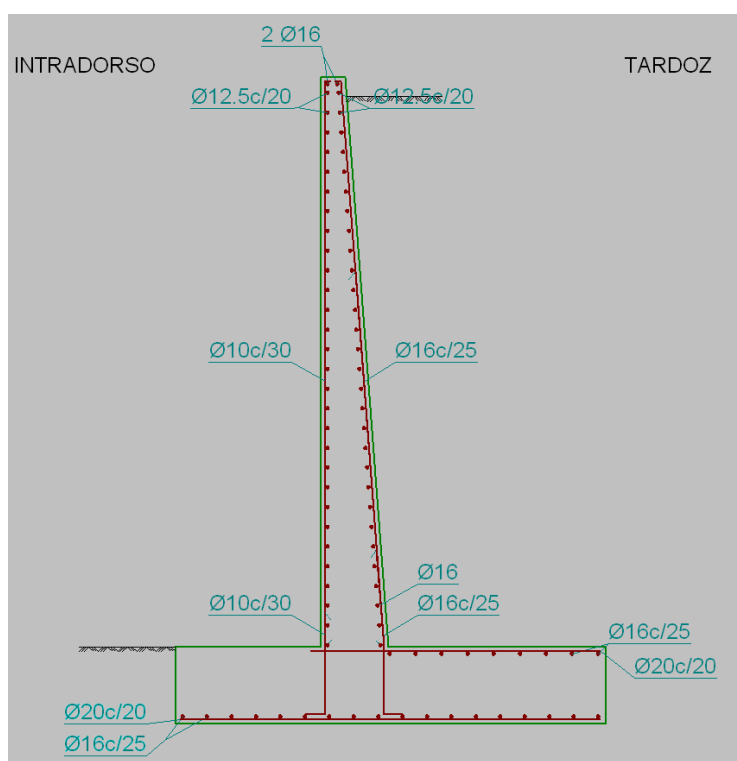
Combinação	Hipóteses de Ações			
	1	2	3	4
10	1.20	0.90		1.00
11	0.90	1.20		1.00
12	1.20	1.20		1.00
13	0.90	0.90	1.00	1.00
14	1.20	0.90	1.00	1.00
15	0.90	1.20	1.00	1.00
16	1.20	1.20	1.00	1.00

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Combinação	Hipóteses de Ações		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

- DESCRIÇÃO DA ARMADURA

COROAMENTO				
Armadura superior: 2 Ø16				
Ancoragem intradorso / tardez: 16 / 15 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradorso		Tardez	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Emendas: 0.35 m	Ø12.5c/20	Ø16c/25 Emendas: 1 m Reforço 1: Ø16 h=3.9 m	Ø12.5c/20
SAPATA				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø16c/25	Ø20c/20 Comprimento de ancoragem em prolongamento reto: 80 cm		
Inferior	Ø16c/25	Ø20c/20		
Comprimento de dobra no arranque: 30 cm				



- VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Muro: INHUCU MURO DD_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL DD)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 111.07 t/m Calculado: 20.84 t/m	Passa
Espessura mínima do tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 25 cm	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras horizontais: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 18.3.2.2 (pag.102).</i>	Mínimo: 3.6 cm	
- Tardoz:	Calculado: 18.7 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 18.7 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i>	Máximo: 30 cm	
- Tardoz:	Calculado: 20 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 20 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0008	
- Tardoz (-5.90 m):	Calculado: 0.00089	Passa
- Intradorso (-5.90 m):	Calculado: 0.00089	Passa

Referência: Muro: INHUCU MURO DD_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL DD)		
Verificação	Valores	Estado
Quantidade mínima mecânica horizontal por face: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Quant. horizontal > 20% Quant. vertical)</i>	Calculado: 0.00089	
- Tardoz:	Mínimo: 0.00045	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 7e-005	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Tardoz (-5.90 m):	Calculado: 0.00228	Passa
- Tardoz (-2.00 m):	Calculado: 0.00198	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 0.00197	
- Tardoz (-5.90 m):	Calculado: 0.00228	Passa
- Tardoz (-2.00 m):	Calculado: 0.00198	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
- Intradorso (-5.90 m):	Calculado: 0.00038	Passa
- Intradorso (-2.00 m):	Calculado: 0.00066	Passa
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>		
- Intradorso (-5.90 m):	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00038	Passa
- Intradorso (-2.00 m):	Mínimo: 0 Calculado: 0.00066	Passa
Quantidade máxima geométrica de armadura vertical total: <i>EC-2, art. 5.4.7.2</i>	Máximo: 0.04	
- (0.00 m):	Calculado: 0.00426	Passa
- (-2.00 m):	Calculado: 0.00463	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras verticais: <i>Artigo 18.3.2.2 da norma NBR 6118:2003</i>	Mínimo: 2 cm	
- Tardoz:	Calculado: 10.1 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 28 cm	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.2.3</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Tardoz:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura vertical Intradorso:	Calculado: 30 cm	Passa
Verificação à flexão composta: <i>Verificação realizada por unidade de comprimento de muro</i>		Passa
Verificação ao cortante: <i>Capítulo 19.4 (NBR 6118:2003)</i>	Máximo: 30.49 t/m Calculado: 16.69 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.4 mm Calculado: 0.295 mm	Passa

Referência: Muro: INHUCU MURO DD_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL DD)		
Verificação	Valores	Estado
Comprimento de trespassse: <i>Artigo 9.5 da norma NBR 6118:2003</i> - Base tardoz: - Base intradorso:	Mínimo: 0.96 m Calculado: 1 m Mínimo: 0.33 m Calculado: 0.35 m	Passa Passa
Verificação da ancoragem da armadura base no coroamento: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.</i> - Tardoz: - Intradorso:	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 16 cm	Passa Passa
Área mínima longitudinal face superior viga de coroamento: <i>J.Calavera (Muros de contención y muros de sótano)</i>	Mínimo: 4 cm ² Calculado: 4 cm ²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Tardoz: -5.90 m - Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -5.90 m - Seção crítica à flexão composta: Cota: -5.90 m, Md: 41.01 t·m/m, Nd: 7.46 t/m, Vd: 20.84 t/m, Tensão máxima do aço: 3.956 t/cm ² - Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -5.29 m - Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -5.90 m, M: 28.61 t·m/m, N: 7.80 t/m		

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO DD_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL DD)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i> - Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações fundamentais): - Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações acidentais sísmicas): - Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações fundamentais): - Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações acidentais sísmicas):	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.69 Mínimo: 1.2 Calculado: 2.28 Mínimo: 1.5 Calculado: 1.5 Mínimo: 1.2 Calculado: 1.29	Passa Passa Passa Passa
Altura mínima: - Sapata: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 80 cm	Passa
Tensões sobre o terreno: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i> - Tensão média (Combinações fundamentais):	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.9 kgf/cm ²	Passa

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO DD_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL DD)		
Verificação	Valores	Estado
- Tensão máxima (Combinações fundamentais):	Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 1.48 kgf/cm ²	Passa
- Tensão média (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.904 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 3 kgf/cm ² Calculado: 1.713 kgf/cm ²	Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i>	Calculado: 15.75 cm ² /m	
- Armadura superior tardoz:	Mínimo: 9.08 cm ² /m	Passa
- Armadura inferior tardoz:	Mínimo: 0 cm ² /m	Passa
- Armadura inferior intradorso:	Mínimo: 6.42 cm ² /m	Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i>	Máximo: 35.54 t/m	
- Tardoz (Combinações fundamentais):	Calculado: 15.83 t/m	Passa
- Tardoz (Combinações acidentais sísmicas):	Calculado: 15.45 t/m	Passa
- Intradorso (Combinações fundamentais):	Calculado: 12.42 t/m	Passa
- Intradorso (Combinações acidentais sísmicas):	Calculado: 11.99 t/m	Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 9.4 (pag.27).</i>		
- Arranque tardoz:	Mínimo: 33 cm Calculado: 71 cm	Passa
- Arranque intradorso:	Mínimo: 10 cm Calculado: 71 cm	Passa
- Armadura inferior tardoz (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura inferior intradorso (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura superior tardoz (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura superior intradorso:	Mínimo: 38 cm Calculado: 80 cm	Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i>		
- Inferior:	Mínimo: 3 cm Calculado: 5 cm	Passa
- Lateral:	Calculado: 7 cm	Passa
- Superior:	Calculado: 5 cm	Passa
Diâmetro mínimo: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>	Mínimo: Ø10	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø20	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø16	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø20	Passa

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO DD_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL DD)		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø16	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Passa
Espaçamento mínimo entre barras: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Passa
Quantidade geométrica mínima: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00196	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00196	Passa
Quantidade mecânica mínima: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 17.3.5.2 (pag.90).</i>	Mínimo: 0.00172	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00196	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00196	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do tardo: 28.95 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 20.58 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): INHUCU MURO DD_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL DD - OMBREIRA DIREITA)		
Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Combinações sem sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.25 m ; 14.59 m) - Raio: 20.02 m:	Mínimo: 1.5 Calculado: 12.647	Passa
- Combinações com sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.25 m ; 14.59 m) - Raio: 20.02 m:	Mínimo: 1.2 Calculado: 9.702	Passa

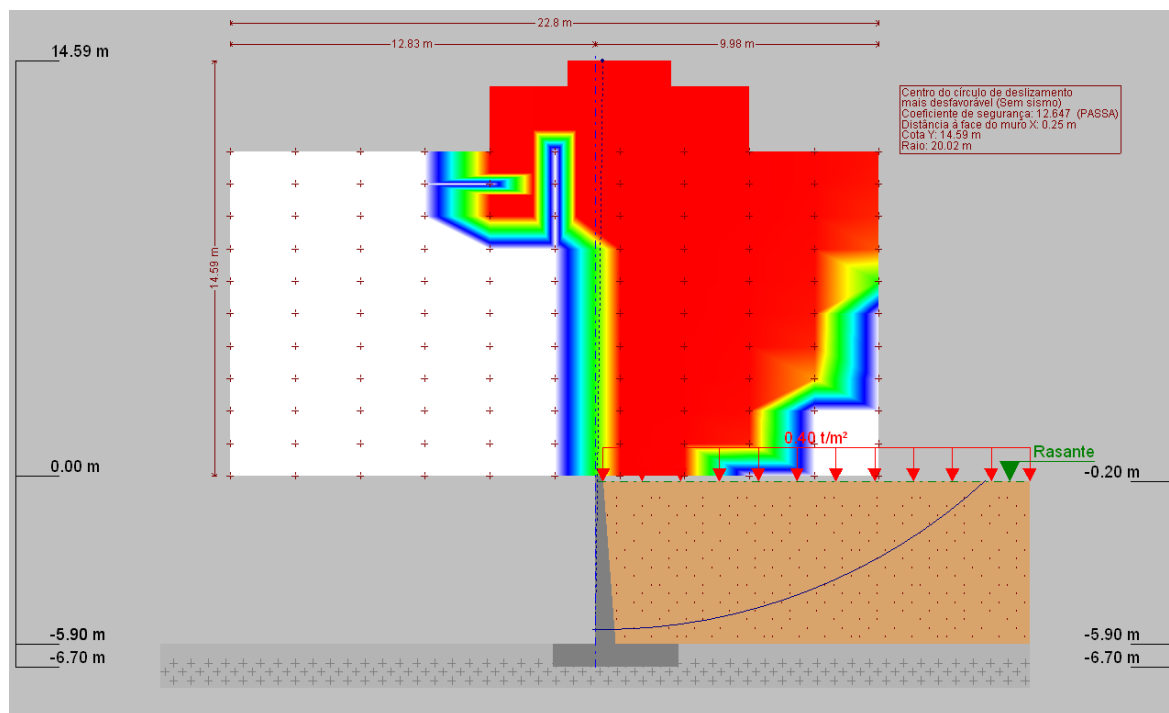
Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): INHUCU MURO DD_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL DD - OMBREIRA DIREITA)

Verificação	Valores	Estado
Todas as verificações foram cumpridas		

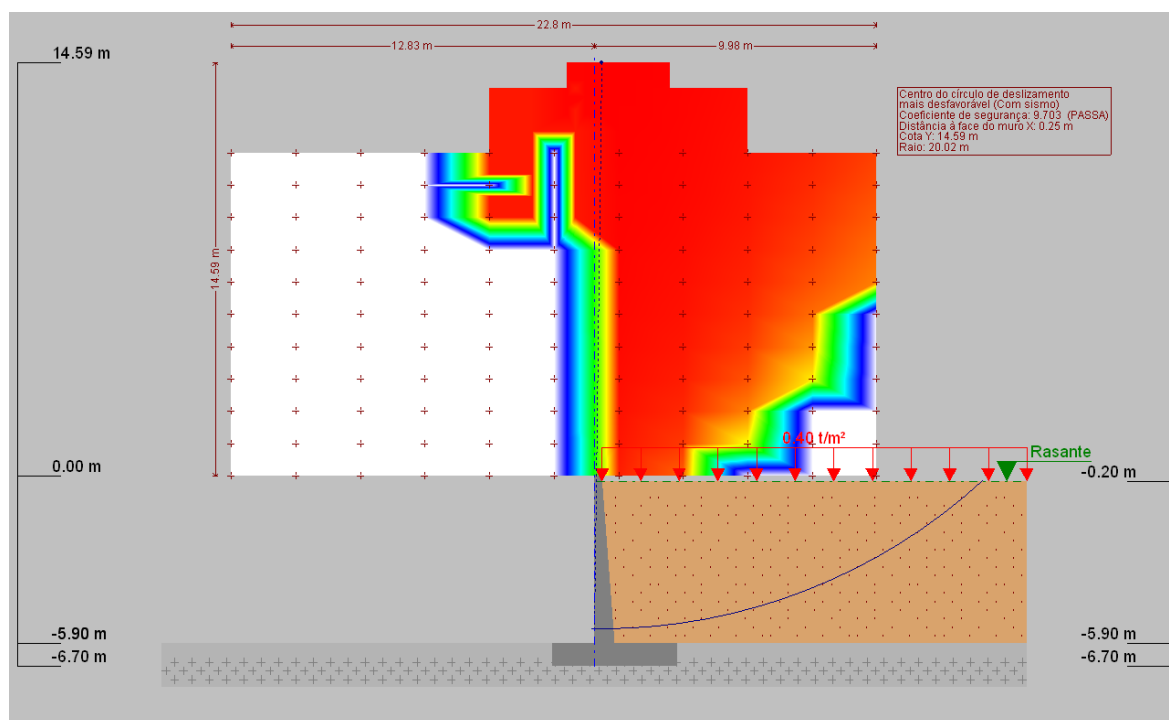
Informação adicional:

- Fase: Combinações sem sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 241.657 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.

- Fase: Combinações com sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 241.657 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.



Calculo da estabilidade sem sismos – seção DD



Calculo da estabilidade com sismos – seção DD

- Ombreira direita

Referência: Muro		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	417x6.01				2506.17
	Peso (kg)	417x3.77				1573.87
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		31x124.73			3866.63
	Peso (kg)		31x122.39			3794.13
Armadura base transversal	Comprimento (m)			500x6.01		3005.00
	Peso (kg)			500x9.44		4717.85
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		31x124.73			3866.63
	Peso (kg)		31x122.39			3794.13
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)			2x124.73		249.46
	Peso (kg)			2x195.83		391.65
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)				625x4.31	2693.75
	Peso (kg)				625x10.66	6660.97
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			19x124.73		2369.87
	Peso (kg)			19x195.83		3720.70
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)				625x2.98	1862.50
	Peso (kg)				625x7.37	4605.50
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)			10x124.73		1247.30
	Peso (kg)			10x195.83		1958.26
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	417x1.36				567.12
	Peso (kg)	417x0.85				356.15
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			500x2.00		1000.00
	Peso (kg)			500x3.14		1570.00
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			499x4.90		2445.10
	Peso (kg)			499x7.69		3838.81
Totais	Comprimento (m)	3073.29	7733.26	10316.73	4556.25	
	Peso (kg)	1930.02	7588.26	16197.27	11266.47	36982.02

Referência: Muro		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	3380.62	8506.59	11348.40	5011.88	40680.22
	Peso (kg)	2123.02	8347.09	17817.00	12393.11	

Resumo de medição (incluídas perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Total	Betão (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20		C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	2123.02	8347.09	17817.00	12393.11	40680.22	794.49	55.57
Totais	2123.02	8347.09	17817.00	12393.11	40680.22	794.49	55.57

- Ombreira esquerda

Referência: Muro		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	282x6.01				1694.82
	Peso (kg)	282x3.77				1064.35
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		31x84.06			2605.86
	Peso (kg)		31x82.48			2557.00
Armadura base transversal	Comprimento (m)			338x6.01		2031.38
	Peso (kg)			338x9.44		3189.27
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		31x84.06			2605.86
	Peso (kg)		31x82.48			2557.00
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)			2x84.06		168.12
	Peso (kg)			2x131.97		263.95
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)				422x4.31	1818.82
	Peso (kg)				422x10.66	4497.49
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			19x84.06		1597.14
	Peso (kg)			19x131.97		2507.51
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)				422x2.98	1257.56
	Peso (kg)				422x7.37	3109.63
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)			10x84.06		840.60
	Peso (kg)			10x131.97		1319.74
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	282x1.36				383.52
	Peso (kg)	282x0.85				240.85
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			338x2.00		676.00
	Peso (kg)			338x3.14		1061.32
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			337x4.90		1651.30
	Peso (kg)			337x7.69		2592.54
Totais	Comprimento (m)	2078.34	5211.72	6964.54	3076.38	24960.65
	Peso (kg)	1305.20	5114.00	10934.33	7607.12	
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	2286.17	5732.89	7660.99	3384.02	27456.71
	Peso (kg)	1435.72	5625.40	12027.76	8367.83	

Resumo de medição (incluídas perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Total	Betão (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20		C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	1435.72	5625.40	12027.76	8367.83	27456.71	535.72	37.47
Totais	1435.72	5625.40	12027.76	8367.83	27456.71	535.72	37.47

1.3.5.5 SEÇÃO EE

- NORMA E MATERIAIS

Norma: NBR 6118:2003 (Brasil)

Concreto: C30, em geral

Aço em barras: CA-50-A e CA-60-B

Tipo de ambiente: Tipo II

Cobrimento no intradorso do muro: 3.0 cm

Cobrimento no tardo do muro: 3.0 cm

Cobrimento superior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento inferior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento lateral da fundação: 7.0 cm

Tamanho máximo agregado: 30 mm

- AÇÕES

Aceleração Sísmica. Aceleração de cálculo: 0.08 Percentagem de sobrecarga: 100 %

Empuxo no intradorso: Passivo

Empuxo no tardo: Ativo

- DADOS GERAIS

Cota do Térreo: -0.20 m

Altura do muro sobre a rasante: 0.20 m

Facejamento: Intradorso

Comprimento do muro em planta:

Ombreira esquerda: 50.00 m

Ombreira direita: 50.00 m

Espaçamento entre juntas: 20.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -3.70 m

Percentagem de atrito interno entre o terreno e a face externa do muro: 0 %

Percentagem de atrito interno entre o terreno e o tardo do muro: 0 %

Alívio por drenagem: 75 %

Percentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

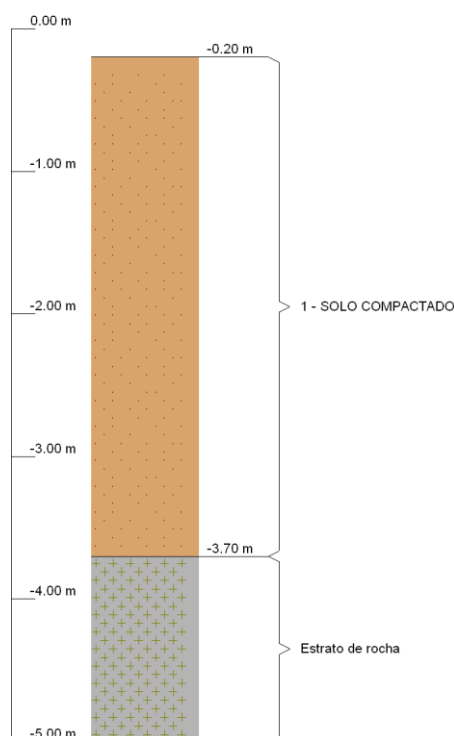
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

Coefficiente de atrito terreno-concreto: 0.60

ESTRATOS

Referências	Cota superior	Descrição	Coefficientes de empuxo
1 - SOLO COMPACTADO	-0.20 m	Densidade aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidade submersa: 1.00 kg/dm ³ Ângulo atrito interno: 30.70 graus Coesão: 0.00 t/m ²	Ativo tardoz: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

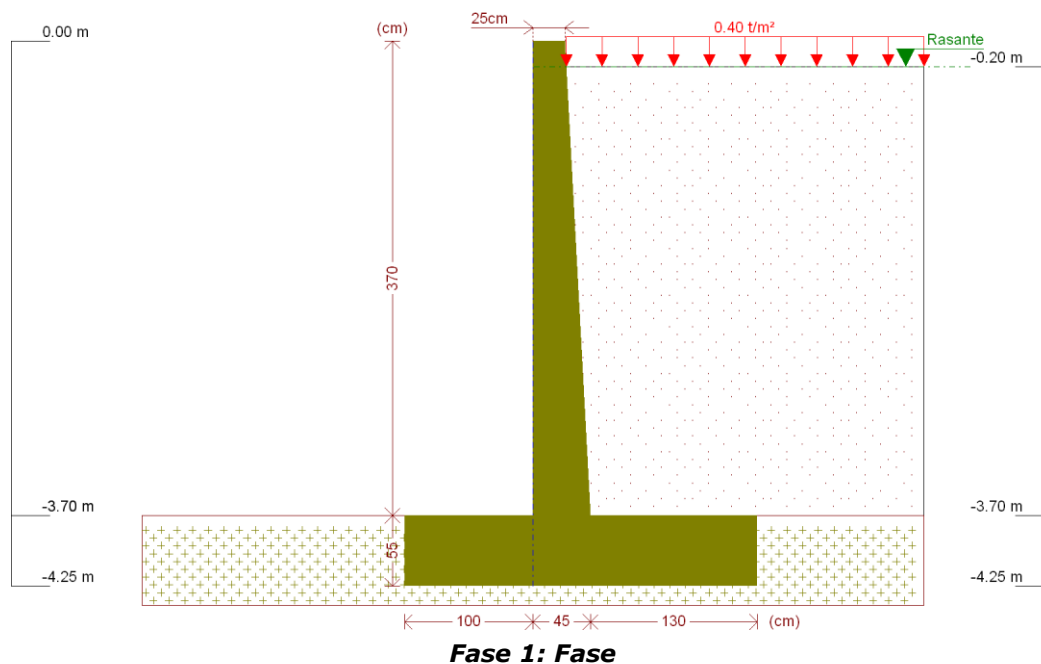
MURO

Altura: 3.70 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 45.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
 Altura: 55 cm
 Balanços intradorso / tardez: 100.0 / 130.0 cm
 Concreto magro: 10 cm

- ESQUEMA DAS FASES



- CARGAS

CARGAS NO TARDOZ

Tipo	Cota	Dados	Fase inicial	Fase final
Uniforme	Na superfície	Valor: 0.4 t/m ²	Fase	Fase

- RESULTADOS DAS FASES

Esforços sem majorar.

FASE 1: FASE

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM SOBRECARGAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t-m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.36	0.24	0.03	0.00	0.23	0.04
-0.73	0.50	0.19	0.04	0.45	0.13
-1.10	0.79	0.47	0.17	0.68	0.22
-1.47	1.10	0.86	0.41	0.90	0.32
-1.84	1.43	1.37	0.83	1.12	0.41
-2.21	1.79	1.99	1.46	1.35	0.50
-2.58	2.17	2.74	2.35	1.57	0.59

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t·m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
-2.95	2.57	3.59	3.53	1.79	0.69
-3.32	3.00	4.57	5.06	2.02	0.78
-3.69	3.45	5.66	6.97	2.24	0.87
Máximos	3.46 Cota: -3.70 m	5.70 Cota: -3.70 m	7.03 Cota: -3.70 m	2.25 Cota: -3.70 m	0.88 Cota: -3.70 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t·m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.36	0.23	0.01	0.00	0.09	0.04
-0.73	0.50	0.12	0.02	0.32	0.13
-1.10	0.78	0.34	0.11	0.54	0.22
-1.47	1.09	0.68	0.30	0.76	0.32
-1.84	1.42	1.14	0.65	0.99	0.41
-2.21	1.78	1.72	1.18	1.21	0.50
-2.58	2.15	2.41	1.96	1.43	0.59
-2.95	2.55	3.22	3.01	1.66	0.69
-3.32	2.98	4.14	4.39	1.88	0.78
-3.69	3.42	5.18	6.13	2.10	0.87
Máximos	3.43 Cota: -3.70 m	5.21 Cota: -3.70 m	6.19 Cota: -3.70 m	2.11 Cota: -3.70 m	0.88 Cota: -3.70 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

- COMBINAÇÕES

HIPÓTESES DE AÇÕES

1 - Peso próprio
2 - Empuxo de terras
3 - Sobrecarga
4 - Sismo

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

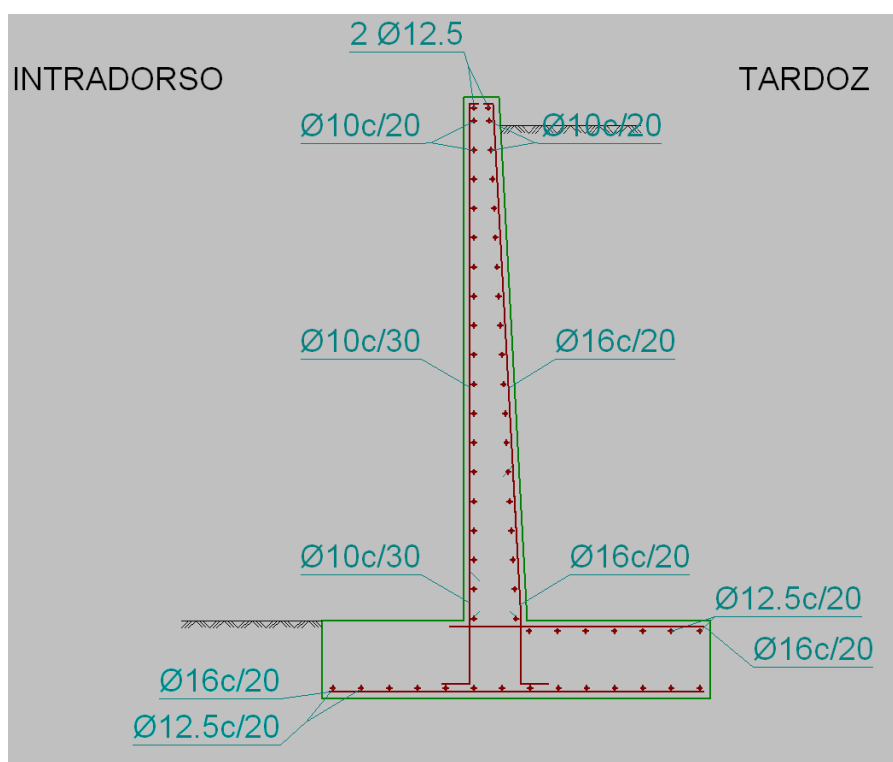
Combinação	Hipóteses de Ações			
	1	2	3	4
1	0.90	0.90		
2	1.40	0.90		
3	0.90	1.40		
4	1.40	1.40		
5	0.90	0.90	1.40	
6	1.40	0.90	1.40	
7	0.90	1.40	1.40	
8	1.40	1.40	1.40	
9	0.90	0.90		1.00
10	1.20	0.90		1.00
11	0.90	1.20		1.00
12	1.20	1.20		1.00
13	0.90	0.90	1.00	1.00
14	1.20	0.90	1.00	1.00
15	0.90	1.20	1.00	1.00
16	1.20	1.20	1.00	1.00

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Combinação	Hipóteses de Ações		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

- DESCRIÇÃO DA ARMADURA

COROAMENTO				
Armadura superior: 2 Ø12.5				
Ancoragem intradorso / tardez: 16 / 15 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradorso		Tardoz	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Emendas: 0.35 m	Ø10c/20	Ø16c/20 Emendas: 1.1 m	Ø10c/20
SAPATA				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø12.5c/20	Ø16c/20 Comprimento de ancoragem em prolongamento reto: 55 cm		
Inferior	Ø12.5c/20	Ø16c/20		
Comprimento de dobra no arranque: 30 cm				



- VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Muro: INHUCU MURO EE_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL EE)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 67.97 t/m Calculado: 7.97 t/m	Passa
Espessura mínima do tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 25 cm	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras horizontais: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 18.3.2.2 (pag.102).</i>	Mínimo: 3.6 cm	
- Tardoz:	Calculado: 19 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 19 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i>	Máximo: 30 cm	
- Tardoz:	Calculado: 20 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 20 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0008	
- Tardoz (-3.70 m):	Calculado: 0.00088	Passa
- Intradorso (-3.70 m):	Calculado: 0.00088	Passa
Quantidade mínima mecânica horizontal por face: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Quant. horizontal > 20% Quant. vertical)</i>	Calculado: 0.00088	
- Tardoz:	Mínimo: 0.00044	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 0.00011	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: - Tardoz (-3.70 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00222	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: - Tardoz (-3.70 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 0.00197 Calculado: 0.00222	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: - Intradorso (-3.70 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00059	Passa
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: - Intradorso (-3.70 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00059	Passa
Quantidade máxima geométrica de armadura vertical total: - (0.00 m): <i>EC-2, art. 5.4.7.2</i>	Máximo: 0.04 Calculado: 0.00506	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras verticais: <i>Artigo 18.3.2.2 da norma NBR 6118:2003</i>	Mínimo: 2 cm	

Referência: Muro: INHUCU MURO EE_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL EE)		
Verificação	Valores	Estado
- Tardoz:	Calculado: 16.8 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 28 cm	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.2.3</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Tardoz:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura vertical Intradorso:	Calculado: 30 cm	Passa
Verificação à flexão composta: <i>Verificação realizada por unidade de comprimento de muro</i>		Passa
Verificação ao cortante: <i>Capítulo 19.4 (NBR 6118:2003)</i>	Máximo: 19.17 t/m Calculado: 6.35 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.4 mm Calculado: 0.114 mm	Passa
Comprimento de trespasse: <i>Artigo 9.5 da norma NBR 6118:2003</i>		
- Base tardoz:	Mínimo: 1.06 m Calculado: 1.1 m	Passa
- Base intradorso:	Mínimo: 0.33 m Calculado: 0.35 m	Passa
Verificação da ancoragem da armadura base no coroamento: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.</i>		
- Tardoz:	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 0 cm Calculado: 16 cm	Passa
Área mínima longitudinal face superior viga de coroamento: <i>J.Calavera (Muros de contención y muros de sótano)</i>	Mínimo: 2.2 cm ² Calculado: 2.5 cm ²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Tardoz: -3.70 m		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -3.70 m		
- Seção crítica à flexão composta: Cota: -3.70 m, Md: 9.77 t·m/m, Nd: 3.23 t/m, Vd: 7.97 t/m, Tensão máxima do aço: 2.397 t/cm ²		
- Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -3.31 m		
- Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -3.70 m, M: 6.69 t·m/m, N: 3.45 t/m		

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO EE_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL EE)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações fundamentais):	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.66	Passa

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO EE_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL EE)		
Verificação	Valores	Estado
- Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações acidentais sísmicas):	Mínimo: 1.2 Calculado: 2.22	Passa
- Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações fundamentais):	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.52	Passa
- Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações acidentais sísmicas):	Mínimo: 1.2 Calculado: 1.3	Passa
Altura mínima: - Sapata: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 55 cm	Passa
Tensões sobre o terreno: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Tensão média (Combinações fundamentais):	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.571 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima (Combinações fundamentais):	Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 0.941 kgf/cm ²	Passa
- Tensão média (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.573 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 3 kgf/cm ² Calculado: 1.103 kgf/cm ²	Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i>		
- Armadura superior tardoz:	Calculado: 10 cm ² /m Mínimo: 3.07 cm ² /m	Passa
- Armadura inferior tardoz:	Mínimo: 0 cm ² /m	Passa
- Armadura inferior intradorso:	Mínimo: 2.67 cm ² /m	Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i>		
- Tardoz (Combinações fundamentais):	Máximo: 25.98 t/m Calculado: 5.7 t/m	Passa
- Tardoz (Combinações acidentais sísmicas):	Calculado: 5.6 t/m	Passa
- Intradorso (Combinações fundamentais):	Calculado: 5.15 t/m	Passa
- Intradorso (Combinações acidentais sísmicas):	Calculado: 5.01 t/m	Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 9.4 (pag.27).</i>		
- Arranque tardoz:	Mínimo: 19 cm Calculado: 47 cm	Passa
- Arranque intradorso:	Mínimo: 10 cm Calculado: 47 cm	Passa
- Armadura inferior tardoz (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura inferior intradorso (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura superior tardoz (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO EE_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL EE)		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura superior intradorso:	Mínimo: 16 cm Calculado: 55 cm	Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i>	Mínimo: 3 cm	
- Inferior:	Calculado: 5 cm	Passa
- Lateral:	Calculado: 7 cm	Passa
- Superior:	Calculado: 5 cm	Passa
Diâmetro mínimo: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>	Mínimo: Ø10	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø16	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø12.5	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø16	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø12.5	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento mínimo entre barras: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Passa
Quantidade geométrica mínima: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00113	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00113	Passa
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00181	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00181	Passa
Quantidade mecânica mínima: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 17.3.5.2 (pag.90).</i>	Mínimo: 0.00172	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00181	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00181	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do tardez: 6.49 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 5.65 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

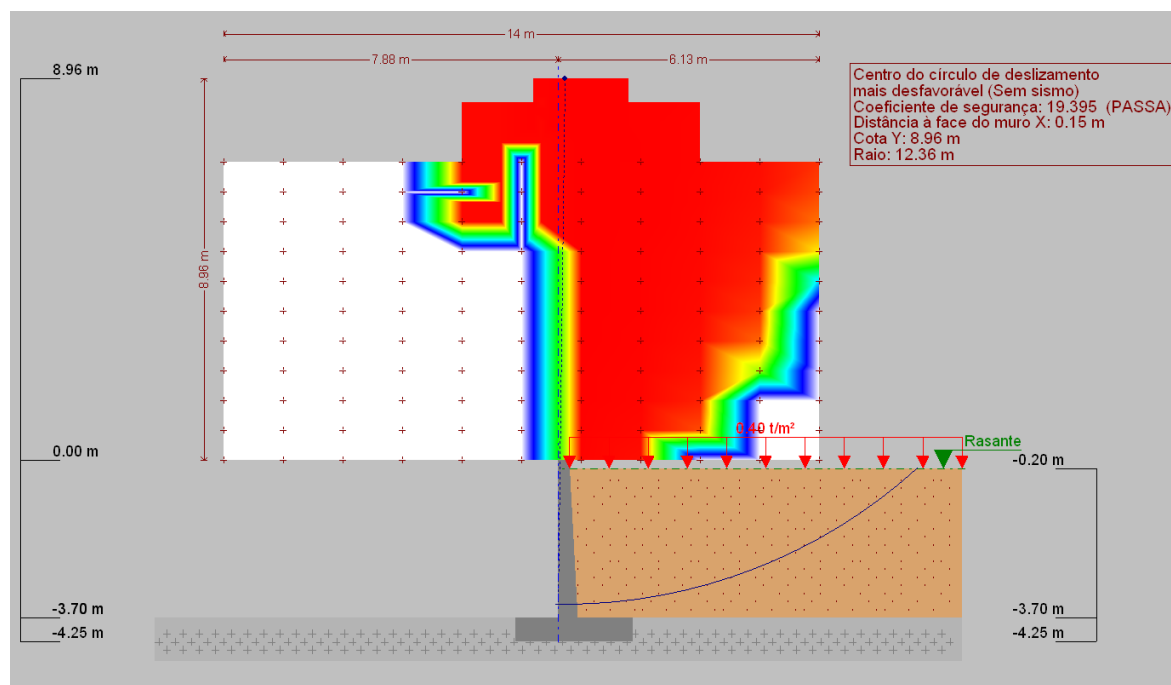
Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): INHUCU MURO EE_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL EE)

Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Combinações sem sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.15 m ; 8.96 m) - Raio: 12.36 m:	Mínimo: 1.5 Calculado: 19.395	Passa
- Combinações com sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.15 m ; 8.96 m) - Raio: 12.36 m:	Mínimo: 1.2 Calculado: 14.991	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

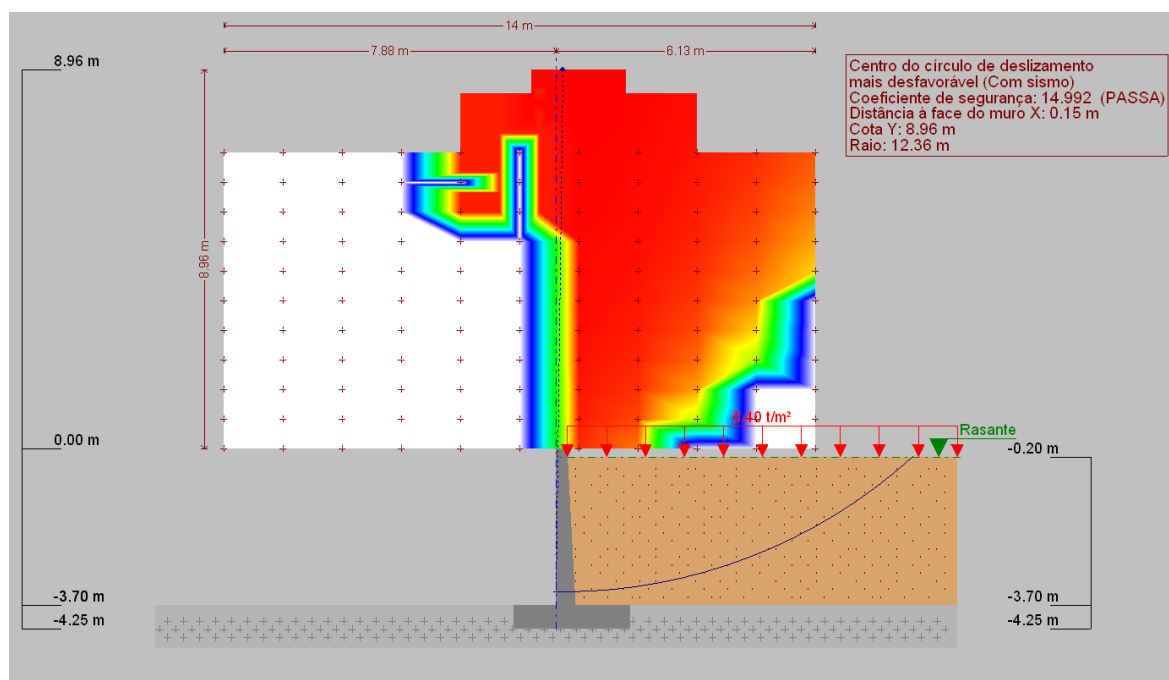
Informação adicional:

- Fase: Combinações sem sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 157.901 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.

- Fase: Combinações com sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 157.901 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.



Calculo da estabilidade sem sismos – seção EE



Calculo da estabilidade com sismos – seção EE

- QUANTITATIVOS

- Ombreira esquerda

Referência: Muro		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	168x3.81			640.08
	Peso (kg)	168x2.39			401.97
Armadura longitudinal	Comprimento (m)	20x49.86			997.20
	Peso (kg)	20x31.31			626.24
Armadura base transversal	Comprimento (m)			251x3.80	953.80
	Peso (kg)			251x5.97	1497.47
Armadura longitudinal	Comprimento (m)	20x49.86			997.20
	Peso (kg)	20x31.31			626.24
Armadura viga coroaento	Comprimento (m)		2x49.86		99.72
	Peso (kg)		2x48.93		97.85
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			251x2.61	655.11
	Peso (kg)			251x4.10	1028.52
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		14x49.86		698.04
	Peso (kg)		14x48.93		684.95
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			251x1.78	446.78
	Peso (kg)			251x2.79	701.44
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		8x49.86		398.88
	Peso (kg)		8x48.93		391.40
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	168x1.12			188.16
	Peso (kg)	168x0.70			118.16
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			251x1.86	466.86
	Peso (kg)			251x2.92	732.97
Totais	Comprimento (m)	2822.64	1196.64	2522.55	6907.21
	Peso (kg)	1772.61	1174.20	3960.40	

Referência: Muro		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	3104.90	1316.30	2774.81	7597.93
	Peso (kg)	1949.87	1291.62	4356.44	

Resumo de medição (incluídas perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m ³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	1949.87	1291.62	4356.44	7597.93	140.38	13.75
Totais	1949.87	1291.62	4356.44	7597.93	140.38	13.75

- Ombreira direita

Referência: Muro		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	168x3.81			640.08
	Peso (kg)	168x2.39			401.97
Armadura longitudinal	Comprimento (m)	20x49.86			997.20
	Peso (kg)	20x31.31			626.24
Armadura base transversal	Comprimento (m)			251x3.80	953.80
	Peso (kg)			251x5.97	1497.47
Armadura longitudinal	Comprimento (m)	20x49.86			997.20
	Peso (kg)	20x31.31			626.24
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		2x49.86		99.72
	Peso (kg)		2x48.93		97.85
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			251x2.61	655.11
	Peso (kg)			251x4.10	1028.52
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		14x49.86		698.04
	Peso (kg)		14x48.93		684.95
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			251x1.78	446.78
	Peso (kg)			251x2.79	701.44
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		8x49.86		398.88
	Peso (kg)		8x48.93		391.40
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	168x1.12			188.16
	Peso (kg)	168x0.70			118.16
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			251x1.86	466.86
	Peso (kg)			251x2.92	732.97
Totais	Comprimento (m)	2822.64	1196.64	2522.55	6907.21
	Peso (kg)	1772.61	1174.20	3960.40	
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	3104.90	1316.30	2774.81	7597.93
	Peso (kg)	1949.87	1291.62	4356.44	

Resumo de medição (incluídas perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m ³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	1949.87	1291.62	4356.44	7597.93	140.38	13.75
Totais	1949.87	1291.62	4356.44	7597.93	140.38	13.75

1.3.5.6 SEÇÃO FF

- NORMA E MATERIAIS

Norma: NBR 6118:2003 (Brasil)

Concreto: C30, em geral

Aço em barras: CA-50-A e CA-60-B

Tipo de ambiente: Tipo II

Cobrimento no intradorso do muro: 3.0 cm

Cobrimento no tardo do muro: 3.0 cm

Cobrimento superior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento inferior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento lateral da fundação: 7.0 cm

Tamanho máximo agregado: 30 mm

- AÇÕES

Aceleração Sísmica. Aceleração de cálculo: 0.08 Percentagem de sobrecarga: 100 %

Empuxo no intradorso: Passivo

Empuxo no tardo: Ativo

- DADOS GERAIS

Cota do Térreo: -0.20 m

Altura do muro sobre a rasante: 0.20 m

Facejamento: Intradorso

Comprimento do muro em planta:

Ombreira esquerda: 354.12 m

Ombreira esquerda: 354.12 m

Espaçamento entre juntas: 5.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -3.50 m

Percentagem de atrito interno entre o terreno e a face externa do muro: 0 %

Percentagem de atrito interno entre o terreno e o tardo do muro: 0 %

Alívio por drenagem: 75 %

Percentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

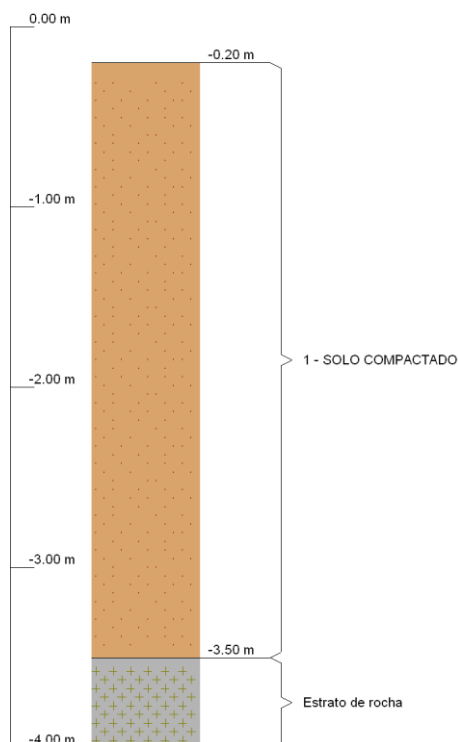
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

Coefficiente de atrito terreno-concreto: 0.60

ESTRATOS

Referências	Cota superior	Descrição	Coefficientes de empuxo
1 - SOLO COMPACTADO	-0.20 m	Densidade aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidade submersa: 1.00 kg/dm ³ Ângulo atrito interno: 30.70 graus Coesão: 0.00 t/m ²	Ativo tardoz: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

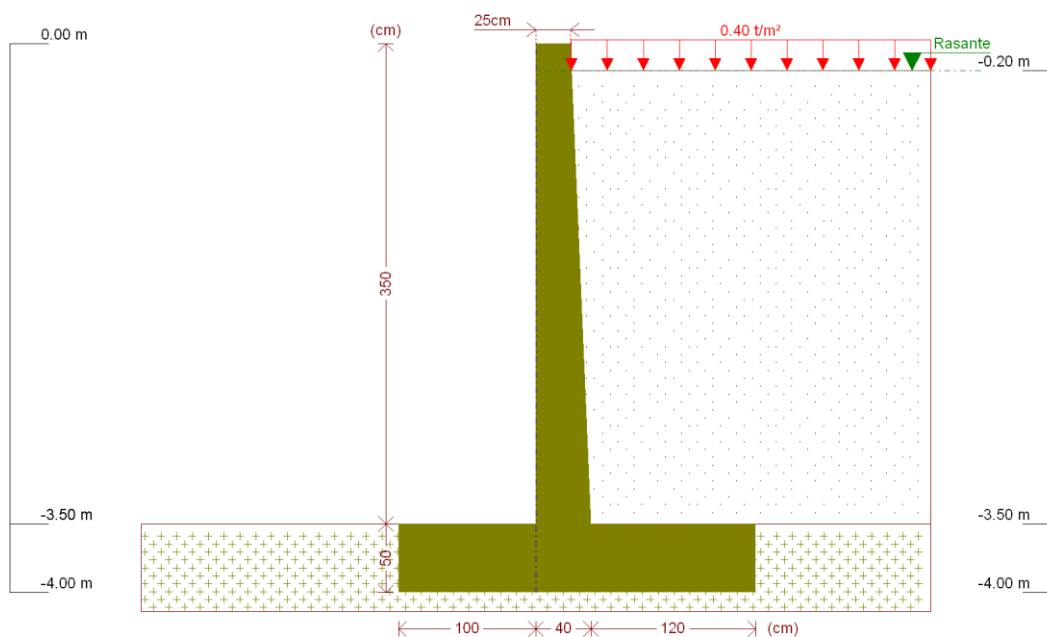
MURO

Altura: 3.50 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 40.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 50 cm
Balanços intradorso / tardoz: 100.0 / 120.0 cm
Concreto magro: 10 cm

- ESQUEMA DAS FASES



Fase 1: Fase

- CARGAS

CARGAS NO TARDOZ

Tipo	Cota	Dados	Fase inicial	Fase final
Uniforme	Na superfície	Valor: 0.4 t/m ²	Fase	Fase

- RESULTADOS DAS FASES

Esforços sem majorar.

FASE 1: FASE

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM SOBRECARGAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t.m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.34	0.22	0.03	0.00	0.22	0.03
-0.69	0.46	0.17	0.04	0.43	0.12
-1.04	0.72	0.41	0.14	0.63	0.21
-1.39	1.00	0.76	0.34	0.84	0.30
-1.74	1.29	1.21	0.69	1.05	0.38
-2.09	1.60	1.76	1.21	1.26	0.47
-2.44	1.92	2.42	1.95	1.47	0.56
-2.79	2.26	3.18	2.94	1.68	0.65
-3.14	2.62	4.04	4.21	1.89	0.73
-3.49	2.99	5.01	5.81	2.09	0.82
Máximos	3.00 Cota: -3.50 m	5.04 Cota: -3.50 m	5.86 Cota: -3.50 m	2.10 Cota: -3.50 m	0.83 Cota: -3.50 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t·m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.34	0.22	0.01	0.00	0.08	0.03
-0.69	0.46	0.10	0.02	0.29	0.12
-1.04	0.72	0.29	0.09	0.50	0.21
-1.39	0.99	0.59	0.25	0.71	0.30
-1.74	1.28	1.00	0.53	0.91	0.38
-2.09	1.58	1.50	0.97	1.12	0.47
-2.44	1.91	2.11	1.61	1.33	0.56
-2.79	2.24	2.83	2.48	1.54	0.65
-3.14	2.60	3.64	3.63	1.75	0.73
-3.49	2.97	4.56	5.07	1.96	0.82
Máximos	2.98 Cota: -3.50 m	4.59 Cota: -3.50 m	5.12 Cota: -3.50 m	1.97 Cota: -3.50 m	0.83 Cota: -3.50 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM PERCENTAGEM DE SOBRECARGA E SISMO

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t·m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.34	0.22	0.05	0.01	0.26	0.03
-0.69	0.46	0.23	0.05	0.51	0.12
-1.04	0.72	0.53	0.19	0.76	0.21
-1.39	1.00	0.95	0.44	1.01	0.30
-1.74	1.30	1.49	0.87	1.26	0.38
-2.09	1.61	2.14	1.51	1.51	0.47
-2.44	1.93	2.92	2.40	1.76	0.56
-2.79	2.28	3.81	3.59	2.01	0.65
-3.14	2.64	4.82	5.11	2.25	0.73
-3.49	3.02	5.96	7.01	2.50	0.82
Máximos	3.03 Cota: -3.50 m	5.99 Cota: -3.50 m	7.07 Cota: -3.50 m	2.52 Cota: -3.50 m	0.83 Cota: -3.50 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

- COMBINAÇÕES

HIPÓTESES DE AÇÕES

1 - Peso próprio
2 - Empuxo de terras
3 - Sobrecarga
4 - Sismo

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

Combinação	Hipóteses de Ações			
	1	2	3	4
1	0.90	0.90		
2	1.40	0.90		
3	0.90	1.40		
4	1.40	1.40		
5	0.90	0.90	1.40	
6	1.40	0.90	1.40	
7	0.90	1.40	1.40	
8	1.40	1.40	1.40	
9	0.90	0.90		1.00

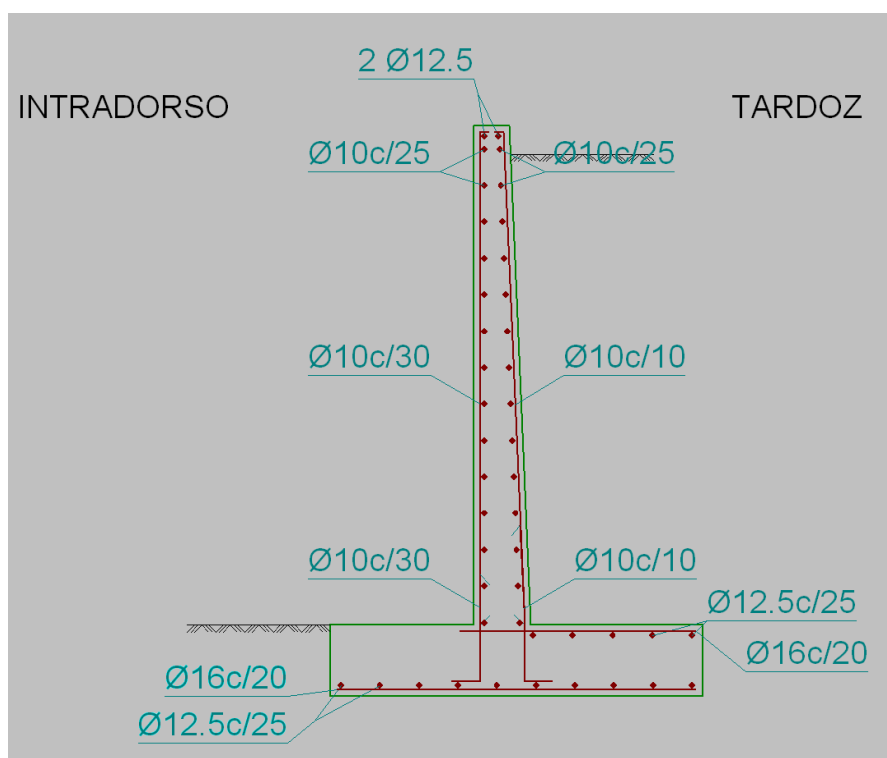
Combinação	Hipóteses de Ações			
	1	2	3	4
10	1.20	0.90		1.00
11	0.90	1.20		1.00
12	1.20	1.20		1.00
13	0.90	0.90	1.00	1.00
14	1.20	0.90	1.00	1.00
15	0.90	1.20	1.00	1.00
16	1.20	1.20	1.00	1.00

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Combinação	Hipóteses de Ações		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

- DESCRIÇÃO DA ARMADURA

COROAMENTO				
Armadura superior: 2 Ø12.5				
Ancoragem intradorso / tardez: 16 / 16 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradorso		Tardez	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Emendas: 0.35 m	Ø10c/25	Ø10c/10 Emendas: 0.7 m	Ø10c/25
SAPATA				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø12.5c/25	Ø16c/20 Comprimento de ancoragem em prolongamento reto: 50 cm		
Inferior	Ø12.5c/25	Ø16c/20		
Comprimento de dobra no arranque: 30 cm				



- VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Muro: INHUCU MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 56.62 t/m Calculado: 7.05 t/m	Passa
Espessura mínima do tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 25 cm	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras horizontais: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 18.3.2.2 (pag.102).</i>	Mínimo: 3.6 cm	
- Tardo:	Calculado: 24 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 24 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i>	Máximo: 30 cm	
- Tardo:	Calculado: 25 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 25 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0008	
- Tardo (-3.50 m):	Calculado: 0.0008	Passa
- Intradorso (-3.50 m):	Calculado: 0.0008	Passa
Quantidade mínima mecânica horizontal por face: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Quant. horizontal > 20% Quant. vertical)</i>	Calculado: 0.0008	
- Tardo:	Mínimo: 0.0004	Passa

Referência: Muro: INHUCU MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF)		
Verificação	Valores	Estado
- Intradorso:	Mínimo: 0.00013	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: - Tardoz (-3.50 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.002	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: - Tardoz (-3.50 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 0.00197 Calculado: 0.002	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: - Intradorso (-3.50 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00066	Passa
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: - Intradorso (-3.50 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00066	Passa
Quantidade máxima geométrica de armadura vertical total: - (0.00 m): <i>EC-2, art. 5.4.7.2</i>	Máximo: 0.04 Calculado: 0.00426	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras verticais: <i>Artigo 18.3.2.2 da norma NBR 6118:2003</i> - Tardoz: - Intradorso:	Mínimo: 2 cm Calculado: 8 cm Calculado: 28 cm	Passa Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.2.3</i> - Armadura vertical Tardoz: - Armadura vertical Intradorso:	Máximo: 30 cm Calculado: 10 cm Calculado: 30 cm	Passa Passa
Verificação à flexão composta: <i>Verificação realizada por unidade de comprimento de muro</i>		Passa
Verificação ao cortante: <i>Capítulo 19.4 (NBR 6118:2003)</i>	Máximo: 17 t/m Calculado: 5.69 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.4 mm Calculado: 0.098 mm	Passa
Comprimento de trespassse: <i>Artigo 9.5 da norma NBR 6118:2003</i> - Base tardoz: - Base intradorso:	Mínimo: 0.66 m Calculado: 0.7 m Mínimo: 0.33 m Calculado: 0.35 m	Passa Passa
Verificação da ancoragem da armadura base no coroamento: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.</i> - Tardoz: - Intradorso:	Calculado: 16 cm Mínimo: 16 cm Mínimo: 0 cm	Passa Passa

Referência: Muro: INHUCU MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF)		
Verificação	Valores	Estado
Área mínima longitudinal face superior viga de coroamento: <i>J. Calavera (Muros de contención y muros de sótano)</i>	Mínimo: 2.2 cm ² Calculado: 2.5 cm ²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Tardoz: -3.50 m		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -3.50 m		
- Seção crítica à flexão composta: Cota: -3.50 m, Md: 8.15 t·m/m, Nd: 2.78 t/m, Vd: 7.06 t/m, Tensão máxima do aço: 2.831 t/cm ²		
- Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -3.15 m		
- Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -3.50 m, M: 5.56 t·m/m, N: 2.99 t/m		

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações fundamentais):	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.68	Passa
- Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações acidentais sísmicas):	Mínimo: 1.2 Calculado: 2.24	Passa
- Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações fundamentais):	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.5	Passa
- Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações acidentais sísmicas):	Mínimo: 1.2 Calculado: 1.28	Passa
Altura mínima:		
- Sapata: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Passa
Tensões sobre o terreno: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Tensão média (Combinações fundamentais):	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.525 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima (Combinações fundamentais):	Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 0.844 kgf/cm ²	Passa
- Tensão média (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.526 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 3 kgf/cm ² Calculado: 0.995 kgf/cm ²	Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i>		
- Armadura superior tardoz:	Calculado: 10 cm ² /m Mínimo: 2.72 cm ² /m	Passa
- Armadura inferior tardoz:	Mínimo: 0 cm ² /m	Passa
- Armadura inferior intradorso:	Mínimo: 2.63 cm ² /m	Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i>	Máximo: 24.61 t/m	

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF)		
Verificação	Valores	Estado
- Tardoz (Combinações fundamentais):	Calculado: 4.98 t/m	Passa
- Tardoz (Combinações acidentais sísmicas):	Calculado: 4.88 t/m	Passa
- Intradorso (Combinações fundamentais):	Calculado: 5.02 t/m	Passa
- Intradorso (Combinações acidentais sísmicas):	Calculado: 4.88 t/m	Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 9.4 (pag.27).</i>		
- Arranque tardoz:	Mínimo: 14 cm Calculado: 42 cm	Passa
- Arranque intradorso:	Mínimo: 10 cm Calculado: 42 cm	Passa
- Armadura inferior tardoz (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura inferior intradorso (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura superior tardoz (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura superior intradorso:	Mínimo: 16 cm Calculado: 50 cm	Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i>		
- Inferior:	Mínimo: 3 cm Calculado: 5 cm	Passa
- Lateral:	Calculado: 7 cm	Passa
- Superior:	Calculado: 5 cm	Passa
Diâmetro mínimo: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: Ø10 Calculado: Ø16	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø12.5	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø16	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø12.5	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>		
- Armadura transversal inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Passa
Espaçamento mínimo entre barras: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 10 cm Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Passa

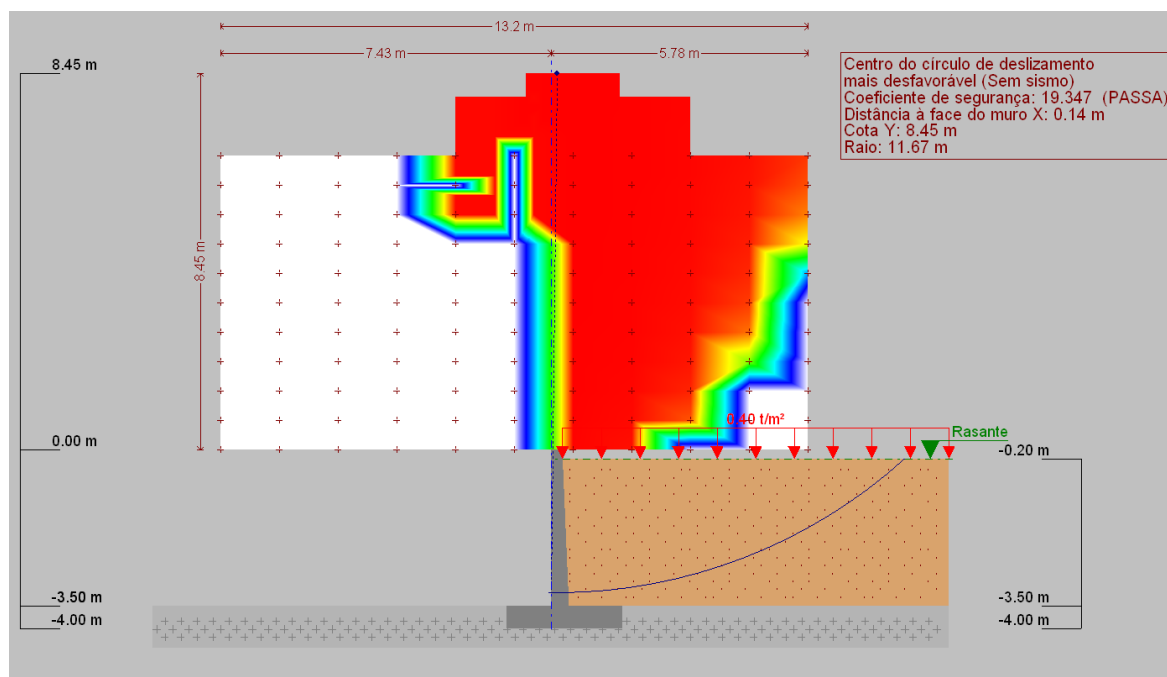
Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF)		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Passa
Quantidade geométrica mínima: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.002	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.002	Passa
Quantidade mecânica mínima: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 17.3.5.2 (pag.90).</i>	Mínimo: 0.00172	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.002	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.002	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do tardo: 5.16 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 4.98 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

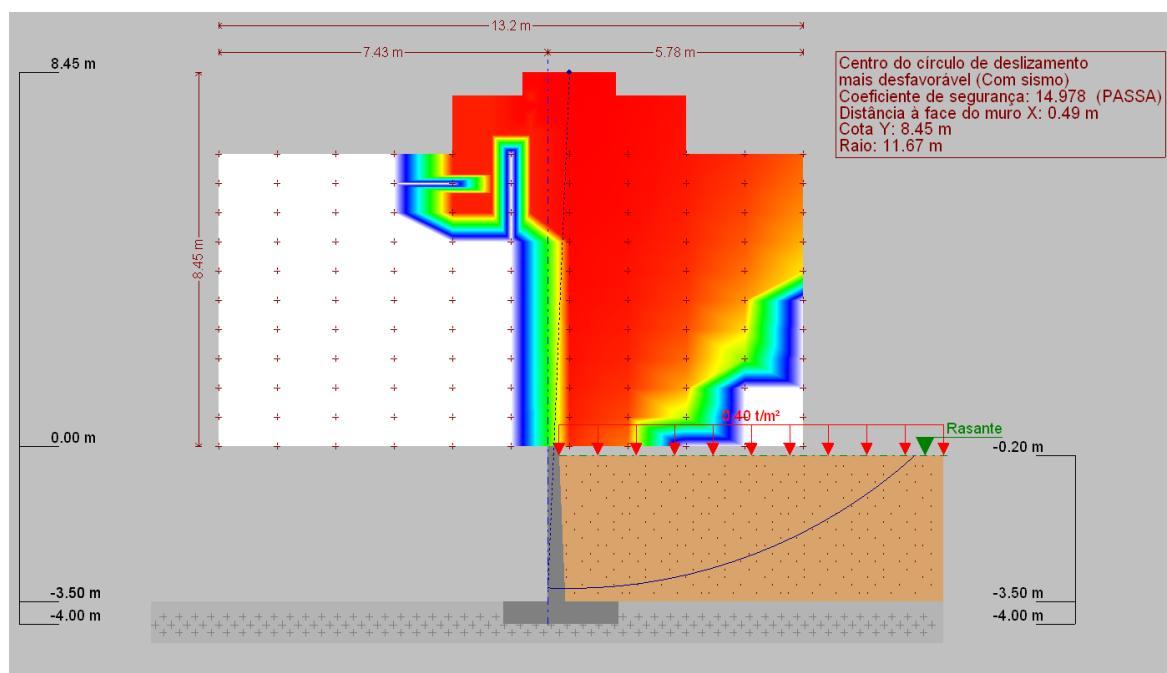
Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): INHUCU MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF)		
Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Combinações sem sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.14 m ; 8.45 m) - Raio: 11.67 m:	Mínimo: 1.5 Calculado: 19.346	Passa
- Combinações com sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.49 m ; 8.45 m) - Raio: 11.67 m:	Mínimo: 1.2 Calculado: 14.978	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Fase: Combinações sem sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 141.251 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.		

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): INHUCU MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF)

Verificação	Valores	Estado
- Fase: Combinações com sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 141.330 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.		



Calculo da estabilidade sem sismos – seção FF



Calculo da estabilidade com sismos – seção FF

- QUANTITATIVOS

- Ombreira esquerda

Referência: Muro		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12,5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	1183x3,61			4270,63
	Peso (kg)	1183x2,27			2681,96
Armadura longitudinal	Comprimento (m)	15x353,84			5307,6
	Peso (kg)	15x222,21			3333,17
Armadura base transversal	Comprimento (m)	3541x3,61			12783
	Peso (kg)	3541x2,27			8027,73
Armadura longitudinal	Comprimento (m)	15x353,84			5307,6
	Peso (kg)	15x222,21			3333,17
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		2x353,84		707,68
	Peso (kg)		2x347,2		694,42
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			1772x2,46	4359,12
	Peso (kg)			1772x3,86	6843,82
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		11x353,84		3892,24
	Peso (kg)		11x347,2		3819,26
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			1772x1,63	2888,36
	Peso (kg)			1772x2,56	4534,73
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		6x353,84		2123,04
	Peso (kg)		6x347,2		2083,24
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	1183x1,07			1265,81
	Peso (kg)	1183x0,67			794,93
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)	3541x1,42			5028,22
	Peso (kg)	3541x0,89			3157,72
Totais	Comprimento (m)	33962,87	6722,96	7247,48	
	Peso (kg)	21328,68	6596,92	11378,55	39304,2
Total com perdas -10,00%	Comprimento (m)	37359,15	7395,25	7972,23	
	Peso (kg)	23461,55	7256,61	12516,41	43234,6

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Betão (m³)	
	Ø10	Ø12,5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	23461,6	7256,61	12516,4	43234,6	863,17	92,07
Totais	23461,6	7256,61	12516,4	43234,6	863,17	92,07

- Ombreira direita

Referência: Muro		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12,5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	1183x3,61			4270,63
	Peso (kg)	1183x2,27			2681,96
Armadura longitudinal	Comprimento (m)	15x353,84			5307,6
	Peso (kg)	15x222,21			3333,17
Armadura base transversal	Comprimento (m)	3541x3,61			12783
	Peso (kg)	3541x2,27			8027,73
Armadura longitudinal	Comprimento (m)	15x353,84			5307,6
	Peso (kg)	15x222,21			3333,17
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		2x353,84		707,68
	Peso (kg)		2x347,2		694,42
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			1772x2,46	4359,12
	Peso (kg)			1772x3,86	6843,82
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		11x353,84		3892,24
	Peso (kg)		11x347,2		3819,26
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			1772x1,63	2888,36
	Peso (kg)			1772x2,56	4534,73
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		6x353,84		2123,04
	Peso (kg)		6x347,2		2083,24
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	1183x1,07			1265,81
	Peso (kg)	1183x0,67			794,93
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)	3541x1,42			5028,22
	Peso (kg)	3541x0,89			3157,72
Totais	Comprimento (m)	33962,87	6722,96	7247,48	
	Peso (kg)	21328,68	6596,92	11378,55	39304,2
Total com perdas -10,00%	Comprimento (m)	37359,15	7395,25	7972,23	
	Peso (kg)	23461,55	7256,61	12516,41	43234,6

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Betão (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	23461,6	7256,61	12516,4	43234,6	863,17	92,07
Totais	23461,6	7256,61	12516,4	43234,6	863,17	92,07

1.3.5.7 SEÇÃO GG

- NORMA E MATERIAIS

Norma: NBR 6118:2003 (Brasil)

Concreto: C30, em geral

Aço em barras: CA-50-A e CA-60-B

Tipo de ambiente: Tipo II

Cobrimento no intradorso do muro: 3.0 cm

Cobrimento no tardo do muro: 3.0 cm

Cobrimento superior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento inferior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento lateral da fundação: 7.0 cm

Tamanho máximo agregado: 30 mm

- AÇÕES

Aceleração Sísmica. Aceleração de cálculo: 0.08 Percentagem de sobrecarga: 100 %

Empuxo no intradorso: Passivo

Empuxo no tardo: Ativo

- DADOS GERAIS

Cota do Térreo: -0.20 m

Altura do muro sobre a rasante: 0.20 m

Facejamento: Intradorso

Comprimento do muro em planta:

Ombreira esquerda: 163.52 m

Ombreira direita: 163.52 m

Espaçamento entre juntas: 5.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -7.90 m

Percentagem de atrito interno entre o terreno e a face externa do muro: 0 %

Percentagem de atrito interno entre o terreno e o tardo do muro: 0 %

Alívio por drenagem: 75 %

Percentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

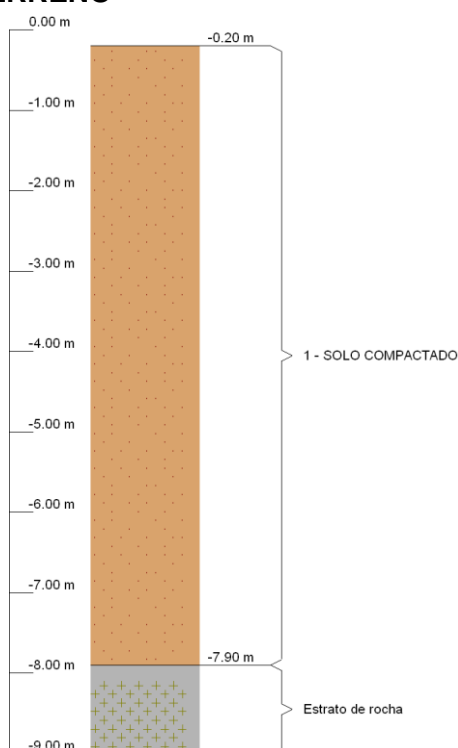
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

Coefficiente de atrito terreno-concreto: 0.60

ESTRATOS

Referências	Cota superior	Descrição	Coefficientes de empuxo
1 - SOLO COMPACTADO	-0.20 m	Densidade aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidade submersa: 1.00 kg/dm ³ Ângulo atrito interno: 30.70 graus Coesão: 0.00 t/m ²	Ativo tardoz: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

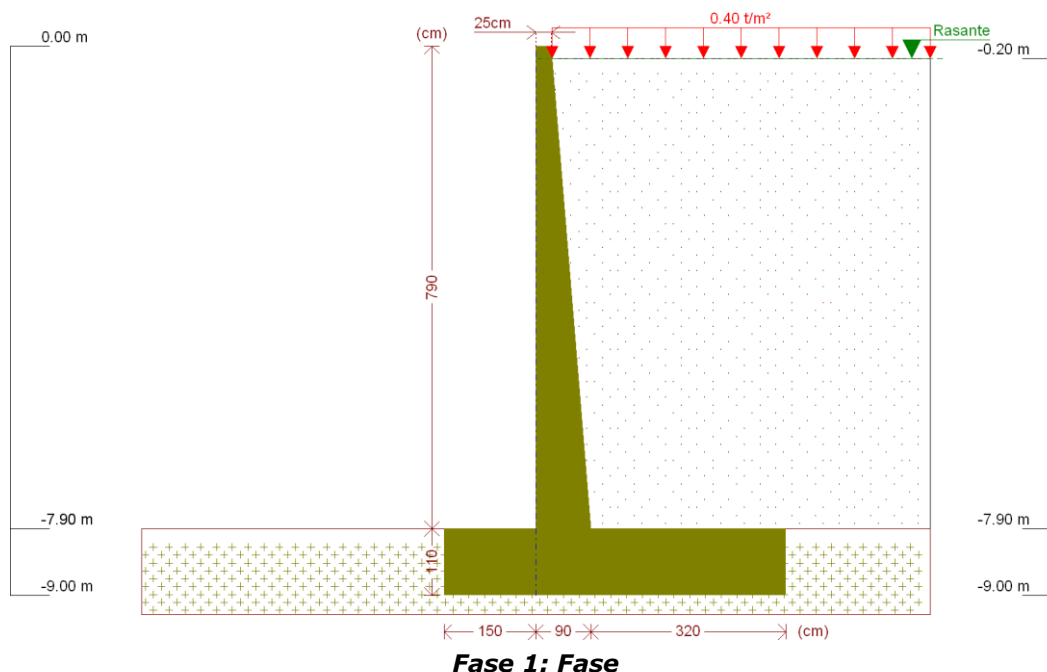
MURO

Altura: 7.90 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 90.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 110 cm
Balanços intradorso / tardoz: 150.0 / 320.0 cm
Concreto magro: 10 cm

- ESQUEMA DAS FASES



- CARGAS

CARGAS NO TARDOZ

Tipo	Cota	Dados	Fase inicial	Fase final
Uniforme	Na superfície	Valor: 0.4 t/m ²	Fase	Fase

- RESULTADOS DAS FASES

Esforços sem majorar.

FASE 1: FASE

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM SOBRECARGAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t-m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.78	0.56	0.23	0.06	0.50	0.14
-1.57	1.30	1.01	0.53	0.99	0.34
-2.36	2.19	2.33	1.85	1.48	0.54
-3.15	3.24	4.20	4.46	1.98	0.74
-3.94	4.46	6.62	8.79	2.47	0.93
-4.73	5.83	9.58	15.26	2.96	1.13
-5.52	7.36	13.08	24.32	3.45	1.33
-6.31	9.06	17.13	36.39	3.94	1.53
-7.10	10.91	21.72	51.91	4.43	1.72
-7.89	12.93	26.86	71.32	4.93	1.92
Máximos	12.95 Cota: -7.90 m	26.92 Cota: -7.90 m	71.59 Cota: -7.90 m	4.93 Cota: -7.90 m	1.93 Cota: -7.90 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t-m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.78	0.56	0.14	0.04	0.36	0.14
-1.57	1.28	0.81	0.40	0.85	0.34
-2.36	2.16	2.03	1.53	1.34	0.54
-3.15	3.21	3.78	3.85	1.83	0.74
-3.94	4.41	6.08	7.80	2.32	0.93
-4.73	5.78	8.93	13.81	2.82	1.13
-5.52	7.30	12.32	22.31	3.31	1.33
-6.31	8.99	16.26	33.74	3.80	1.53
-7.10	10.83	20.74	48.54	4.29	1.72
-7.89	12.84	25.76	67.12	4.78	1.92
Máximos	12.86 Cota: -7.90 m	25.83 Cota: -7.90 m	67.39 Cota: -7.90 m	4.79 Cota: -7.90 m	1.93 Cota: -7.90 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM PERCENTAGEM DE SOBRECARGA E SISMO

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t-m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.78	0.57	0.31	0.08	0.59	0.14
-1.57	1.31	1.25	0.68	1.18	0.34
-2.36	2.22	2.83	2.29	1.76	0.54
-3.15	3.29	5.03	5.41	2.35	0.74
-3.94	4.53	7.86	10.54	2.93	0.93
-4.73	5.94	11.33	18.18	3.52	1.13
-5.52	7.51	15.41	28.84	4.10	1.33
-6.31	9.25	20.13	43.01	4.69	1.53
-7.10	11.16	25.48	61.18	5.27	1.72
-7.89	13.23	31.45	83.87	5.86	1.92
Máximos	13.26 Cota: -7.90 m	31.53 Cota: -7.90 m	84.19 Cota: -7.90 m	5.87 Cota: -7.90 m	1.93 Cota: -7.90 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

- COMBINAÇÕES

HIPÓTESES DE AÇÕES

1 - Peso próprio
2 - Empuxo de terras
3 - Sobrecarga
4 - Sismo

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

Combinação	Hipóteses de Ações			
	1	2	3	4
1	0.90	0.90		
2	1.40	0.90		
3	0.90	1.40		
4	1.40	1.40		
5	0.90	0.90	1.40	
6	1.40	0.90	1.40	
7	0.90	1.40	1.40	
8	1.40	1.40	1.40	
9	0.90	0.90		1.00
10	1.20	0.90		1.00

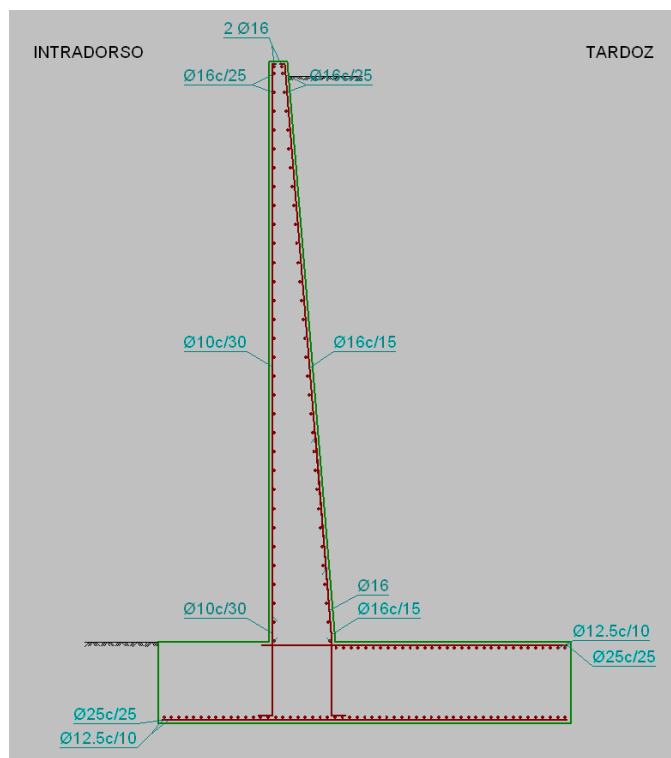
Combinação	Hipóteses de Ações			
	1	2	3	4
11	0.90	1.20		1.00
12	1.20	1.20		1.00
13	0.90	0.90	1.00	1.00
14	1.20	0.90	1.00	1.00
15	0.90	1.20	1.00	1.00
16	1.20	1.20	1.00	1.00

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Combinação	Hipóteses de Ações		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

- DESCRIÇÃO DA ARMADURA

COROAMENTO				
Armadura superior: 2 Ø16				
Ancoragem intradorso / tardez: 16 / 15 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradorso		Tardez	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Emendas: 0.35 m	Ø16c/25	Ø16c/15 Emendas: 1 m Reforço 1: Ø16 h=2.8 m	Ø16c/25
SAPATA				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø12.5c/10	Ø25c/25 Comprimento de ancoragem em prolongamento reto: 100 cm		
Inferior	Ø12.5c/10	Ø25c/25		
Comprimento de dobra no arranque: 30 cm				



- VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Muro: INHUCU MURO GG_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL GG)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 170.5 t/m Calculado: 37.69 t/m	Passa
Espessura mínima do tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 25 cm	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras horizontais: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 18.3.2.2 (pag.102).</i>	Mínimo: 3.6 cm	
- Tardo:	Calculado: 23.4 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 23.4 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i>	Máximo: 30 cm	
- Tardo:	Calculado: 25 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 25 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0008	
- Tardo (-7.90 m):	Calculado: 0.00088	Passa
- Intradorso (-7.90 m):	Calculado: 0.00088	Passa
Quantidade mínima mecânica horizontal por face: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Quant. horizontal > 20% Quant. vertical)</i>	Calculado: 0.00088	
- Tardo:	Mínimo: 0.00059	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 5e-005	Passa

Referência: Muro: INHUCU MURO GG_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL GG)		
Verificação	Valores	Estado
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Tardoz (-7.90 m):	Calculado: 0.00296	Passa
- Tardoz (-5.10 m):	Calculado: 0.00199	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 0.00197	
- Tardoz (-7.90 m):	Calculado: 0.00296	Passa
- Tardoz (-5.10 m):	Calculado: 0.00199	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
- Intradorso (-7.90 m):	Calculado: 0.00029	Passa
- Intradorso (-5.10 m):	Calculado: 0.00039	Passa
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>		
- Intradorso (-7.90 m):	Mínimo: 2e-005 Calculado: 0.00029	Passa
- Intradorso (-5.10 m):	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00039	Passa
Quantidade máxima geométrica de armadura vertical total: <i>EC-2, art. 5.4.7.2</i>	Máximo: 0.04	
- (0.00 m):	Calculado: 0.0064	Passa
- (-5.10 m):	Calculado: 0.00438	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras verticais: <i>Artigo 18.3.2.2 da norma NBR 6118:2003</i>	Mínimo: 2 cm	
- Tardoz:	Calculado: 5.1 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 28 cm	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.2.3</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Tardoz:	Calculado: 15 cm	Passa
- Armadura vertical Intradorso:	Calculado: 30 cm	Passa
Verificação à flexão composta: <i>Verificação realizada por unidade de comprimento de muro</i>		Passa
Verificação ao cortante: <i>Capítulo 19.4 (NBR 6118:2003)</i>	Máximo: 40.69 t/m Calculado: 30.4 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.4 mm Calculado: 0.267 mm	Passa
Comprimento de trespassse: <i>Artigo 9.5 da norma NBR 6118:2003</i>		
- Base tardoz:	Mínimo: 0.96 m Calculado: 1 m	Passa
- Base intradorso:	Mínimo: 0.33 m Calculado: 0.35 m	Passa

Referência: Muro: INHUCU MURO GG_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL GG)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação da ancoragem da armadura base no coroamento: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.</i> - Tardoz: - Intradorso:	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 16 cm	Passa Passa
Área mínima longitudinal face superior viga de coroamento: <i>J.Calavera (Muros de contención y muros de sótano)</i>	Mínimo: 4 cm ² Calculado: 4 cm ²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional: - Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Tardoz: -7.90 m - Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -7.90 m - Seção crítica à flexão composta: Cota: -6.00 m, Md: 43.39 t·m/m, Nd: 8.00 t/m, Vd: 21.66 t/m, Tensão máxima do aço: 4.432 t/cm ² - Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -7.10 m - Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -7.90 m, M: 69.91 t·m/m, N: 12.92 t/m		

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO GG_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL GG)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i> - Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações fundamentais): - Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações acidentais sísmicas): - Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações fundamentais): - Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações acidentais sísmicas):	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.41 Mínimo: 1.2 Calculado: 2.06 Mínimo: 1.5 Calculado: 1.5 Mínimo: 1.2 Calculado: 1.3	Passa Passa Passa Passa
Altura mínima: - Sapata: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 110 cm	Passa
Tensões sobre o terreno: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i> - Tensão média (Combinações fundamentais): - Tensão máxima (Combinações fundamentais): - Tensão média (Combinações acidentais sísmicas): - Tensão máxima (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 1.299 kgf/cm ² Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 2.449 kgf/cm ² Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 1.304 kgf/cm ² Máximo: 3 kgf/cm ² Calculado: 2.812 kgf/cm ²	Passa Passa Passa Passa

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO GG_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL GG)		
Verificação	Valores	Estado
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i> - Armadura superior tardez: - Armadura inferior tardez: - Armadura inferior intradorso:	Calculado: 20 cm ² /m Mínimo: 18.88 cm ² /m Mínimo: 0 cm ² /m Mínimo: 8.07 cm ² /m	Passa Passa Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i> - Tardez (Combinações fundamentais): - Tardez (Combinações acidentais sísmicas): - Intradorso (Combinações fundamentais): - Intradorso (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 49.45 t/m Calculado: 33.02 t/m Calculado: 32.3 t/m Calculado: 13.11 t/m Calculado: 12.62 t/m	Passa Passa Passa Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 9.4 (pag.27).</i> - Arranque tardez: - Arranque intradorso: - Armadura inferior tardez (Dobra): - Armadura inferior intradorso (Dobra): - Armadura superior tardez (Dobra): - Armadura superior intradorso:	Mínimo: 36 cm Calculado: 101 cm Mínimo: 10 cm Calculado: 101 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 78 cm Calculado: 100 cm	Passa Passa Passa Passa Passa Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i> - Inferior: - Lateral: - Superior:	Mínimo: 3 cm Calculado: 5 cm Calculado: 7 cm Calculado: 5 cm	Passa Passa Passa
Diâmetro mínimo: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i> - Armadura transversal inferior: - Armadura longitudinal inferior: - Armadura transversal superior: - Armadura longitudinal superior:	Mínimo: Ø10 Calculado: Ø25 Calculado: Ø12.5 Calculado: Ø25 Calculado: Ø12.5	Passa Passa Passa Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i> - Armadura transversal inferior: - Armadura transversal superior:	Máximo: 30 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	Passa Passa

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO GG_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL GG)		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 10 cm	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 10 cm	Passa
Espaçamento mínimo entre barras: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 10 cm Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 10 cm	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 10 cm	Passa
Quantidade geométrica mínima: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>		
- Armadura longitudinal inferior:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.00113	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00113	Passa
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00181	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00181	Passa
Quantidade mecânica mínima: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 17.3.5.2 (pag.90).</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 0.00172 Calculado: 0.00181	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00181	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do tardez: 84.33 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 36.50 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): INHUCU MURO GG_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL GG)		
Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Combinações sem sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.33 m ; 17.25 m) - Raio: 24.67 m:	Mínimo: 1.5 Calculado: 9.501	Passa
- Combinações com sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.33 m ; 19.71 m) - Raio: 27.13 m:	Mínimo: 1.2 Calculado: 7.289	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Fase: Combinações sem sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 313.187 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.		

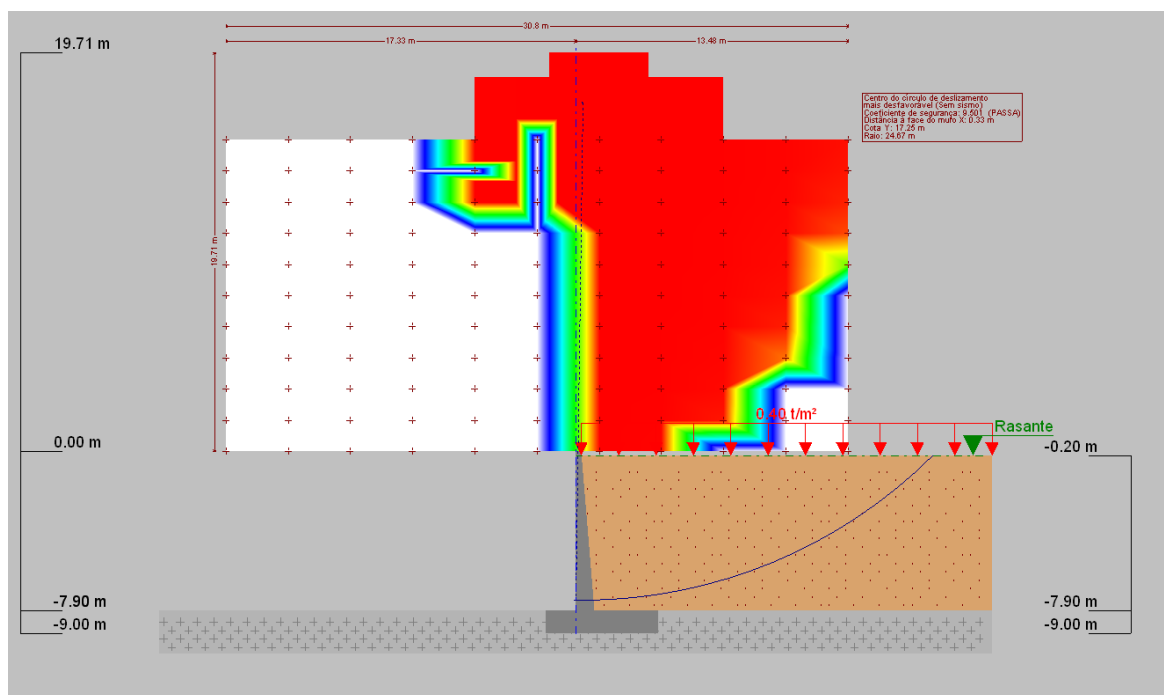
Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): INHUCU MURO GG_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL GG)

Verificação

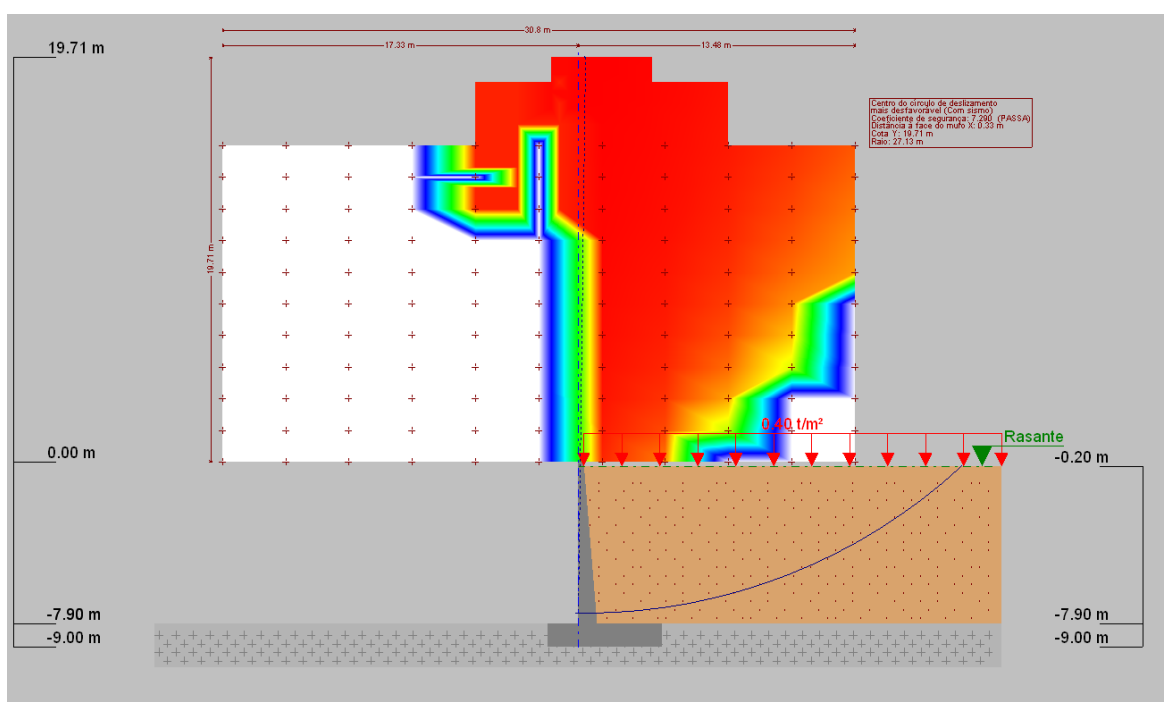
Valores

Estado

- Fase: Combinações com sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 313.202 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.



Calculo da estabilidade sem sismos – seção GG



Calculo da estabilidade com sismos – seção GG

- QUANTITATIVOS

- Ombreira esquerda

Referência: Muro		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø25	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	546x8.01				4373.46
	Peso (kg)	546x5.03				2746.53
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			33x163.38		5391.54
	Peso (kg)			33x256.51		8464.72
Armadura base transversal	Comprimento (m)			1090x8.02		8741.80
	Peso (kg)			1090x12.59		13724.63
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			33x163.38		5391.54
	Peso (kg)			33x256.51		8464.72
Armadura viga coroaento	Comprimento (m)			2x163.38		326.76
	Peso (kg)			2x256.51		513.01
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)				655x5.46	3576.30
	Peso (kg)				655x21.43	14036.98
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		56x163.38			9149.28
	Peso (kg)		56x160.32			8977.73
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)				655x4.12	2698.60
	Peso (kg)				655x16.17	10592.01
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		33x163.38			5391.54
	Peso (kg)		33x160.32			5290.45
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	546x1.66				906.36
	Peso (kg)	546x1.04				569.19
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			1090x2.30		2507.00
	Peso (kg)			1090x3.61		3935.99
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			1089x4.10		4464.90
	Peso (kg)			1089x6.44		7009.89
Totais	Comprimento (m)	5279.82	14540.82	26823.54	6274.90	
	Peso (kg)	3315.72	14268.18	42112.96	24628.99	84325.85
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	5807.80	15994.90	29505.89	6902.39	
	Peso (kg)	3647.29	15695.00	46324.26	27091.89	92758.44

Resumo de medição (incluídas perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)					Concreto (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø25	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	3647.29	15695.00	46324.26	27091.89	92758.44	1750.07	91.57
Totais	3647.29	15695.00	46324.26	27091.89	92758.44	1750.07	91.57

- Ombreira direita

Referência: Muro		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø25	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	546x8.01				4373.46
	Peso (kg)	546x5.03				2746.53
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			33x163.38		5391.54
	Peso (kg)			33x256.51		8464.72
Armadura base transversal	Comprimento (m)			1090x8.02		8741.80
	Peso (kg)			1090x12.59		13724.63

Referência: Muro		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø25	
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			33x163.38		5391.54
	Peso (kg)			33x256.51		8464.72
Armadura viga coroaamento	Comprimento (m)			2x163.38		326.76
	Peso (kg)			2x256.51		513.01
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)				655x5.46	3576.30
	Peso (kg)				655x21.43	14036.98
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		56x163.38			9149.28
	Peso (kg)		56x160.32			8977.73
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)				655x4.12	2698.60
	Peso (kg)				655x16.17	10592.01
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		33x163.38			5391.54
	Peso (kg)		33x160.32			5290.45
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	546x1.66				906.36
	Peso (kg)	546x1.04				569.19
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			1090x2.30		2507.00
	Peso (kg)			1090x3.61		3935.99
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			1089x4.10		4464.90
	Peso (kg)			1089x6.44		7009.89
Totais	Comprimento (m)	5279.82	14540.82	26823.54	6274.90	
	Peso (kg)	3315.72	14268.18	42112.96	24628.99	84325.85
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	5807.80	15994.90	29505.89	6902.39	
	Peso (kg)	3647.29	15695.00	46324.26	27091.89	92758.44

Resumo de medição (incluídas perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)					Concreto (m ³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø25	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	3647.29	15695.00	46324.26	27091.89	92758.44	1750.07	91.57
Totais	3647.29	15695.00	46324.26	27091.89	92758.44	1750.07	91.57

1.3.5.8 SEÇÃO HH

- NORMA E MATERIAIS

Norma: NBR 6118:2003 (Brasil)

Concreto: C30, em geral

Aço em barras: CA-50-A e CA-60-B

Tipo de ambiente: Tipo II

Cobrimento no intradorso do muro: 3.0 cm

Cobrimento no tardo do muro: 3.0 cm

Cobrimento superior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento inferior da fundação: 5.0 cm

Cobrimento lateral da fundação: 7.0 cm

Tamanho máximo agregado: 30 mm

- AÇÕES

Aceleração Sísmica. Aceleração de cálculo: 0.08 Percentagem de sobrecarga: 100 %

Empuxo no intradorso: Passivo

Empuxo no tardo: Ativo

- DADOS GERAIS

Cota do Térreo: -0.20 m

Altura do muro sobre a rasante: 0.20 m

Facejamento: Intradorso

Comprimento do muro em planta:

Ombreira esquerda: 83.81 m

Ombreira direita: 83.81 m

Espaçamento entre juntas: 5.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -5.90 m

Percentagem de atrito interno entre o terreno e a face externa do muro: 0 %

Percentagem de atrito interno entre o terreno e o tardo do muro: 0 %

Alívio por drenagem: 75 %

Percentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

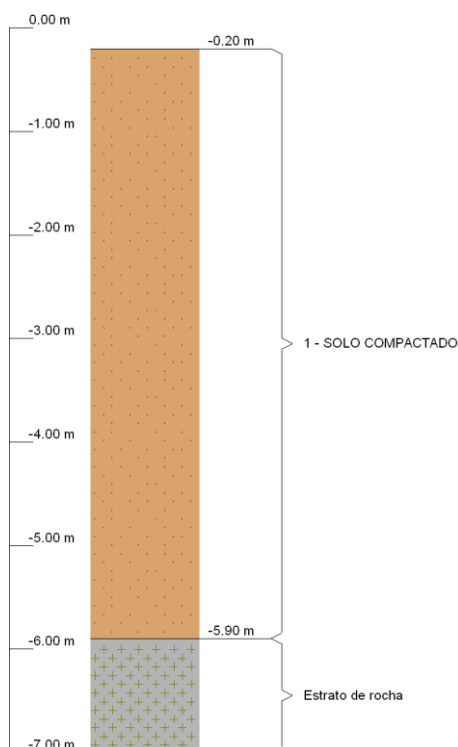
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

Coeficiente de atrito terreno-concreto: 0.60

ESTRATOS

Referências	Cota superior	Descrição	Coefficientes de empuxo
1 - SOLO COMPACTADO	-0.20 m	Densidade aparente: 2.00 kg/dm ³ Densidade submersa: 1.00 kg/dm ³ Ângulo atrito interno: 30.70 graus Coesão: 0.00 t/m ²	Ativo tardoz: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

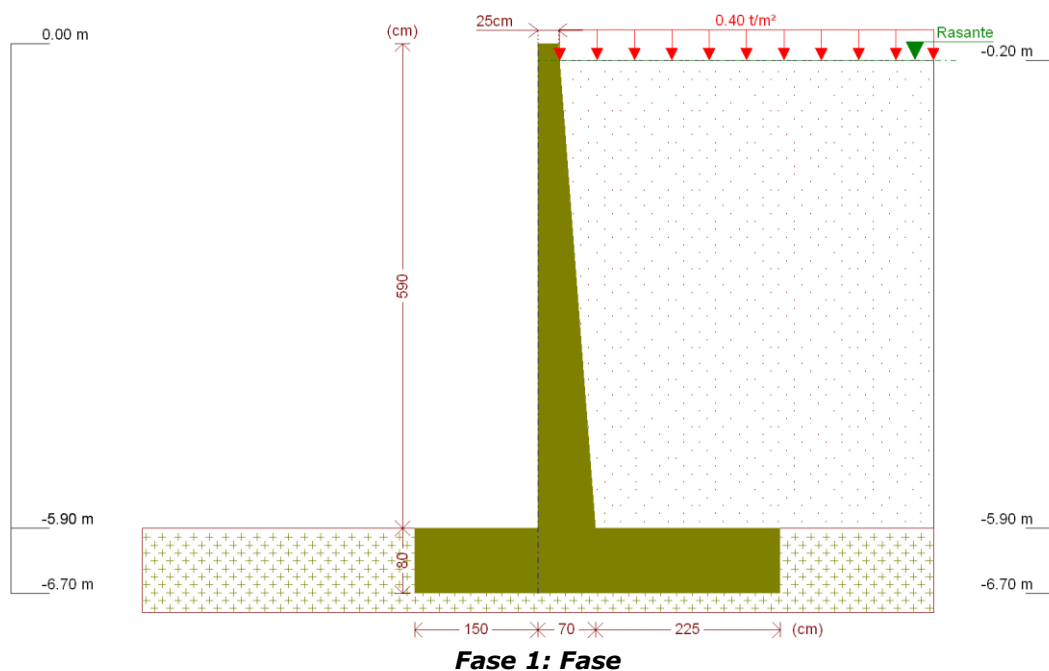
MURO

Altura: 5.90 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 70.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 80 cm
Balanços intradorso / tardoz: 150.0 / 225.0 cm
Concreto magro: 10 cm

- ESQUEMA DAS FASES



- CARGAS

CARGAS NO TARDOZ

Tipo	Cota	Dados	Fase inicial	Fase final
Uniforme	Na superfície	Valor: 0.4 t/m ²	Fase	Fase

- RESULTADOS DAS FASES

Esforços sem majorar.

FASE 1: FASE

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM SOBRECARGAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t-m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.58	0.40	0.11	0.02	0.37	0.09
-1.17	0.89	0.54	0.21	0.74	0.24
-1.76	1.47	1.27	0.75	1.10	0.39
-2.35	2.12	2.30	1.82	1.47	0.54
-2.94	2.86	3.64	3.59	1.83	0.68
-3.53	3.69	5.27	6.26	2.20	0.83
-4.12	4.59	7.21	9.99	2.56	0.98
-4.71	5.58	9.45	14.96	2.93	1.13
-5.30	6.65	11.99	21.37	3.29	1.27
-5.89	7.81	14.84	29.38	3.66	1.42
Máximos	7.83 Cota: -5.90 m	14.89 Cota: -5.90 m	29.53 Cota: -5.90 m	3.67 Cota: -5.90 m	1.43 Cota: -5.90 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t-m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.58	0.40	0.06	0.01	0.23	0.09
-1.17	0.88	0.40	0.15	0.60	0.24
-1.76	1.45	1.05	0.58	0.96	0.39
-2.35	2.10	2.00	1.49	1.33	0.54
-2.94	2.84	3.25	3.07	1.69	0.68
-3.53	3.65	4.80	5.48	2.06	0.83
-4.12	4.55	6.65	8.91	2.42	0.98
-4.71	5.53	8.81	13.53	2.79	1.13
-5.30	6.60	11.27	19.54	3.15	1.27
-5.89	7.75	14.03	27.10	3.52	1.42
Máximos	7.77 Cota: -5.90 m	14.08 Cota: -5.90 m	27.24 Cota: -5.90 m	3.52 Cota: -5.90 m	1.43 Cota: -5.90 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM PERCENTAGEM DE SOBRECARGA E SISMO

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (t/m)	Diagrama de esforços cortantes (t/m)	Diagrama de momentos fletores (t-m/m)	Diagrama de empuxos (t/m ²)	Pressão hidrostática (t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.58	0.40	0.16	0.03	0.44	0.09
-1.17	0.90	0.69	0.28	0.88	0.24
-1.76	1.48	1.57	0.94	1.31	0.39
-2.35	2.15	2.79	2.24	1.75	0.54
-2.94	2.90	4.36	4.37	2.18	0.68
-3.53	3.74	6.28	7.54	2.62	0.83
-4.12	4.67	8.55	11.96	3.05	0.98
-4.71	5.68	11.17	17.83	3.48	1.13
-5.30	6.78	14.14	25.37	3.92	1.27
-5.89	7.96	17.45	34.77	4.35	1.42
Máximos	7.98 Cota: -5.90 m	17.51 Cota: -5.90 m	34.95 Cota: -5.90 m	4.36 Cota: -5.90 m	1.43 Cota: -5.90 m
Mínimos	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

- COMBINAÇÕES

HIPÓTESES DE AÇÕES

1 - Peso próprio
2 - Empuxo de terras
3 - Sobrecarga
4 - Sismo

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

Combinação	Hipóteses de Ações			
	1	2	3	4
1	0.90	0.90		
2	1.40	0.90		
3	0.90	1.40		
4	1.40	1.40		
5	0.90	0.90	1.40	
6	1.40	0.90	1.40	
7	0.90	1.40	1.40	
8	1.40	1.40	1.40	
9	0.90	0.90		1.00

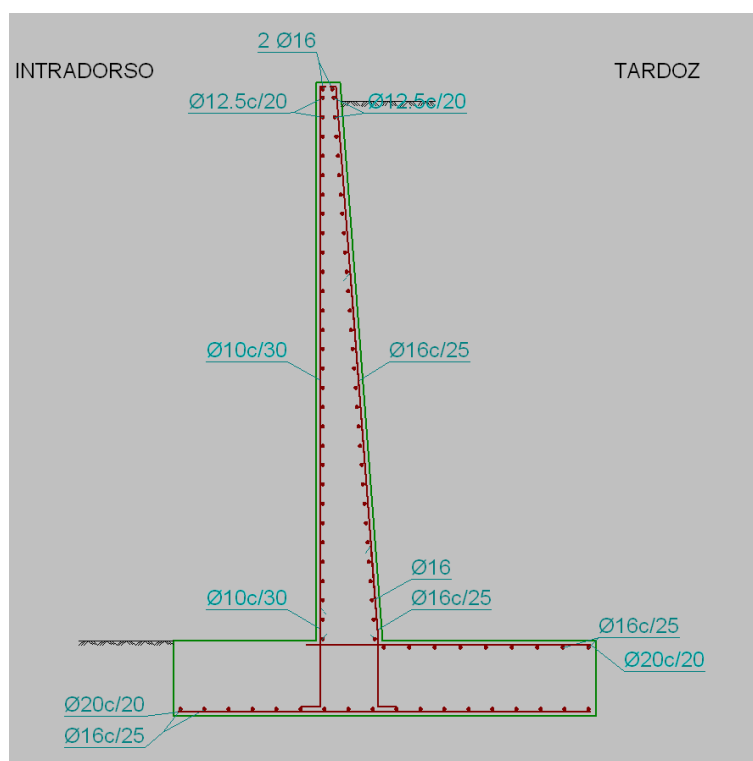
Combinação	Hipóteses de Ações			
	1	2	3	4
10	1.20	0.90		1.00
11	0.90	1.20		1.00
12	1.20	1.20		1.00
13	0.90	0.90	1.00	1.00
14	1.20	0.90	1.00	1.00
15	0.90	1.20	1.00	1.00
16	1.20	1.20	1.00	1.00

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Combinação	Hipóteses de Ações		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

- DESCRIÇÃO DA ARMADURA

COROAMENTO				
Armadura superior: 2 Ø16				
Ancoragem intradorso / tardez: 16 / 15 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradorso		Tardez	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Emendas: 0.35 m	Ø12.5c/20	Ø16c/25 Emendas: 1 m Reforço 1: Ø16 h=3.9 m	Ø12.5c/20
SAPATA				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø16c/25	Ø20c/20 Comprimento de ancoragem em prolongamento reto: 80 cm		
Inferior	Ø16c/25	Ø20c/20		
Comprimento de dobra no arranque: 30 cm				



- VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Muro: INHUCU MURO HH_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL HH)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 111.07 t/m Calculado: 20.84 t/m	Passa
Espessura mínima do tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 25 cm	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras horizontais: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 18.3.2.2 (pag.102).</i>	Mínimo: 3.6 cm	
- Tardoz:	Calculado: 18.7 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 18.7 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i>	Máximo: 30 cm	
- Tardoz:	Calculado: 20 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 20 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0008	
- Tardoz (-5.90 m):	Calculado: 0.00089	Passa
- Intradorso (-5.90 m):	Calculado: 0.00089	Passa

Referência: Muro: INHUCU MURO HH_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL HH)		
Verificação	Valores	Estado
Quantidade mínima mecânica horizontal por face: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Quant. horizontal > 20% Quant. vertical)</i>	Calculado: 0.00089	
- Tardoz:	Mínimo: 0.00045	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 7e-005	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Tardoz (-5.90 m):	Calculado: 0.00228	Passa
- Tardoz (-2.00 m):	Calculado: 0.00198	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 0.00197	
- Tardoz (-5.90 m):	Calculado: 0.00228	Passa
- Tardoz (-2.00 m):	Calculado: 0.00198	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
- Intradorso (-5.90 m):	Calculado: 0.00038	Passa
- Intradorso (-2.00 m):	Calculado: 0.00066	Passa
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>		
- Intradorso (-5.90 m):	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00038	Passa
- Intradorso (-2.00 m):	Mínimo: 0 Calculado: 0.00066	Passa
Quantidade máxima geométrica de armadura vertical total: <i>EC-2, art. 5.4.7.2</i>	Máximo: 0.04	
- (0.00 m):	Calculado: 0.00426	Passa
- (-2.00 m):	Calculado: 0.00463	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras verticais: <i>Artigo 18.3.2.2 da norma NBR 6118:2003</i>	Mínimo: 2 cm	
- Tardoz:	Calculado: 10.1 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 28 cm	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.2.3</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Tardoz:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura vertical Intradorso:	Calculado: 30 cm	Passa
Verificação à flexão composta: <i>Verificação realizada por unidade de comprimento de muro</i>		Passa
Verificação ao cortante: <i>Capítulo 19.4 (NBR 6118:2003)</i>	Máximo: 30.49 t/m Calculado: 16.69 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.4 mm Calculado: 0.295 mm	Passa

Referência: Muro: INHUCU MURO HH_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL HH)		
Verificação	Valores	Estado
Comprimento de trespassse: <i>Artigo 9.5 da norma NBR 6118:2003</i> - Base tardoz: - Base intradorso:	Mínimo: 0.96 m Calculado: 1 m Mínimo: 0.33 m Calculado: 0.35 m	Passa Passa
Verificação da ancoragem da armadura base no coroamento: <i>Critério J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano.</i> - Tardoz: - Intradorso:	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 16 cm	Passa Passa
Área mínima longitudinal face superior viga de coroamento: <i>J.Calavera (Muros de contención y muros de sótano)</i>	Mínimo: 4 cm ² Calculado: 4 cm ²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Tardoz: -5.90 m - Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -5.90 m - Seção crítica à flexão composta: Cota: -5.90 m, Md: 41.01 t·m/m, Nd: 7.46 t/m, Vd: 20.84 t/m, Tensão máxima do aço: 3.956 t/cm ² - Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -5.29 m - Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -5.90 m, M: 28.61 t·m/m, N: 7.80 t/m		

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO HH_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL HH)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i> - Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações fundamentais): - Coeficiente de segurança ao reviramento (Combinações acidentais sísmicas): - Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações fundamentais): - Coeficiente de segurança ao deslizamento (Combinações acidentais sísmicas):	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.69 Mínimo: 1.2 Calculado: 2.28 Mínimo: 1.5 Calculado: 1.5 Mínimo: 1.2 Calculado: 1.29	Passa Passa Passa Passa
Altura mínima: - Sapata: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 80 cm	Passa
Tensões sobre o terreno: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i> - Tensão média (Combinações fundamentais):	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.9 kgf/cm ²	Passa

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO HH_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL HH)		
Verificação	Valores	Estado
- Tensão máxima (Combinações fundamentais):	Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 1.48 kgf/cm ²	Passa
- Tensão média (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.904 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima (Combinações acidentais sísmicas):	Máximo: 3 kgf/cm ² Calculado: 1.713 kgf/cm ²	Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i>	Calculado: 15.75 cm ² /m	
- Armadura superior tardoz:	Mínimo: 9.08 cm ² /m	Passa
- Armadura inferior tardoz:	Mínimo: 0 cm ² /m	Passa
- Armadura inferior intradorso:	Mínimo: 6.42 cm ² /m	Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i>	Máximo: 35.54 t/m	
- Tardoz (Combinações fundamentais):	Calculado: 15.83 t/m	Passa
- Tardoz (Combinações acidentais sísmicas):	Calculado: 15.45 t/m	Passa
- Intradorso (Combinações fundamentais):	Calculado: 12.42 t/m	Passa
- Intradorso (Combinações acidentais sísmicas):	Calculado: 11.99 t/m	Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 9.4 (pag.27).</i>		
- Arranque tardoz:	Mínimo: 33 cm Calculado: 71 cm	Passa
- Arranque intradorso:	Mínimo: 10 cm Calculado: 71 cm	Passa
- Armadura inferior tardoz (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura inferior intradorso (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura superior tardoz (Dobra):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa
- Armadura superior intradorso:	Mínimo: 38 cm Calculado: 80 cm	Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i>		
- Inferior:	Mínimo: 3 cm Calculado: 5 cm	Passa
- Lateral:	Calculado: 7 cm	Passa
- Superior:	Calculado: 5 cm	Passa
Diâmetro mínimo: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: Ø10 Calculado: Ø20	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø16	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø20	Passa

Referência: Sapata corrida: INHUCU MURO HH_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL HH)		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø16	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Passa
Espaçamento mínimo entre barras: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.16 (pag.129).</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Passa
Quantidade geométrica mínima: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00196	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00196	Passa
Quantidade mecânica mínima: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 17.3.5.2 (pag.90).</i>	Mínimo: 0.00172	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00196	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00196	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do tardo: 28.95 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 20.58 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): INHUCU MURO HH_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL HH)		
Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>		
- Combinações sem sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.25 m ; 14.59 m) - Raio: 20.02 m:	Mínimo: 1.5 Calculado: 12.647	Passa

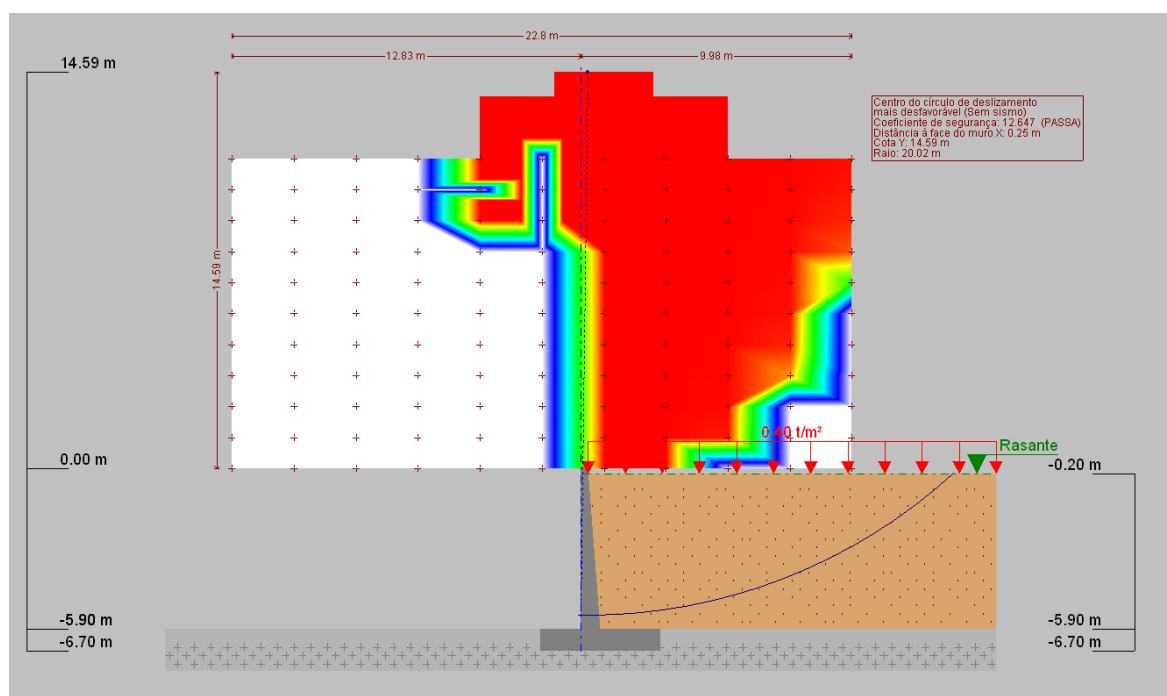
Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): INHUCU MURO HH_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL HH)

Verificação	Valores	Estado
- Combinações com sismo. Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.25 m ; 14.59 m) - Raio: 20.02 m:	Mínimo: 1.2 Calculado: 9.702	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

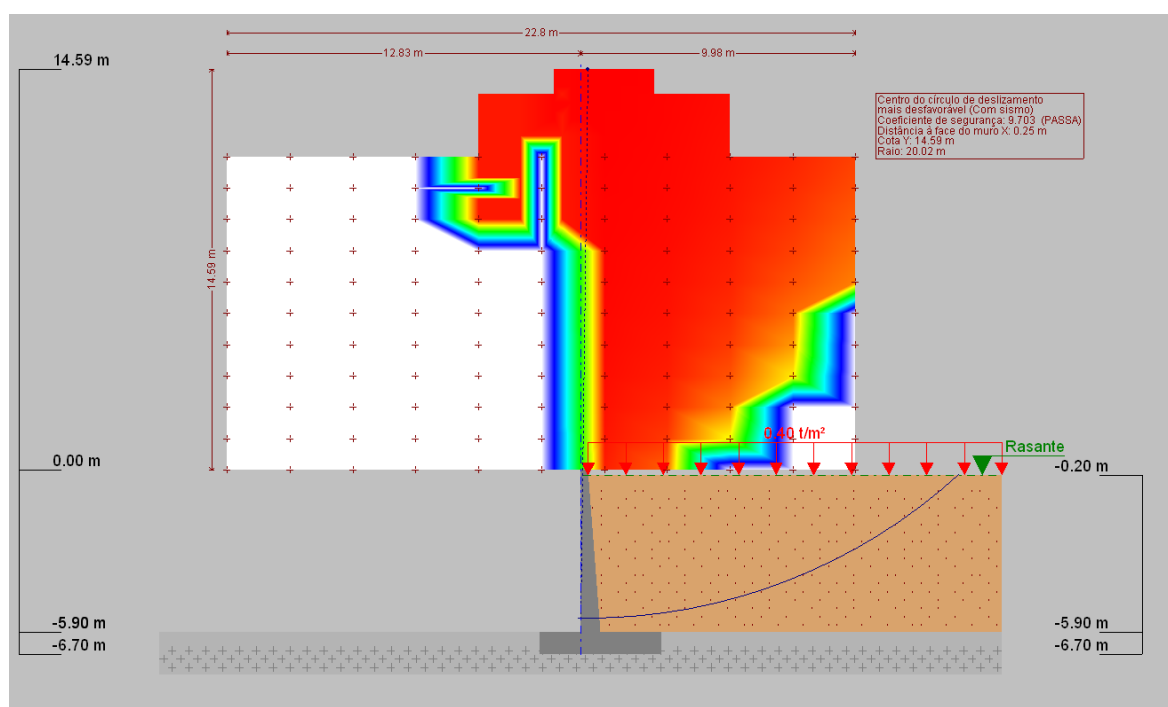
Informação adicional:

- Fase: Combinações sem sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 241.657 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.

- Fase: Combinações com sismo - Devido ao fato do círculo de deslizamento desfavorável passar pelo elemento de contenção, este deverá resistir a um esforço de corte de, pelo menos, 241.657 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.



Calculo da estabilidade sem sismos – seção HH



Calculo da estabilidade com sismos - seção HH

- QUANTITATIVOS

- Ombreira direita

Referência: Muro		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	280x6.01				1682.80
	Peso (kg)	280x3.77				1056.80
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		31x83.67			2593.77
	Peso (kg)		31x82.10			2545.14
Armadura base transversal	Comprimento (m)			336x6.01		2019.36
	Peso (kg)			336x9.44		3170.40
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		31x83.67			2593.77
	Peso (kg)		31x82.10			2545.14
Armadura viga coroaamento	Comprimento (m)			2x83.67		167.34
	Peso (kg)			2x131.36		262.72
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)				420x4.31	1810.20
	Peso (kg)				420x10.66	4476.17
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			19x83.67		1589.73
	Peso (kg)			19x131.36		2495.88
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)				420x2.98	1251.60
	Peso (kg)				420x7.37	3094.89
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)			10x83.67		836.70
	Peso (kg)			10x131.36		1313.62
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	280x1.36				380.80
	Peso (kg)	280x0.85				239.14
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			336x2.00		672.00
	Peso (kg)			336x3.14		1055.04
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			335x4.90		1641.50
	Peso (kg)			335x7.69		2577.15

Referência: Muro		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	
Totais	Comprimento (m)	2063.60	5187.54	6926.63	3061.80	24832.09
	Peso (kg)	1295.94	5090.28	10874.81	7571.06	
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	2269.96	5706.29	7619.29	3367.98	27315.30
	Peso (kg)	1425.53	5599.31	11962.29	8328.17	

Resumo de medição (incluem-se perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)					Betão (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	1425.53	5599.31	11962.29	8328.17	27315.30	533.24	37.30
Totais	1425.53	5599.31	11962.29	8328.17	27315.30	533.24	37.30

- Ombreira esquerda

Referência: Muro		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	280x6.01				1682.80
	Peso (kg)	280x3.77				1056.80
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		31x83.67			2593.77
	Peso (kg)		31x82.10			2545.14
Armadura base transversal	Comprimento (m)			336x6.01		2019.36
	Peso (kg)			336x9.44		3170.40
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		31x83.67			2593.77
	Peso (kg)		31x82.10			2545.14
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)			2x83.67		167.34
	Peso (kg)			2x131.36		262.72
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)				420x4.31	1810.20
	Peso (kg)				420x10.66	4476.17
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			19x83.67		1589.73
	Peso (kg)			19x131.36		2495.88
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)				420x2.98	1251.60
	Peso (kg)				420x7.37	3094.89
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)			10x83.67		836.70
	Peso (kg)			10x131.36		1313.62
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	280x1.36				380.80
	Peso (kg)	280x0.85				239.14
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			336x2.00		672.00
	Peso (kg)			336x3.14		1055.04
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			335x4.90		1641.50
	Peso (kg)			335x7.69		2577.15
Totais	Comprimento (m)	2063.60	5187.54	6926.63	3061.80	24832.09
	Peso (kg)	1295.94	5090.28	10874.81	7571.06	
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	2269.96	5706.29	7619.29	3367.98	27315.30
	Peso (kg)	1425.53	5599.31	11962.29	8328.17	

Resumo de medição (incluem-se perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)					Betão (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	1425.53	5599.31	11962.29	8328.17	27315.30	533.24	37.30
Totais	1425.53	5599.31	11962.29	8328.17	27315.30	533.24	37.30

1.4 DIMENSIONAMENTO DA LAJE

1.4.1 Norma e materiais

Para o dimensionamento estrutural da laje, foi adotado basicamente a NBR 6118:2007 (Brasil).

As estruturas foram dimensionadas para um concreto com a resistência a compressão de 30 Mpa (Fck mínimo que é recomendado para estruturas hidráulicas de grande porte).

Quanto a agressividade do ambiente, considerou-se como Classe II (Agressividade Ambiental – NBR6118/2003), tendo como seguintes combrimentos mínimos:

1.4.2 Ações

As ações referem-se aos esforços atuantes nas lajes durante a vida útil, sendo basicamente ocasionados durante a operação do sangradouro. Nesta situação, ocorrem esforços hidrodinâmicos do escoamento durante o período de sangria e esforços de sub-pressão sob as lajes devido a percolação pelo maciço de fundação.

A seguir será detalhado os esforços atuantes.

- Esforços hidrostáticos.

Os esforços hidrostáticos são gerados pela pressão do peso de coluna d'água sobre as lajes. As pressões hidrostáticas foram determinadas com base nos estudos hidráulicos do vertedouro presentes no Volume 2 – Projeto Executivo - Tomo 3 – Memoria de calculo.

Todos os esforços foram com base na cheia decamilenar, calculados pela seguinte expressão:

$$P = \rho g h$$

Onde:

P = Pressão (KPa)

ρ = densidade da água (kg/m³)

h = Profundidade da lamina d'água (m)

Para cada trecho de laje, adotou-se um esforço uniformemente distribuído com base no maior esforço calculado.

- Esforços de subpressão.

A sub-pressão é o resultado da percolação da água. Ela atua no sentido inverso da gravidade e tem sua distribuição de esforços “geralmente” de maneira trapezoidal na base da estrutura, onde o lado de montante tem um valor igual à altura da coluna de água da face de paramento de montante e o lado de jusante tem um valor igual à altura de água na face de paramento de jusante. A Figura a seguir apresenta um exemplo do diagrama de sub -pressão numa barragem de concreto.

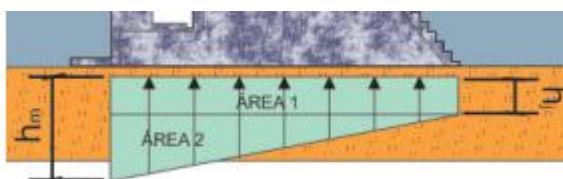


Figura 1.1 - Exemplo de uma barragem de concreto

Onde:

h_m – Altura de água a montante

h_j – Altura de água a jusante

h_s – Altura de água no local da drenagem

O metodo grafico relatado é um dos varios metodos atualmente para a determinação destes esforços, contudo, devido à complexibilidade de geometria do problema a ser analisado, optou-se pela utilização do Método dos Elementos Finitos

O software utilizado foi o Phase² (Vers. 7,014) – Rocscience inc. (2010).

Adotando simplificações, o material de fundação foi considerado homogêneo, contínuo e isotrópico.

O coeficiente de permeabilidade adotado foi com base nos ensaios de perda d'água, sendo um valor médio de 1×10^{-6} m/s.

A seguir tem-se o resultado numérico obtido, apresentado os contornos de equipotenciais, e em seguida a distribuição dos esforços de subpressão.

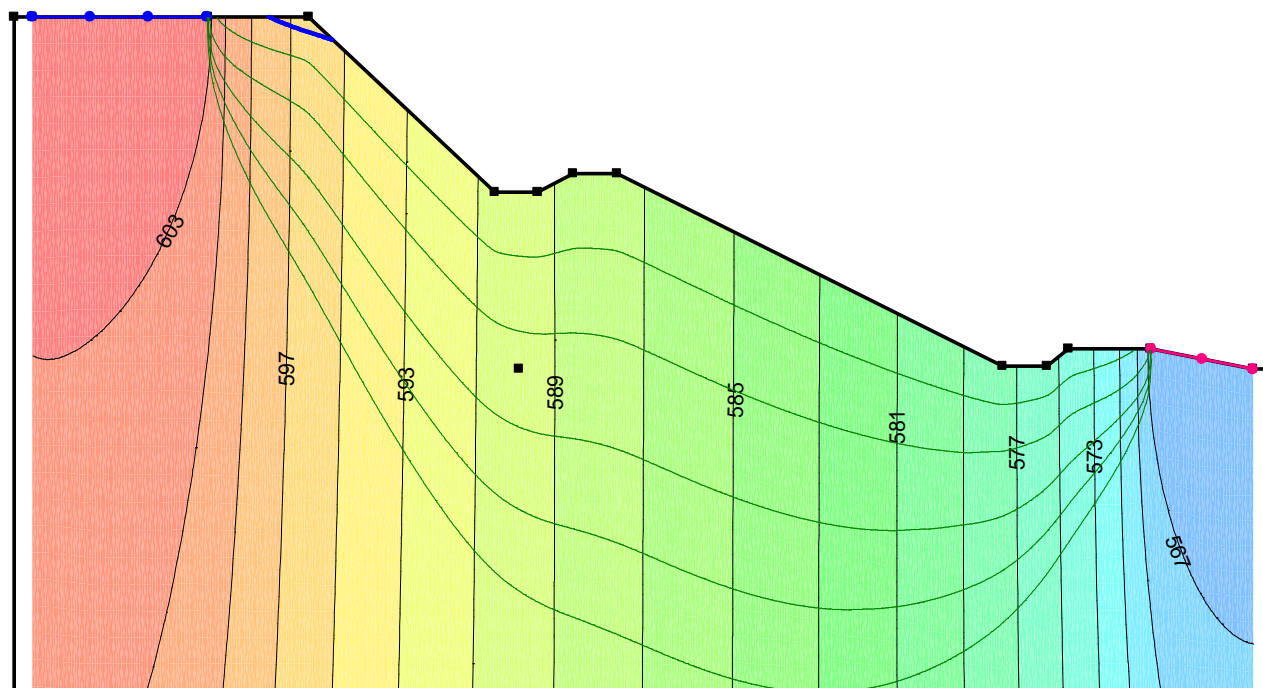


Figura 1.2 - distribuição das perdas de cargas sob a estrutura do sangradouro

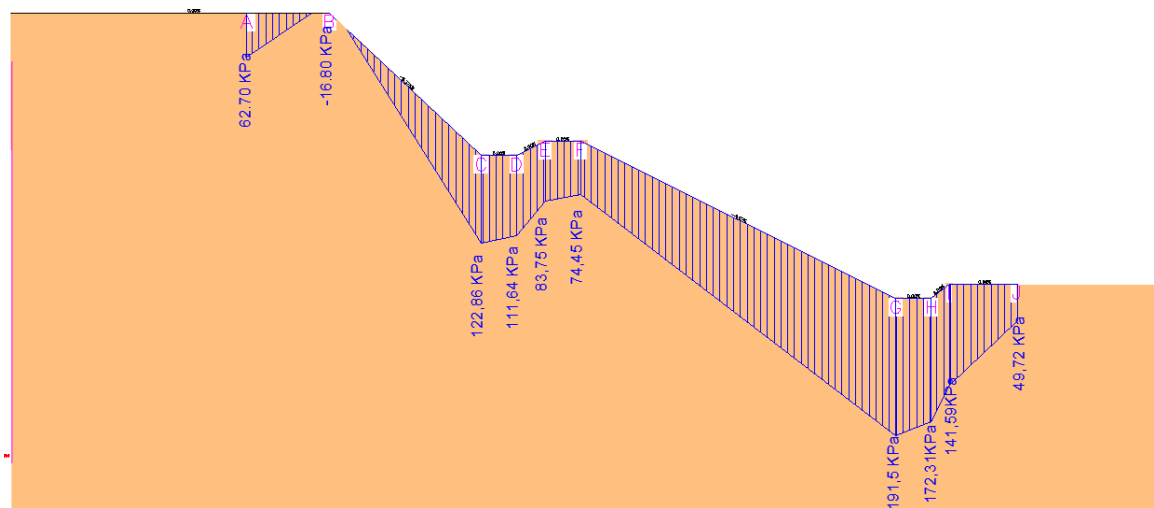


Figura 1.3 – Diagrama de supressões sob a estrutura do sangradouro da barragem Lontras

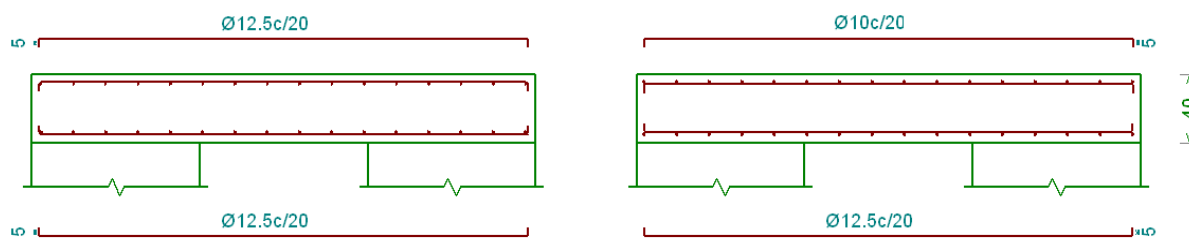
1.4.3 Memória de cálculo das lajes

O dimensionamento das lajes foi definido em dois tipos. O primeiro corresponde as lajes do canal de aproximação / restituição e trechos de rápidos. O segundo corresponde aos trechos em bacias.

Esta metodologia foi adotada devido aos esforços dinamicos de impacto nas bacias serem mais intensos. A seguir é apresentado as características do dimensionamento.

1.4.3.1 Lajes do canal de aproximação / restituição e trechos de rápidos

- Espessura: 0,40 m
- Armadura: de $\phi=12,5\text{mm}$ a ser colocada nas duas faces com espaçamento de 20cm em cada direção.
- Aço CA-50



Verificação do calculo

Referência: L-1		
Verificação	Valores	Estado
<p>Diâmetro máximo permitido para esta espessura:</p> <p><i>Artigo 20.1 da norma NBR 6118:2003</i></p>	<p>Máximo: 4 cm</p> <p>Calculado: 1.3 cm</p>	Passa
<p>Cobrimento:</p> <p><i>Artigo 7.4.7 da norma NBR 6118:2003</i></p>	<p>Mínimo: 3 cm</p> <p>Calculado: 4 cm</p>	Passa
<p>Espessura da laje:</p> <p><i>Artigo 13.2.4.1 da norma NBR 6118:2003</i></p>	<p>Mínimo: 7 cm</p> <p>Calculado: 40 cm</p>	Passa
<p>Cobrimento máximo compatível com largura de apoio existente:</p> <p><i>Critério da CYPE Ingenieros</i></p>	<p>Máximo: 50 cm</p> <p>Calculado: 4 cm</p>	Passa
<p>Espaçamento máximo entre barras:</p> <p><i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 20.1 (pag.119).</i></p> <p>- Armadura inferior direção X:</p> <p>- Armadura superior direção X:</p> <p>- Armadura inferior direção Y:</p>	<p>Máximo: 33 cm</p> <p>Calculado: 20 cm</p> <p>Calculado: 20 cm</p> <p>Calculado: 20 cm</p>	Passa

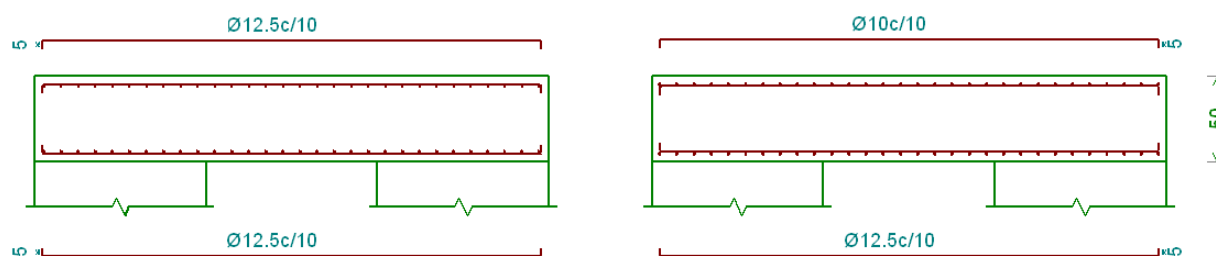
Referência: L-1		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento mínima de armaduras: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 18.3.2.2 (pag.102).</i>	Mínimo: 2.4 cm	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 18.7 cm	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 18.7 cm	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 18.7 cm	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 19 cm	Passa
Armadura máxima permitida, inclusive emendas: <i>Artigo 19.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 160 cm ²	
- Armadura máxima inferior direção X. Região central:	Calculado: 12.3 cm ²	Passa
- Armadura máxima superior direção X. Região inicial:	Calculado: 12.3 cm ²	Passa
- Armadura máxima superior direção X. Região final:	Calculado: 12.3 cm ²	Passa
- Armadura máxima inferior direção Y. Região central:	Calculado: 10.1 cm ²	Passa
- Armadura máxima superior direção Y. Região inicial:	Calculado: 10.1 cm ²	Passa
- Armadura máxima superior direção Y. Região final:	Calculado: 10.1 cm ²	Passa
Armadura na direção X: - Prolongamento da armadura positiva: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 3.1 cm ² /m Calculado: 6.2 cm ² /m	Passa

Referência: L-1		
Verificação	Valores	Estado
<p>Armadura na direção Y:</p> <p>- Prolongamento da armadura positiva:</p> <p><i>Critério da CYPE Ingenieros</i></p>	<p>Mínimo: 3.1 cm²/m</p> <p>Calculado: 6.2 cm²/m</p>	Passa
<p>Verificação de quantidades por flexão com ações estáticas:</p> <p><i>Artigo 17.2 da norma NBR 6118:2003</i></p> <p>- Verificação da armadura positiva direção X:</p> <p>- Verificação da armadura negativa direção X:</p> <p>- Verificação da armadura positiva direção Y:</p> <p>- Verificação da armadura negativa direção Y:</p>	<p>Mínimo: 0.4 cm²/m</p> <p>Calculado: 6.2 cm²/m</p> <p>Mínimo: 0.3 cm²/m</p> <p>Calculado: 6.2 cm²/m</p> <p>Mínimo: 0.4 cm²/m</p> <p>Calculado: 6.2 cm²/m</p> <p>Mínimo: 0.3 cm²/m</p> <p>Calculado: 4 cm²/m</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Verificação de quantidades por flexão com ações dinâmicas:</p> <p><i>Artigo 17.2 da norma NBR 6118:2003</i></p> <p>- Verificação da armadura positiva direção X:</p> <p>- Verificação da armadura negativa direção X:</p>	<p>Mínimo: 0.4 cm²/m</p> <p>Calculado: 6.2 cm²/m</p> <p>Mínimo: 0.3 cm²/m</p> <p>Calculado: 6.2 cm²/m</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p>

Referência: L-1		
Verificação	Valores	Estado
- Verificação da armadura positiva direção Y:	Mínimo: 0.4 cm ² /m Calculado: 6.2 cm ² /m	Passa
- Verificação da armadura negativa direção Y:	Mínimo: 0.3 cm ² /m Calculado: 4 cm ² /m	Passa
Verificação do esforço cortante com ações estáticas: <i>Artigo 19.4 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 23.0493 t/m	
- Esforço Cortante na direção X:	Calculado: 2.49468 t/m	Passa
- Esforço Cortante na direção Y:	Calculado: 2.49468 t/m	Passa
Verificação do esforço cortante com ações dinâmicas: <i>Artigo 19.4 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 23.0493 t/m	
- Esforço Cortante na direção X:	Calculado: 2.1383 t/m	Passa
- Esforço Cortante na direção Y:	Calculado: 2.1383 t/m	Passa

1.4.3.2 Bacias de dissipação

- Espessura: 0,50 m
- Armadura: de $\phi=12,5\text{mm}$ a ser colocada nas duas faces com espaçamento de 10cm em cada direção.
- Aço CA-50



Referência: L-2		
Verificação	Valores	Estado
<p>Diâmetro máximo permitido para esta espessura:</p> <p><i>Artigo 20.1 da norma NBR 6118:2003</i></p>	<p>Máximo: 5 cm</p> <p>Calculado: 1.3 cm</p>	Passa
<p>Cobrimento:</p> <p><i>Artigo 7.4.7 da norma NBR 6118:2003</i></p>	<p>Mínimo: 3 cm</p> <p>Calculado: 4 cm</p>	Passa
<p>Espessura da laje:</p> <p><i>Artigo 13.2.4.1 da norma NBR 6118:2003</i></p>	<p>Mínimo: 7 cm</p> <p>Calculado: 50 cm</p>	Passa
<p>Cobrimento máximo compatível com largura de apoio existente:</p> <p><i>Critério da CYPE Ingenieros</i></p>	<p>Máximo: 50 cm</p> <p>Calculado: 4 cm</p>	Passa
<p>Espaçamento máximo entre barras:</p> <p><i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 20.1 (pag.119).</i></p> <p>- Armadura inferior direção X:</p> <p>- Armadura superior direção X:</p> <p>- Armadura inferior direção Y:</p> <p>- Armadura superior direção Y:</p>	<p>Máximo: 33 cm</p> <p>Calculado: 10 cm</p> <p>Calculado: 10 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p>	Passa

Referência: L-2		
Verificação	Valores	Estado
<p>Espaçamento mínima de armaduras:</p> <p><i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 18.3.2.2 (pag.102).</i></p> <p>- Armadura inferior direção X:</p> <p>- Armadura superior direção X:</p> <p>- Armadura inferior direção Y:</p> <p>- Armadura superior direção Y:</p>	<p>Mínimo: 2.4 cm</p> <p>Calculado: 8.7 cm</p> <p>Calculado: 8.7 cm</p> <p>Calculado: 13.7 cm</p> <p>Calculado: 14 cm</p>	<p></p> <p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Armadura máxima permitida, inclusive emendas:</p> <p><i>Artigo 19.3.3 da norma NBR 6118:2003</i></p> <p>- Armadura máxima inferior direção X. Região central:</p> <p>- Armadura máxima superior direção X. Região inicial:</p> <p>- Armadura máxima superior direção X. Região final:</p> <p>- Armadura máxima inferior direção Y. Região central:</p> <p>- Armadura máxima superior direção Y. Região inicial:</p> <p>- Armadura máxima superior direção Y. Região final:</p>	<p>Máximo: 200 cm²</p> <p>Calculado: 24.6 cm²</p> <p>Calculado: 24.6 cm²</p> <p>Calculado: 24.6 cm²</p> <p>Calculado: 13.5 cm²</p> <p>Calculado: 13.5 cm²</p> <p>Calculado: 13.5 cm²</p>	<p></p> <p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Armadura na direção X:</p> <p>- Prolongamento da armadura positiva:</p> <p><i>Critério da CYPE Ingenieros</i></p>	<p>Mínimo: 6.2 cm²/m</p> <p>Calculado: 12.3 cm²/m</p>	<p></p> <p>Passa</p>

Referência: L-2		
Verificação	Valores	Estado
<p>Armadura na direção Y:</p> <p>- Prolongamento da armadura positiva:</p> <p><i>Critério da CYPE Ingenieros</i></p>	<p>Mínimo: 4.1 cm²/m</p> <p>Calculado: 8.2 cm²/m</p>	<p>Passa</p>
<p>Verificação de quantidades por flexão com ações estáticas:</p> <p><i>Artigo 17.2 da norma NBR 6118:2003</i></p> <p>- Verificação da armadura positiva direção X:</p> <p>- Verificação da armadura negativa direção X:</p> <p>- Verificação da armadura positiva direção Y:</p> <p>- Verificação da armadura negativa direção Y:</p>	<p>Mínimo: 0.4 cm²/m</p> <p>Calculado: 12.3 cm²/m</p> <p>Mínimo: 0.3 cm²/m</p> <p>Calculado: 12.3 cm²/m</p> <p>Mínimo: 0.4 cm²/m</p> <p>Calculado: 8.2 cm²/m</p> <p>Mínimo: 0.3 cm²/m</p> <p>Calculado: 5.3 cm²/m</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p> <p>Passa</p>
<p>Verificação de quantidades por flexão com ações dinâmicas:</p> <p><i>Artigo 17.2 da norma NBR 6118:2003</i></p> <p>- Verificação da armadura positiva direção X:</p> <p>- Verificação da armadura negativa direção X:</p>	<p>Mínimo: 0.3 cm²/m</p> <p>Calculado: 12.3 cm²/m</p> <p>Mínimo: 0.2 cm²/m</p> <p>Calculado: 12.3 cm²/m</p>	<p>Passa</p> <p>Passa</p>

Referência: L-2		
Verificação	Valores	Estado
- Verificação da armadura positiva direção Y:	Mínimo: 0.4 cm ² /m Calculado: 8.2 cm ² /m	Passa
- Verificação da armadura negativa direção Y:	Mínimo: 0.3 cm ² /m Calculado: 5.3 cm ² /m	Passa
Verificação do esforço cortante com ações estáticas: <i>Artigo 19.4 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 30.1743 t/m	
- Esforço Cortante na direção X:	Calculado: 2.83992 t/m	Passa
- Esforço Cortante na direção Y:	Calculado: 2.83992 t/m	Passa
Verificação do esforço cortante com ações dinâmicas: <i>Artigo 19.4 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 30.1743 t/m	
- Esforço Cortante na direção X:	Calculado: 2.43422 t/m	Passa
- Esforço Cortante na direção Y:	Calculado: 2.43422 t/m	Passa

1.4.3.3 Quantitativo

LAGES			
FERRAGEM $\phi=12,5\text{mm}$	COMPRIMENTO TOTAL	PESO (kg/m)	PESO (Kgf)
N1	648.000,00	0,98	635.040,00
N2	648.000,00	0,98	635.040,00
N3	683.760,00	0,98	670.084,80
N4	683.760,00	0,98	670.084,80
SUB-TOTAL			2.610.249,60

BACIAS DE DISSIPAÇÃO			
FERRAGEM	COMPRIMENTO TOTAL	PESO (kg/m)	PESO (Kgf)
N1	486000	0,98	476.280,00
N2	486000	0,98	476.280,00
N3	502320	0,98	492.273,60
N4	502320	0,98	492.273,60
SUB-TOTAL			1.937.107,20

TOTAL	4.547.356,80
--------------	---------------------

1.5 CHUMBADORES

Para combate da subpressão no caso de inoperancia do sistema de drenagem, as lajes serao ancoradas com chumbadores de 32 mm de diâmetros (CA-50), instalados em furos de 75 mm distribuidos em dois tipos de malha distintas.

Nas lajes do canal de aproximação (entre estacas 5M + 12,47 e 0M + 0,00), primeira rapida (entre as estacas 1J + 6,84 e 13J + 1,84), segunda rapida (entre estacas 20J+1,28 e 30J+16,2), uma malha de **2,50 m x 2,50m com 5,50 m de profundidade**. No restante da estrutura como primeira bacia de dissipação (entre estacas 13J+1,84 e 20J+1,28) e segunda bacia de dissipação (entre estacas 30J+16,2 e 37J+16,2), uma malha de **2,50 m x 2,50m com 11,50 m de profundidade**.

1.6 CONCEPÇÕES E DIRETRIZES CONSTRUTIVAS

1.6.1 CLASSES DE CONCRETO

Para obras hidraulicas de grande porte, adota-se uma resistencia a compressão fck de 30 Mpa para 28 dias.

1.6.2 JUNTAS DE CONSTRUÇÃO E DE DILATAÇÃO

Serão adotadas juntas elásticas de dilatação do tipo FUGENBAND a cada 20 metros nos muros e em mudancas de geometria. Nas lajes, deverão ser

executadas juntas longitudinais a cada 20 metros e juntas transversais em mudanças de geometria.

As características das juntas deverão obedecer a norma 8830 (Perfil extrudado a base de cloreto de polivinila (PVC) para juntas de estruturas de concreto)

Quando for o caso, as superfícies das juntas de construção deverão achar-se limpas, saturadas e superficialmente secas, antes de serem cobertas com o concreto fresco, esta limpeza consistindo na remoção de nata, concreto solto ou defeituoso, areia ou outros materiais estranhos.

As superfícies das juntas de construção deverão ser limpas com jatos de areia úmida ou jatos de água sob alta pressão (pressão mínima de 38,5 MPa), imediatamente antes do início do lançamento do concreto. Estas superfícies também poderão ser limpas, logo após o término da respectiva concretagem, por meio de jatos de ar-água de baixa pressão (0,7 MPa), denominado “corte verde”.

As juntas de dilatação não deverão receber qualquer tratamento, exceto onde indicado nos desenhos.

1.6.3 LANÇAMENTO DO CONCRETO

A temperatura do concreto ao ser lançado não deverá ser superior a 30° C nem inferior a 4° C e somente poderá ser lançado com tempo seco.

De um modo geral a espessura das camadas não poderá exceder a 1,5m, devendo a primeira camada, lançada sobre a camada de regularização ter no máximo 0,75m e deverá ser de 72 horas o intervalo mínimo de concretagem entre camadas sucessivas.

Todo o concreto deverá ser colocado em sub-camadas contínuas, aproximadamente horizontais e paralelas ao eixo da estrutura, com as espessuras de até 0,5m e vibradas de tal modo a garantir o monolitismo entre sub-camadas sucessivas.

Caso os lançamentos terminem em superfícies inclinadas, o concreto deverá ser adensado, quando ainda plástico, de modo a obter uma inclinação; não sendo

possível uma consolidação perfeita, neste caso poderão ser usadas juntas de construção nas formas, devendo o concreto na superfície de tais juntas inclinadas achar-se limpo e umedecido antes de vir a ser coberto com novo concreto.

Quando da junção de concreto existente com concreto novo, a região do concreto existente deverá estar apicoada e deve ser usado aditivo, de conformidade com as determinações indicadas em planta.

Em locais de difícil concretagem, o concreto deverá ser jateado, de conformidade com as determinações indicadas em planta.

1.6.4 REPAROS NO CONCRETO

O concreto que for danificado por qualquer causa, o concreto com ninhos, fraturado, com depressões excessivas, ou com outros defeitos, deverá ser removido e substituído por argamassa seca, concreto, resina epoxi, ou argamassa epóxica.

Todo o concreto danificado ou defeituoso deverá ser removido, bem como, pelo menos 2cm de concreto são, ao longo de todas as superfícies de contorno do reparo. O concreto deverá ser cortado em forma de cunha, com as bordas em ângulos próximos a 90°.

1.6.5 ARMADURA DE AÇO

1.6.5.1 Geral

Os seguintes tipos de aço, definidos nas Normas da ABNT, forma utilizados.

CA-50 A - barras nervuradas;

CA-60 B - barras nervuradas.

1.6.5.2 Projeto

Os desenhos de armação e relação de armaduras indicando as dimensões de corte e dobramentos, constam nas pranchas de armadura.

1.6.5.3 Corte e Dobramento

A armadura de aço deverá ser cortada a frio e dobrada com equipamento adequado, de acordo com a prática usual e as normas da ABNT. Não será permitido o aquecimento do aço da armadura para facilitar o dobramento.

A armadura de aço preparada para colocação deverá ser guardada de modo adequado a fim de evitar o contato com terra e lama, bem como deverá ter etiqueta para permitir pronta identificação.

1.6.5.4 Colocação da Armadura

A armadura, antes de ser colocada em sua posição definitiva, deverá ser totalmente limpa, ficando isenta de terra, graxa, tinta e substâncias estranhas, que possam reduzir a aderência e deverá ser mantida limpa até que esteja completamente embutida no concreto.

A armadura deverá manter um espaçamento apropriado entre a rocha de fundação e a primeira camada de armadura, por meio de suportes de aço ancorados na rocha, espaçados o suficiente para suportar a armadura durante o lançamento do concreto. Procedimento análogo deverá ser seguido para suportes de camadas subsequentes, que poderão ser ancorados na rocha ou na camada anterior. Não deverá ser permitido a utilização de suportes de madeira.

A menos que especificado de outro modo, o recobrimento da armadura será de 4cm.

Nas juntas de construção, onde as barras podem permanecer expostas durante um longo período, as mesmas deverão ser protegidas contra corrosão.

1.6.5.5 Emendas das Barras

As barras da armadura não poderão ser emendadas, a não ser da maneira indicada nos desenhos, ou conforme as normas da ABNT. Não serão permitidas emendas por solda no local de colocação das barras.

Embora não se recomende emendas com solda, as mesmas caso existam, poderão ser realizadas de acordo com as normas da ABNT.

2 MEMORIA DE CALCULO DA TOMADA D'ÁGUA

Resumo de resultados

Análise de 1ª ordem:

Processo de pórtico espacial

Cargas verticais:

Peso próprio = 44.05 tf
 Adicional = 9.88 tf
 Acidental = 6.74 tf
 Água = 39.36 tf
 Total = 100.03 tf
 Área aproximada = 44.93 m²

Deslocamento horizontal:

Direção X = 0.00 cm (limite 0.39)
 Direção Y = 0.00 cm (limite 0.39)

AVISO: Efeitos de 2ª ordem importantes

Quadro de Cargas dos Pilares

Pilares	FUNDO		TOPO		FORRO		TOPO VIGA	
	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg
P1					1.82	0.00	1.59	0.00
P2					1.76	0.00		
P3					1.76	0.00		
P4					1.81	0.00	1.59	0.00

Pavimento FUNDO Pavimento 1 Vigas do pavimento 1

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	253.42	2 ø 10.0					Aviso 4
V2	253.42	2 ø 10.0					Aviso 4

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
 Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
 Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados				Envoltória									
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial								
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)	
P1		18.00						0.27					
1	285.00 267.00	267.00	192.00	0.00	0.01	0.00	0.36		253.42				
P2		18.00						0.27					

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados			Envoltória									
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial		Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)						
P4		18.00						0.27				
1	285.00 267.00	267.00	192.00	0.00	0.01	0.00	0.36		253.42			
P3		18.00						0.27				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	18.00								0.00	
1	267.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.14
P2	18.00								0.00	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P4	18.00								0.00	
1	267.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.14
P3	18.00								0.00	

Cálculo da Viga V1

Pavimento TOPO - Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm		Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.20 cm		As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 35.00 cm % armad. = 0.20 M = 195 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 = 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 = 0.36 tf VRd2 = 35.64 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

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 = 35.00 cm Vc0 = 6.08 tf k = 1.00		Vmin = 4.53 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento TOPO - Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm		Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.17 cm ²		As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 35.00 cm % armad. = 0.20

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
				A's = 0.00 cm ² yLN = 0.20 cm		M = 195 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 = 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

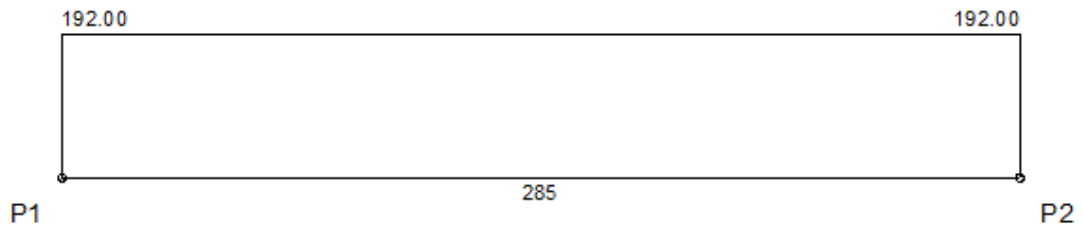
Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.36 tf VRd2 = 35.64 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

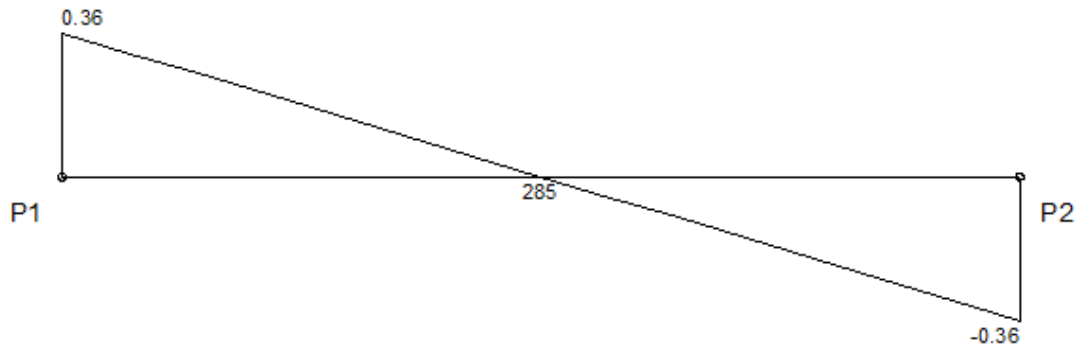
Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 35.00 cm Vc0 = 6.08 tf k = 1.00		Vmin = 4.53 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Diagramas: VIGA V1 - TOPO

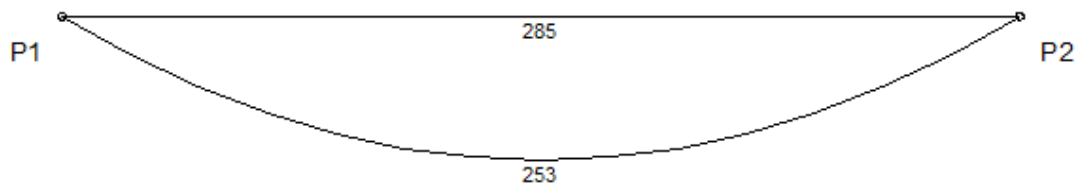
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



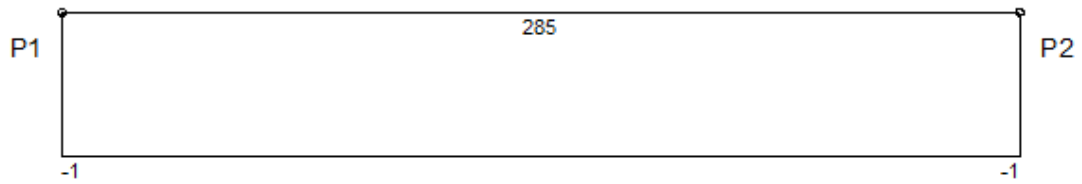
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



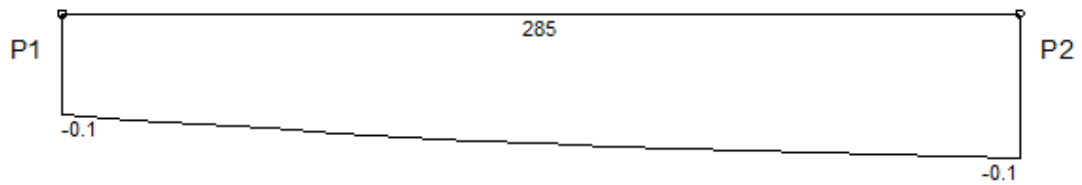
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]

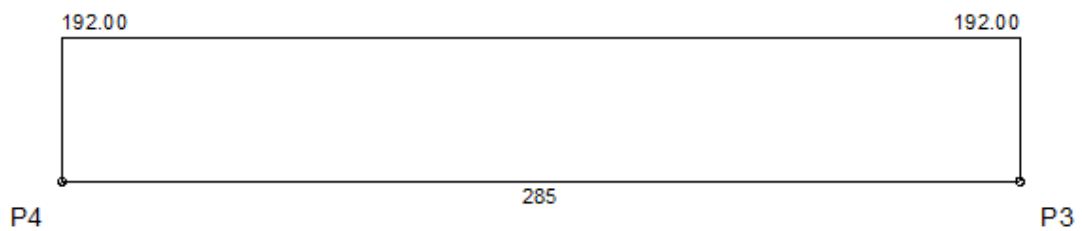


DESLOCAMENTOS [cm;cm]

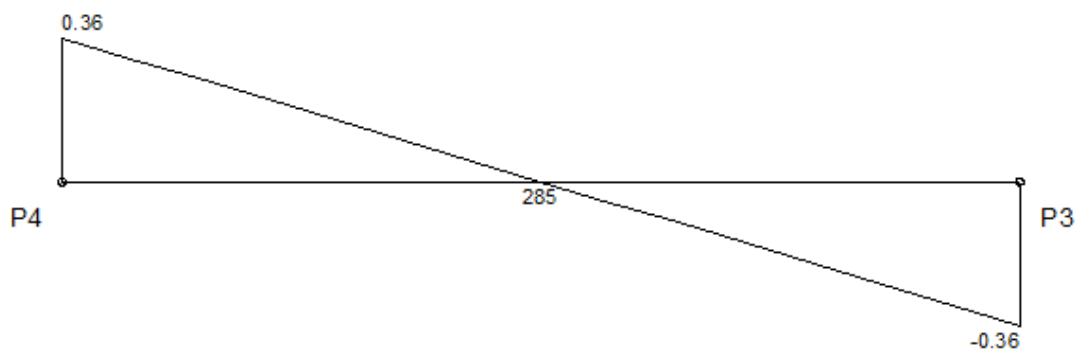


Diagramas: VIGA V2 - TOPO

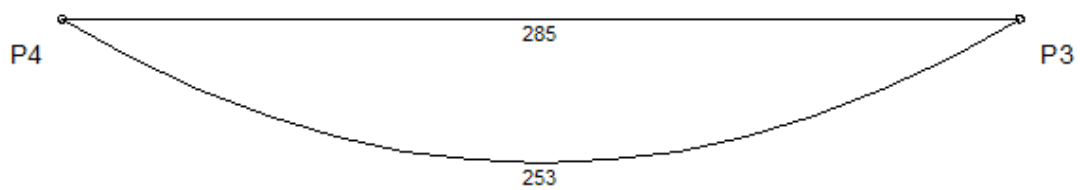
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



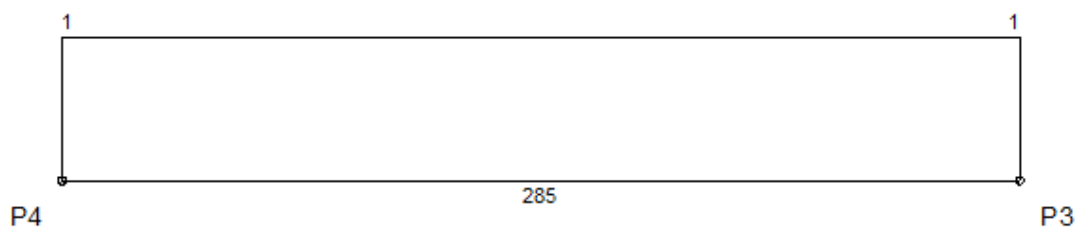
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



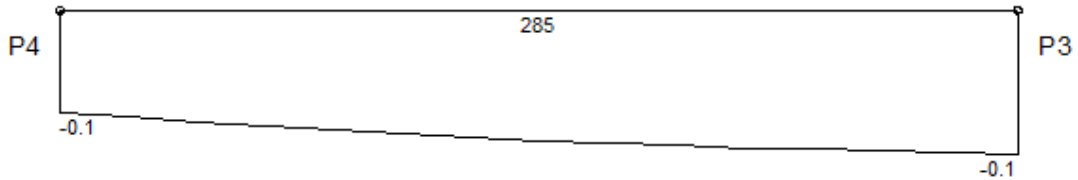
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]



DESLOCAMENTOS [cm;cm]



Dados dos Reservatórios

TOPO
Lance 2

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

$cobr = 4.00 \text{ cm}$

Seção (cm)				Cargas Verticais (kgf/m ²)				Cargas Horizontais (kgf/m ²)	
Elemento	H	Elevação	Nível	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total	Base	Topo
PAR1 (Res2)	20.00	0.00	300.00	1440.00 kgf/m	0.00	0.00	0.00 kgf/m	160.00	200.00
PAR2 (Res2)	20.00	0.00	300.00	1440.00 kgf/m	0.00	0.00	0.00 kgf/m	160.00	200.00
PAR3 (Res2)	20.00	0.00	300.00	1440.00 kgf/m	0.00	0.00	0.00 kgf/m	160.00	200.00
PAR4 (Res2)	20.00	0.00	300.00	1440.00 kgf/m	0.00	0.00	0.00 kgf/m	160.00	200.00
LF (Res2)	20.00	0.00	0.00	480.00 kgf/m ²	150.00	0.00	3730.00 kgf/m ²		

Resultados do Reservatório

TOPO
Lance 2

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

$cobr = 4.00 \text{ cm}$

Reservatório Res2

ARMADURAS NA LAJE									
Trecho	Esforços				Resultados				Flecha (cm)
	Ndx Rdx (tf)	Ndy Rdy (tf)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Armadura inferior		Armadura superior		
					Asx	Asy	Asx	Asy	
PAR1	2.66 -0.70	2.31 -0.22	2367	1174	As = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	As = 2.09 cm ² /m ø6.3 c/12.5 (2.49 cm ² /m)	A's = 3.73 cm ² /m ø10.0 c/20 (3.93 cm ² /m)	A's = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	0.22
PAR2	2.66 -0.70	2.31 -0.22	2367	1174	As = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	As = 2.09 cm ² /m ø6.3 c/12.5 (2.49 cm ² /m)	A's = 3.73 cm ² /m ø10.0 c/20 (3.93 cm ² /m)	A's = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	0.22

ARMADURAS NA LAJE									
Esforços					Resultados				
Trecho	Ndx Rdx (tf)	Ndy Rdy (tf)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Armadura inferior		Armadura superior		Flecha (cm)
					Asx	Asy	Asx	Asy	
PAR3	2.99 -1.32	2.56 -0.22	1508	952	As = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	As = 2.09 cm ² /m ø6.3 c/12.5 (2.49 cm ² /m)	A's = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	A's = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	0.21
PAR4	2.99 -1.32	2.56 -0.22	1508	952	As = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	As = 2.09 cm ² /m ø6.3 c/12.5 (2.49 cm ² /m)	A's = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	A's = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	0.21
LF	3.30 -1.50	3.70 -2.17	581	636	As = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	As = 2.09 cm ² /m ø6.3 c/12.5 (2.49 cm ² /m)	A's = 3.00 cm ² /m ø6.3 c/10 (3.12 cm ² /m)	A's = 3.00 cm ² /m ø6.3 c/10 (3.12 cm ² /m)	-0.18

Cálculos do Reservatório

TOPO
Lance 2

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

$cobr = 4.00 \text{ cm}$

Reservatório Res2

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)										
Trecho	Direção	Momento positivo			Momento negativo			Armadura inferior	Armadura superior	Cisalhamento
		Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)			
PAR1	X	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.00 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.66 tf Situação: GE As = 1.13 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.84 tf Situação: GE As = 1.64 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Md = 2367 kgf.m/m As = 3.61 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.66 tf Situação: GE As = 3.23 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.84 tf Situação: GE As = 3.73 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m) fiss = 0.07 mm	A's = 3.73 cm ² /m ø10.0 c/20 (3.93 cm ² /m)	vsd = 8.65 tf/m vrd1 = 10.27 tf/m Modelo I vrd2 = 77.31 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.09 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.31 tf Situação: GE As = 0.72 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.27 tf Situação: GE As = 1.11 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.09 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.31 tf Situação: GE As = 1.47 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.27 tf Situação: GE As = 1.86 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 2.09 cm ² /m ø6.3 c/12.5 (2.49 cm ² /m) fiss = 0.02 mm	A's = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	vsd = 6.64 tf/m vrd1 = 9.92 tf/m vrd2 = 74.11 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
PAR2	X	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.00 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.66 tf Situação: GE As = 1.13 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.84 tf Situação: GE As = 1.64 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Md = 2367 kgf.m/m As = 3.61 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.66 tf Situação: GE As = 3.23 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.84 tf Situação: GE As = 3.73 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m) fiss = 0.07 mm	A's = 3.73 cm ² /m ø10.0 c/20 (3.93 cm ² /m)	vsd = 8.65 tf/m vrd1 = 10.27 tf/m Modelo I vrd2 = 77.31 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.09 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.31 tf Situação: GE As = 0.72 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.27 tf Situação: GE As = 1.11 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.09 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.31 tf Situação: GE As = 1.47 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.27 tf Situação: GE As = 1.86 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 2.09 cm ² /m ø6.3 c/12.5 (2.49 cm ² /m) fiss = 0.02 mm	A's = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	vsd = 6.64 tf/m vrd1 = 9.92 tf/m vrd2 = 74.11 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
PAR3	X	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.00	Fd = 2.99 tf Situação: GE As = 1.09 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 1.58 tf Situação: GE As = 1.75 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Md = 1508 kgf.m/m As = 2.25	Fd = 2.99 tf Situação: GE As = 1.82 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 1.58 tf Situação: GE As = 2.48 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m) fiss = 0.07 mm	A's = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	vsd = 7.75 tf/m vrd1 = 10.27 tf/m Modelo I vrd2 = 77.31 tf/m vsw = 0.00 tf/m

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)

Trecho	Direção	Momento positivo			Momento negativo			Armadura inferior	Armadura superior	Cisalhamento
		Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)			
		cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m			cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m					asw = 0.00 cm ² /m
	Y	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.09 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.56 tf Situação: GE As = 0.68 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.27 tf Situação: GE As = 1.11 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.09 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.56 tf Situação: GE As = 1.09 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.27 tf Situação: GE As = 1.51 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 2.09 cm ² /m ø6.3 c/12.5 (2.49 cm ² /m) fiss = 0.02 mm	A's = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	vsd = 5.23 tf/m vrd1 = 9.92 tf/m vrd2 = 74.11 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
PAR4	X	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.00 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.99 tf Situação: GE As = 1.09 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 1.58 tf Situação: GE As = 1.75 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Md = 1508 kgf.m/m As = 2.25 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.99 tf Situação: GE As = 1.82 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 1.58 tf Situação: GE As = 2.48 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m) fiss = 0.07 mm	A's = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	vsd = 7.75 tf/m vrd1 = 10.27 tf/m Modelo I vrd2 = 77.31 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.09 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.56 tf Situação: GE As = 0.68 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.27 tf Situação: GE As = 1.11 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.09 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.56 tf Situação: GE As = 1.09 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 0.27 tf Situação: GE As = 1.51 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 2.09 cm ² /m ø6.3 c/12.5 (2.49 cm ² /m) fiss = 0.02 mm	A's = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m)	vsd = 5.23 tf/m vrd1 = 9.92 tf/m vrd2 = 74.11 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
LF	X	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.00 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m		Fd = 1.80 tf Situação: GE As = 0.50 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Md = 581 kgf.m/m As = 0.86 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 3.30 tf Situação: GE As = 0.38 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 1.80 tf Situação: GE As = 1.12 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 2.01 cm ² /m ø6.3 c/15 (2.08 cm ² /m) fiss = 0.00 mm	A's = 3.00 cm ² /m ø6.3 c/10 (3.12 cm ² /m)	vsd = 7.66 tf/m vrd1 = 10.27 tf/m Modelo I vrd2 = 77.31 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	Md = 1346 kgf.m/m As = 2.09 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m		Fd = 2.60 tf Situação: GE As = 0.94 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Md = 636 kgf.m/m As = 0.98 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 3.70 tf Situação: GE As = 0.42 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 2.60 tf Situação: GE As = 1.37 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 2.09 cm ² /m ø6.3 c/12.5 (2.49 cm ² /m) fiss = 0.01 mm	A's = 3.00 cm ² /m ø6.3 c/10 (3.12 cm ² /m)	vsd = 9.44 tf/m vrd1 = 10.00 tf/m vrd2 = 74.11 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

Dados do Radier

TOPO
Lance 2

$f_{ck} = 250.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 238000 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

$cobr = 3.00 \text{ cm}$

Seção (cm)				Cargas (kgf/m ²)			
Radier	H	Elevação	Nível	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total
L1	20	0.00	300.00	480.00	150.00 100.00	239.13 0.00	969.13

Resultados do Radier

TOPO
Lance 2

$f_{ck} = 250.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 238000 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

$cobr = 3.00 \text{ cm}$

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Asy	Flecha (cm)
L1	20	969.13	729	894	$As = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\varnothing 6.3 \text{ c}/15 - 2.08 \text{ cm}^2/\text{m}$)	$As = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\varnothing 6.3 \text{ c}/15 - 2.08 \text{ cm}^2/\text{m}$)	-0.16

Cálculos do Radier

TOPO
Lance 2

$f_{ck} = 250.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 238000 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

$cobr = 3.00 \text{ cm}$

ARMADURAS POSITIVAS (RADIÉR)												
Radier	Direção	Momento positivo				Momento negativo				Armadura inferior	Armadura superior	Cisalhamento
		Seção	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Seção	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)			
L1	X	$bw = 100.0 \text{ cm}$ $h = 20.0 \text{ cm}$	$Md = 1192 \text{ kgf.m/m}$ $As = 1.67 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fd = 0.07 \text{ tf}$ Situação: GE $As = 1.00 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fd = 0.06 \text{ tf}$ Situação: GE $As = 1.02 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$bw = 100.0 \text{ cm}$ $h = 20.0 \text{ cm}$	$Md = 405 \text{ kgf.m/m}$ $As = 0.56 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fd = 0.07 \text{ tf}$ Situação: GE $As = 0.55 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fd = 0.06 \text{ tf}$ Situação: GE $As = 0.57 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$As = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\phi 6.3 \text{ c}/15$ ($2.08 \text{ cm}^2/\text{m}$) $fiss = 0.03 \text{ mm}$		$v_{sd} = 6.02 \text{ tf/m}$ $v_{rd1} = 9.58 \text{ tf/m}$ Modelo I $v_{rd2} = 70.23 \text{ tf/m}$ $v_{sw} = 0.00 \text{ tf/m}$ $a_{sw} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
	Y	$bw = 100.0 \text{ cm}$ $h = 20.0 \text{ cm}$	$Md = 1192 \text{ kgf.m/m}$ $As = 1.73 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fd = 0.05 \text{ tf}$ Situação: GE $As = 1.29 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fd = 0.04 \text{ tf}$ Situação: GE $As = 1.30 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$bw = 100.0 \text{ cm}$ $h = 20.0 \text{ cm}$	$Md = 282 \text{ kgf.m/m}$ $As = 0.41 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fd = 0.05 \text{ tf}$ Situação: GE $As = 0.40 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fd = 0.04 \text{ tf}$ Situação: GE $As = 0.41 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$	$As = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\phi 6.3 \text{ c}/15$ ($2.08 \text{ cm}^2/\text{m}$) $fiss = 0.05 \text{ mm}$		$v_{sd} = 5.02 \text{ tf/m}$ $v_{rd1} = 9.28 \text{ tf/m}$ $v_{rd2} = 67.50 \text{ tf/m}$ $v_{sw} = 0.00 \text{ tf/m}$ $a_{sw} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

MALHA BASE SUPERIOR		
Laje	As,cal	As,ef
L1	$2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\phi 8.0 \text{ c}/10 \text{ cm}$ ($5.03 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Pavimento FORRO

Resultados dos Pilares

FORRO
Lance 3

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

$cobr = 4.00 \text{ cm}$

Dados							Resultados			
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total		Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	18.00 X 18.00	590.00 290.00	335.00 RR 335.00 RR	2.42 1.24	33 75	28 5	1.57 1.57 1.0 10.0	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø	ø 5.0 c/ 10	64.39 64.39
P2 1:20	18.00 X 18.00	590.00 290.00	290.00 RR 290.00 RR	2.34 1.19	48 60	34 11	1.57 1.57 1.0 10.0	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø	ø 5.0 c/ 10	55.74 55.74
P3 1:20	18.00 X 18.00	590.00 290.00	290.00 RR 290.00 RR	2.34 1.19	48 59	34 11	1.57 1.57 1.0 10.0	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø	ø 5.0 c/ 10	55.74 55.74
P4 1:20	18.00 X 18.00	590.00 290.00	335.00 RR 335.00 RR	2.42 1.24	33 73	28 5	1.57 1.57 1.0 10.0	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø	ø 5.0 c/ 10	64.39 64.39

Cálculo do Pilar P1

Pavimento FORRO - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 18.00 cm h = 18.00 cm Cobrimento = 4.00 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 260716 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2400.00 kgf/m^3 $F_i = 2.02$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 335.00 cm Esbeltez = 64.39	Msdtopo = 33 kgf.m Msdbase = 75 kgf.m	Ndmax = 2.54 tf Ndmin = 1.30 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR li = 335.00 cm Esbeltez = 64.39	Msdtopo = 28 kgf.m Msdbase = 5 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 33 Msdcentro = 31 Msdbase = 75	Madtopo = 16 Madcentro = 18 Madbase = 0 M2d = 50 Mcd = 1	Td = 1 kgf.m	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A Msdx) = 33 kgf.m Msdy) = 105 kgf.m Mrdx) = 303 kgf.m Mrdy) = 961 kgf.m Mrd/Msd=9.15
H	Msdtopo = 28 Msdcentro = 15 Msdbase = 5	Madtopo = 21 Madcentro = 34 Madbase = 45	Asl = 0.00 cm²	4ø10.0 3.14 cm² 1.0 %	

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
		M _{2d} = 50 M _{cd} = 0			

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	V _{Bd} topo = 0.04 tf V _{Bd} base = 0.04 tf V _{Hd} topo = 0.01 tf V _{Hd} base = 0.01 tf	T _d = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	V _d = 0.04 tf V _{Rd2} = 11.91 tf	T _d = 1 kgf.m T _{Rd2} = 773 kgf.m	V _d /V _{Rd2} + T _d /T _{Rd2} = 0.00
H	V _d = 0.01 tf V _{Rd2} = 11.91 tf	T _d = 1 kgf.m T _{Rd2} = 773 kgf.m	V _d /V _{Rd2} + T _d /T _{Rd2} = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm V _{c0} = 2.03 tf k = 1.95 V _c = 3.97 tf	V _{min} = 0.00 tf A _{swmin} = 0.00 cm ² /m	V _{sw} = 0.00 tf A _{sw} = 0.00 cm ² /m
H	d = 13.00 cm V _{c0} = 2.03 tf k = 2.00 V _c = 4.07 tf	V _{min} = 0.00 tf A _{swmin} = 0.00 cm ² /m	V _{sw} = 0.00 tf A _{sw} = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
h _e = 4.50 cm A _e = 182.25 cm ²	A ₉₀ = 0.01 cm ²	Z _r = 0.00 tf Z _s = 0.00 tf	Z _r = 0.00 tf Z _s = 0.00 tf	A _{sw} = 0.01 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento FORRO - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 18.00 cm h = 18.00 cm Cobrimento = 4.00 cm	f _{ck} = 300.00 kgf/cm ² E _{cs} = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ F _i = 2.02

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR l _i = 290.00 cm Esbeltez = 55.74	M _s topo = 48 kgf.m M _s base = 60 kgf.m	N _d max = 2.46 tf N _d min = 1.25 tf n _i = 0.04
H	Vínculo = RR l _i = 290.00 cm Esbeltez = 55.74	M _s topo = 34 kgf.m M _s base = 11 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	M _s topo = 48 M _s centro = 24 M _s base = 60	M _a topo = 0 M _a centro = 24 M _a base = 0	T _d = 1 kgf.m	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A M _s (x) = 25 kgf.m M _s (y) = 86 kgf.m

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
		M2d = 33 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm ²	4ø10.0 3.14 cm ² 1.0 %	Mrd(x) = 281 kgf.m Mrd(y) = 954 kgf.m Mrd/Msd=11.12
H	Msdtopo = 34 Msdcentro = 23 Msdbase = 6	Madtopy = 14 Madcentro = 25 Madbase = 42 M2d = 33 Mcd = 0			

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 = 0.01 tf VHd base = 0.01 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.04 tf VRd2 = 11.91 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 773 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.01 tf VRd2 = 11.91 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 773 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 2.03 tf k = 2.00 Vc = 4.07 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 13.00 cm Vc0 = 2.03 tf k = 2.00 Vc = 4.07 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 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 = 4.50 cm Ae = 182.25 cm ²	A90 = 0.01 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.01 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P3

Pavimento FORRO - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 18.00 cm h = 18.00 cm Cobrimento = 4.00 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 2.02

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 55.74	Msdtopo = 48 kgf.m Msdbase = 59 kgf.m	Ndmax = 2.46 tf Ndmin = 1.25 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 55.74	Msdtopo = 34 kgf.m Msdbase = 11 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 48 Msdcentro = 23 Msdbase = 59	Madtopo = 0 Madcentro = 24 Madbase = 0 M2d = 33 Mcd = 0	Td = 1 kgf.m	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A Msd(x) = 25 kgf.m Msd(y) = 86 kgf.m Mrd(x) = 275 kgf.m Mrd(y) = 956 kgf.m Mrd/Msd=11.14
H	Msdtopo = 34 Msdcentro = 23 Msdbase = 6	Madtopo = 14 Madcentro = 25 Madbase = 42 M2d = 33 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm²	4ø10.0 3.14 cm² 1.0 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
l 45	VBd topo = 0.04 tf VBd base = 0.04 tf VHd topo = 0.01 tf VHd base = 0.01 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.04 tf VRd2 = 11.91 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 773 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.01 tf VRd2 = 11.91 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 773 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 2.03 tf k = 2.00 Vc = 4.07 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 13.00 cm Vc0 = 2.03 tf k = 2.00 Vc = 4.07 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 = 4.50 cm Ae = 182.25 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/ 10

Cálculo do Pilar P4

Pavimento FORRO - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 18.00 cm h = 18.00 cm Cobrimento = 4.00 cm	fck = 300.00 kgf/cm² Ecs = 260716 kgf/cm² Peso específico = 2400.00 kgf/m³ Fi = 2.02

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 335.00 cm Esbeltez = 64.39	Msdtopo = 33 kgf.m Msdbase = 73 kgf.m	Ndmax = 2.54 tf Ndmin = 1.30 tf ni = 0.04
H	Vínculo = RR li = 335.00 cm Esbeltez = 64.39	Msdtopo = 28 kgf.m Msdbase = 5 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 33 Msdcentro = 30 Msdbase = 73	Madtopo = 16 Madcentro = 19 Madbase = 0 M2d = 50 Mcd = 1	Td = 1 kgf.m	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A Msd(x) = 32 kgf.m Msd(y) = 105 kgf.m Mrd(x) = 294 kgf.m Mrd(y) = 963 kgf.m Mrd/Msd=9.19
H	Msdtopo = 28 Msdcentro = 15 Msdbase = 5	Madtopo = 21 Madcentro = 34 Madbase = 45 M2d = 50 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm²	4ø10.0 3.14 cm² 1.0 %	

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 = 0.01 tf VHd base = 0.01 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.04 tf VRd2 = 11.91 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 773 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.01 tf VRd2 = 11.91 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 773 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 2.03 tf k = 1.98 Vc = 4.02 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 13.00 cm Vc0 = 2.03 tf k = 2.00 Vc = 4.07 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 = 4.50 cm Ae = 182.25 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/ 10

Cálculo dos Pilares

FORRO
Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.00 cm

Dados	Resultados
-------	------------

Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)
		lih vínc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)	MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)		As h % armad
P1	18.00 X 18.00	335.00 RR 64.39 335.00 RR 64.39	2.54 1.30 0.04 0.00 0.00	33 75 28 5	33 31 75 28 15 5	16 18 0 50 1 50 0	Msd(x) = 33 kgf.m Msd(y) = 105 kgf.m Mrd(x) = 303 kgf.m Mrd(y) = 961 kgf.m Mrd/Msd=9.15	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 1.0
P2	18.00 X 18.00	290.00 RR 55.74 290.00 RR 55.74	2.46 1.25 0.04 0.00 0.00	48 60 34 11	48 24 60 34 23 6	0 24 0 33 0 33 0	Msd(x) = 25 kgf.m Msd(y) = 86 kgf.m Mrd(x) = 281 kgf.m Mrd(y) = 954 kgf.m Mrd/Msd=11.12	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 1.0
P3	18.00 X 18.00	290.00 RR 55.74 290.00 RR 55.74	2.46 1.25 0.04 0.00 0.00	48 59 34 11	48 23 59 34 23 6	0 24 0 33 0 33 0	Msd(x) = 25 kgf.m Msd(y) = 86 kgf.m Mrd(x) = 275 kgf.m Mrd(y) = 956 kgf.m Mrd/Msd=11.14	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 1.0
P4	18.00 X 18.00	335.00 RR 64.39 335.00 RR 64.39	2.54 1.30 0.04 0.00 0.00	33 73 28 5	33 30 73 28 15 5	16 19 0 50 1 50 0	Msd(x) = 32 kgf.m Msd(y) = 105 kgf.m Mrd(x) = 294 kgf.m Mrd(y) = 963 kgf.m Mrd/Msd=9.19	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 1.0

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento FORRO

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V4	939.36	2 ø 8.0		-0.04 -0.04	2 ø 8.0 2 ø 8.0		Avisos 19, 38

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
P3		18.00						0.77				
1	309.00 291.00	291.00	96.00	0.00	0.00	-0.01	1.19		939.36			-0.20
P2		18.00						0.77				

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	18.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	
1	291.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 12.5			0.05	0.20
P2	18.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

Cálculo da Viga V4

Pavimento FORRO - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 35.10 cm % armad. = 0.17 M = 600 kgf.m fiss = 0.05 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.80 cm ²	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)

Nó	Flexão	Final
	A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	d = 35.10 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 35.10 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

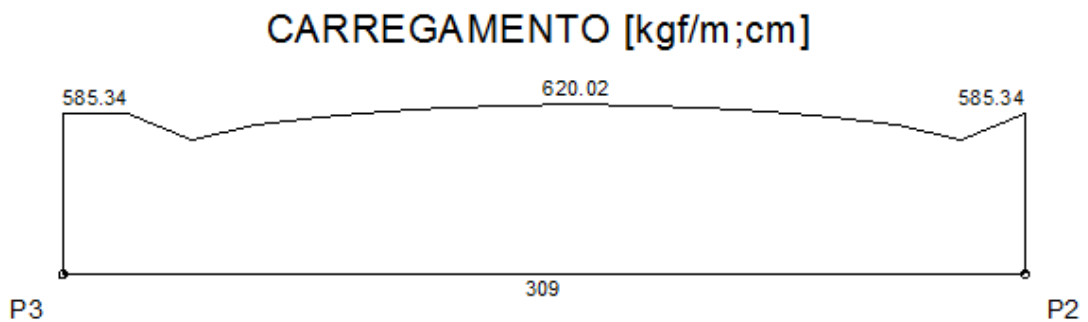
Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

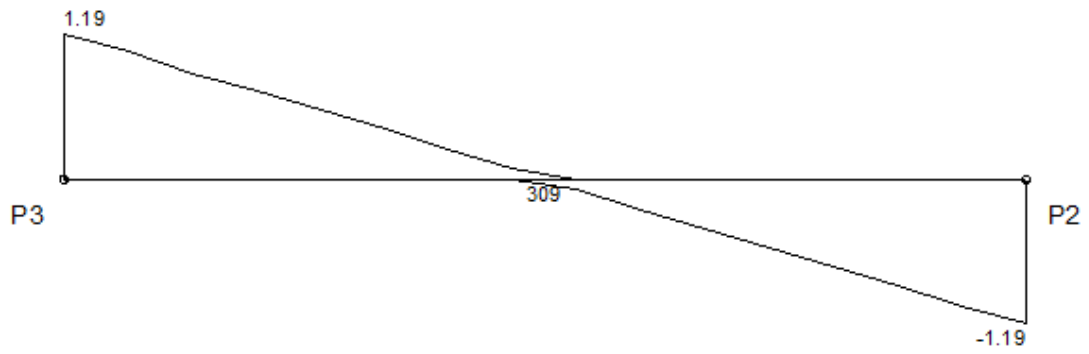
Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.19 tf VRd2 = 26.81 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

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 = 35.10 cm Vc0 = 4.57 tf k = 1.00		Vmin = 4.54 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

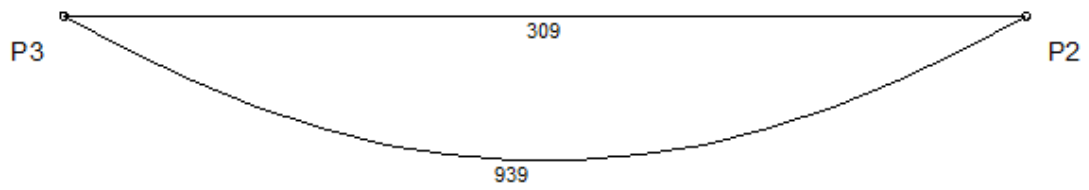
Diagramas: VIGA V4 - FORRO



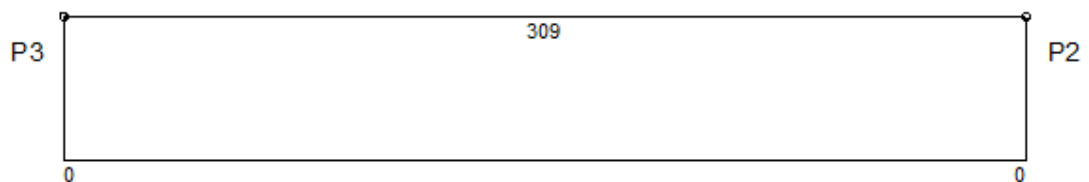
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



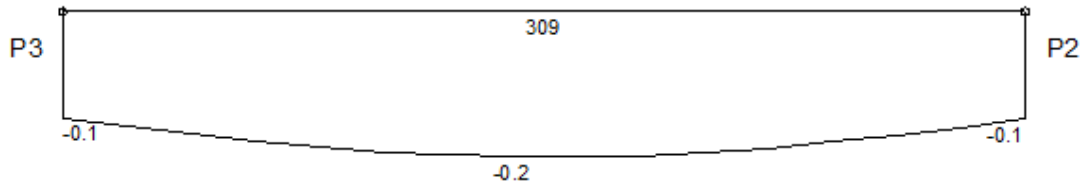
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]



DESLOCAMENTOS [cm;cm]



Pavimento TOPO VIGA

Resultados dos Pilares

TOPO VIGA
Lance 4

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

$cobr = 4.00 \text{ cm}$

Dados							Resultados			
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h	
P1 1:20	18.00	635.00	335.00	2.13 1.20	50 33	34 28	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	64.39	
	X 18.00	45.00	RR 335.00 RR				1.57 2 ø 10.0 1.0 4 ø 10.0			
P4 1:20	18.00	635.00	335.00	2.12 1.20	50 33	33 28	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	64.39	
	X 18.00	45.00	RR 335.00 RR				1.57 2 ø 10.0 1.0 4 ø 10.0			

Cálculo do Pilar P1

Pavimento TOPO VIGA - Lance 4

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular $b = 18.00 \text{ cm}$ $h = 18.00 \text{ cm}$ Cobrimento = 4.00 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 260716 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2400.00 kgf/m^3 $F_i = 2.02$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR $l_i = 335.00 \text{ cm}$ Esbeltez = 64.39	$M_{sd\text{topo}} = 50 \text{ kgf.m}$ $M_{sd\text{base}} = 33 \text{ kgf.m}$	$N_{d\text{max}} = 2.23 \text{ tf}$ $N_{d\text{min}} = 1.26 \text{ tf}$ $n_i = 0.03$
H	Vínculo = RR	$M_{sd\text{topo}} = 34 \text{ kgf.m}$	

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
	li = 335.00 cm Esbeltez = 64.39	Msdbase = 28 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 50 Msdcentro = 43 Msdbase = 33	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 10 M2d = 44 Mcd = 1	Td = 1 kgf.m	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A Msd(x) = 45 kgf.m Msd(y) = 92 kgf.m Mrd(x) = 440 kgf.m Mrd(y) = 892 kgf.m Mrd/Msd=9.68
H	Msdtopo = 34 Msdcentro = 31 Msdbase = 28	Madtopo = 10 Madcentro = 12 Madbase = 15 M2d = 44 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm²	4ø10.0 3.14 cm² 1.0 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
l 45	VBd topo = 0.04 tf VBd base = 0.04 tf VHd topo = 0.01 tf VHd base = 0.01 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.04 tf VRd2 = 11.91 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 773 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.01 tf VRd2 = 11.91 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 773 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 2.03 tf k = 2.00 Vc = 4.07 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 13.00 cm Vc0 = 2.03 tf k = 2.00 Vc = 4.07 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 = 4.50 cm Ae = 182.25 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/ 10

Cálculo do Pilar P4

Pavimento TOPO VIGA - Lance 4

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 18.00 cm h = 18.00 cm Cobrimento = 4.00 cm	fck = 300.00 kgf/cm² Ecs = 260716 kgf/cm² Peso específico = 2400.00 kgf/m³ Fi = 2.02

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos
---------	---------------------	------------------

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 335.00 cm Esbeltez = 64.39	Msdtopo = 50 kgf.m Msdbase = 33 kgf.m	Ndmax = 2.23 tf Ndmin = 1.26 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR li = 335.00 cm Esbeltez = 64.39	Msdtopo = 33 kgf.m Msdbase = 28 kgf.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 50 Msdcentro = 43 Msdbase = 33	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 10 M2d = 44 Mcd = 1	Td = 1 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 ø 10.0 2 ø 10.0	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A Msd(x) = 45 kgf.m Msd(y) = 92 kgf.m Mrd(x) = 441 kgf.m Mrd(y) = 892 kgf.m Mrd/Msd=9.69
H	Msdtopo = 33 Msdcentro = 31 Msdbase = 28	Madtopo = 10 Madcentro = 12 Madbase = 15 M2d = 44 Mcd = 0		4ø10.0 3.14 cm ² 1.0 %	

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 = 0.01 tf VHd base = 0.01 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.04 tf VRd2 = 11.91 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 773 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.01 tf VRd2 = 11.91 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 773 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 13.00 cm Vc0 = 2.03 tf k = 2.00 Vc = 4.07 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 13.00 cm Vc0 = 2.03 tf k = 2.00 Vc = 4.07 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 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 = 4.50 cm Ae = 182.25 cm ²	A90 = 0.01 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.01 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

TOPO VIGA
Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.00 cm

Dados	Resultados
-------	------------

Pilar	Seção (cm)	lib vînc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)
		lih vînc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)	MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	MB2d MBcd		MH2d MHcd (kgf.m)
P1	18.00 X 18.00	335.00 RR 64.39	2.23 1.26	50 33	50 43 33	0 0 10 44 1	Msd(x) = 45 kgf.m Msd(y) = 92 kgf.m Mrd(x) = 440 kgf.m Mrd(y) = 892 kgf.m Mrd/Msd=9.68	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0
		335.00 RR 64.39	0.03 0.00 0.00	34 28	34 31 28	44 44 0		1.0
P4	18.00 X 18.00	335.00 RR 64.39	2.23 1.26	50 33	50 43 33	0 0 10 44 1	Msd(x) = 45 kgf.m Msd(y) = 92 kgf.m Mrd(x) = 441 kgf.m Mrd(y) = 892 kgf.m Mrd/Msd=9.69	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0
		335.00 RR 64.39	0.03 0.00 0.00	33 28	33 31 28	44 44 0		1.0

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento TOPO VIGA

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	837.38	2 ø 8.0		-0.04 -0.04	2 ø 8.0 2 ø 8.0		Aviso 38
V2	837.38	2 ø 8.0		-0.04 -0.04	2 ø 8.0 2 ø 8.0		Aviso 38
V3	938.03	2 ø 8.0		-0.04 -0.04	2 ø 8.0 2 ø 8.0		Avisos 19, 38

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial								
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)	
P1		18.00						0.54					
1	288.53 267.00	267.00	96.00	0.00	0.10	-0.17	0.85		837.38				-0.15
P2		18.00						0.55					

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P4		18.00						0.54				
1	288.53 267.00	267.00	96.00	0.00	0.10	-0.17	0.85		837.38			-0.15
P3		18.00						0.55				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P4		18.00						0.81				
1	309.00 291.00	291.00	96.00	0.00	0.00	-0.01	1.25		938.03			-0.15
P1		18.00						0.81				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	18.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	
1	267.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 12.5			0.04	0.15
P2	18.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P4	18.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	
1	267.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 12.5			0.04	0.15
P3	18.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P4	18.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	
1	291.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 12.5			0.05	0.15
P1	18.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

Cálculo da Viga V1

Pavimento TOPO VIGA - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 35.10 cm % armad. = 0.17 M = 535 kgf.m fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 35.10 cm % armad. = 0.17

Nó	Flexão	Final
		fiss = 0.00 mm
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 35.10 cm % armad. = 0.17 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 = 0.99 tf VRd2 = 26.81 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 35.10 cm Vc0 = 4.57 tf k = 1.00		Vmin = 4.54 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento TOPO VIGA - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 35.10 cm % armad. = 0.17 M = 535 kgf.m fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 35.10 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm

Nó	Flexão	Final
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 35.10 cm % armad. = 0.17 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 = 0.99 tf VRd2 = 26.81 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 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
1 1-1	d = 35.10 cm Vc0 = 4.57 tf k = 1.00		Vmin = 4.54 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5		

Cálculo da Viga V3

Pavimento TOPO VIGA - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.00 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 35.10 cm % armad. = 0.17 M = 599 kgf.m fiss = 0.05 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 35.10 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.80 cm ² A's = 0.00 cm ²	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 35.10 cm

Nó	Flexão	Final
	yLN = 1.28 cm	% armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

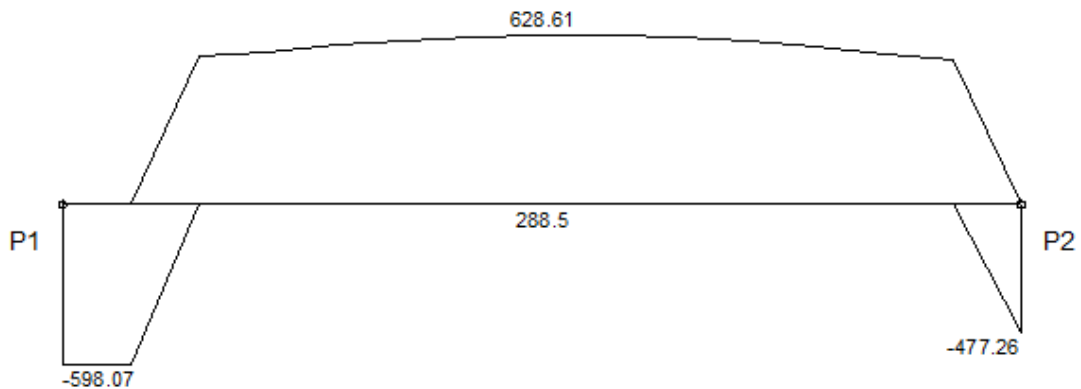
Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.25 tf VRd2 = 26.81 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

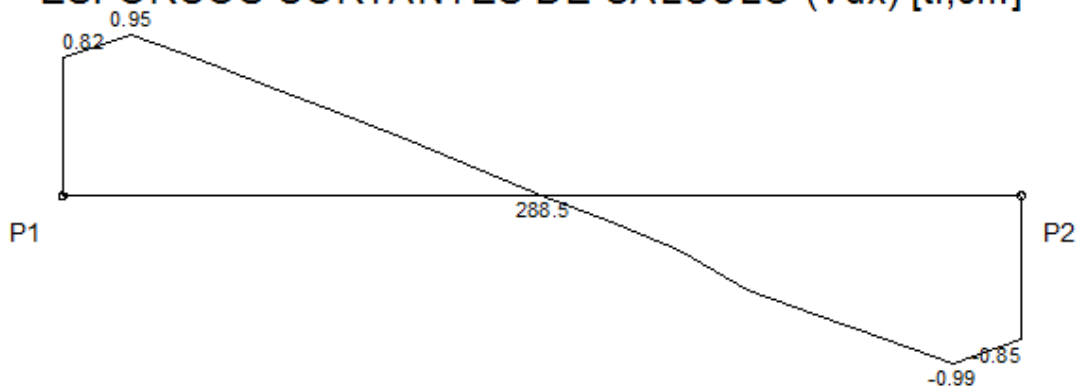
Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 35.10 cm Vc0 = 4.57 tf k = 1.00		Vmin = 4.54 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Diagramas: VIGA V1 - TOPO VIGA

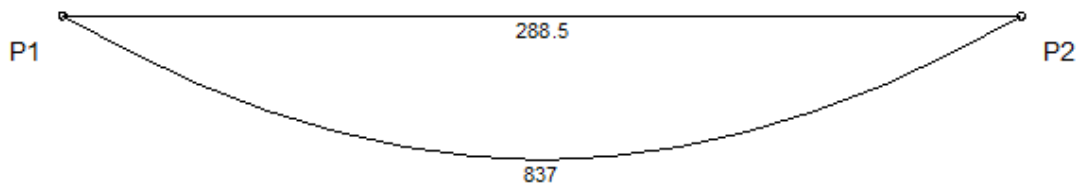
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



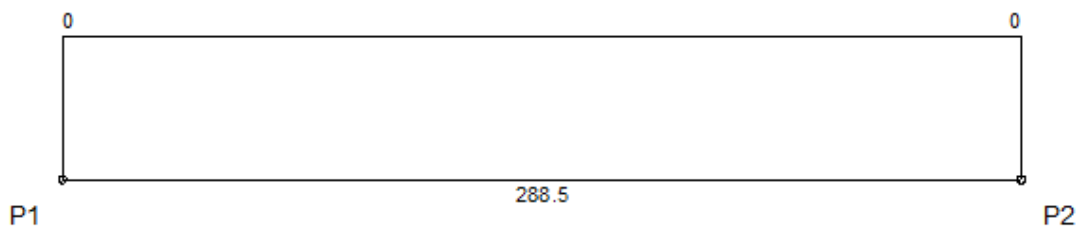
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



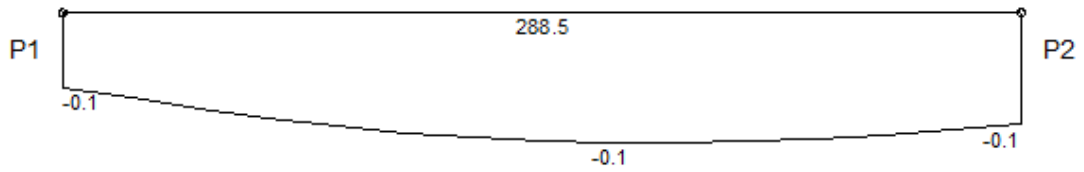
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

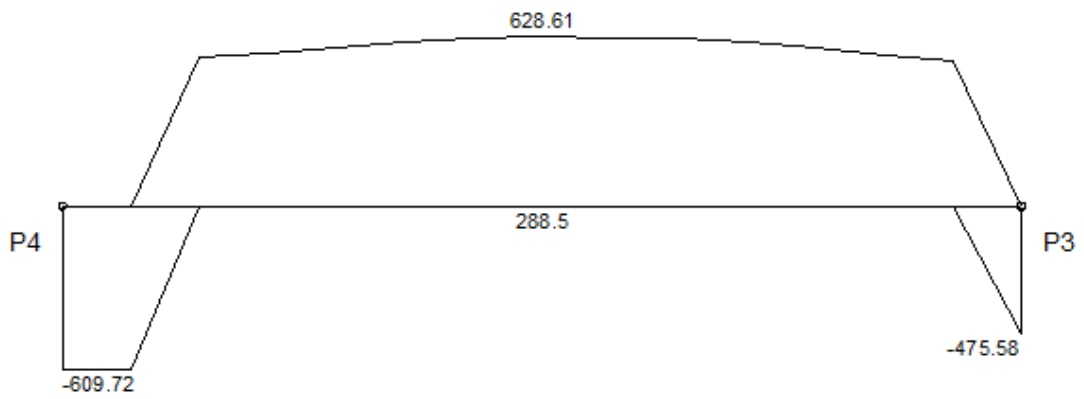


DESLOCAMENTOS [cm;cm]

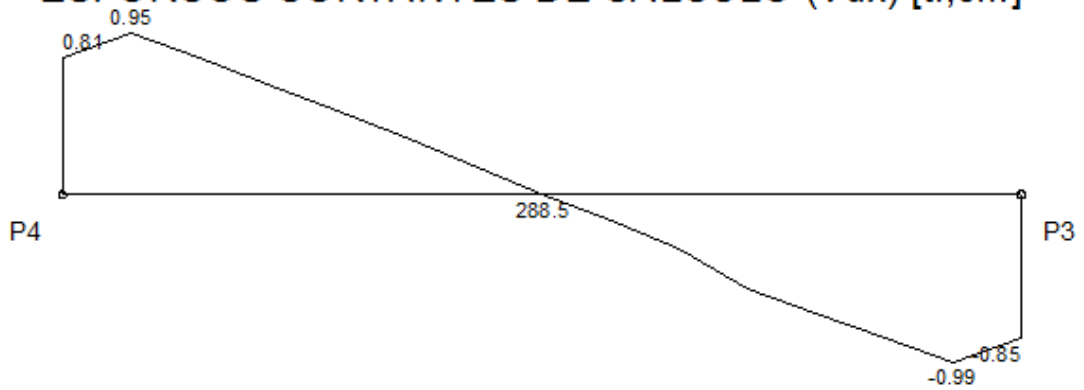


Diagramas: VIGA V2 - TOPO VIGA

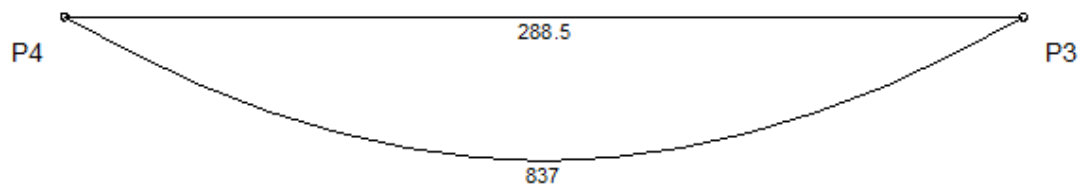
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



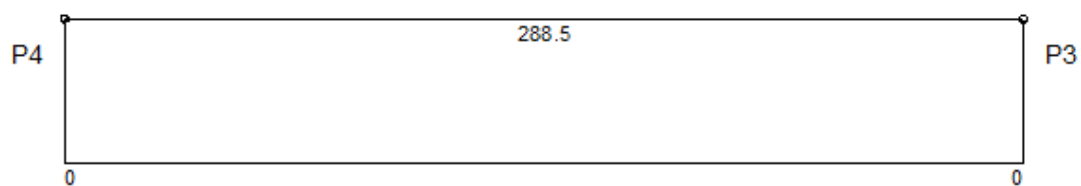
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [tf;cm]



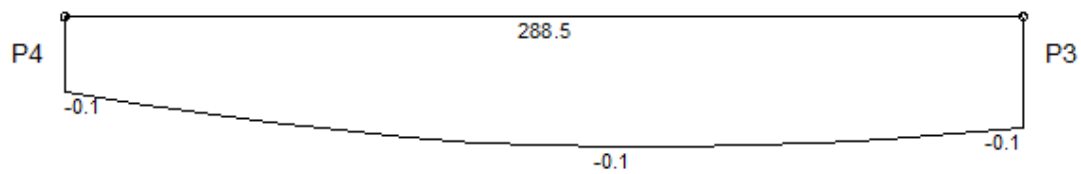
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kgf.m;cm]

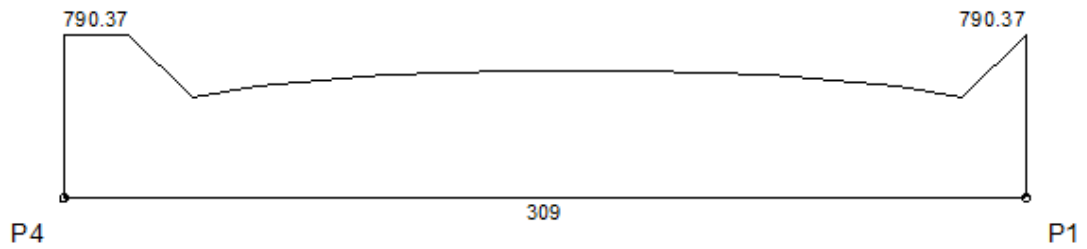


DESLOCAMENTOS [cm;cm]

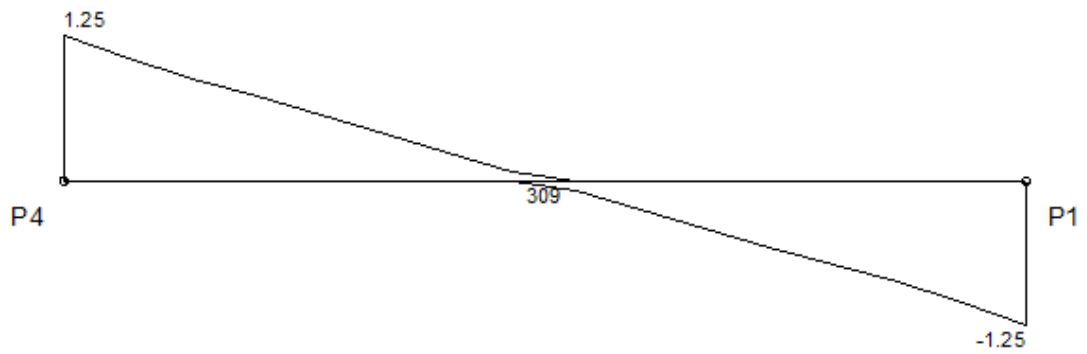


Diagramas: VIGA V3 - TOPO VIGA

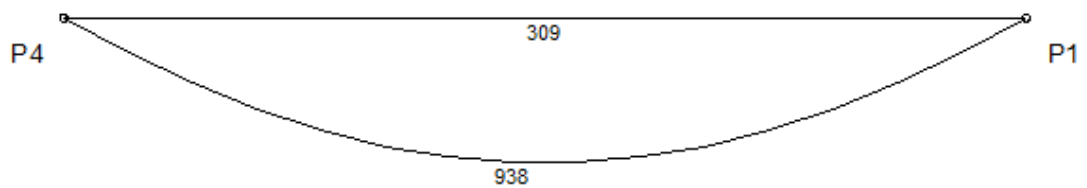
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



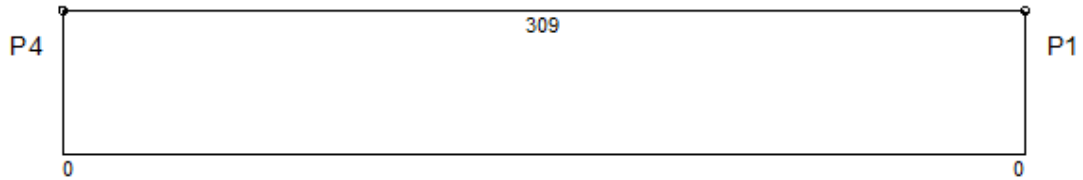
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



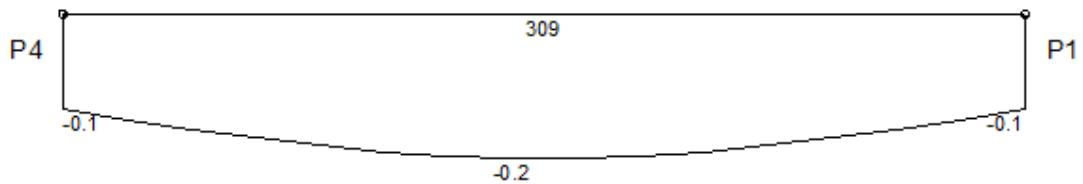
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kgf.m;cm]



DESLOCAMENTOS [cm;cm]



Dados das Lajes

TOPO VIGA $f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$ $\text{Peso Espec} = 2400.00 \text{ kgf/m}^3$
Lance 4 $\text{cobr} = 4.00 \text{ cm}$

Seção (cm)						Cargas (kgf/m ²)			
Laje	Tipo	H	ee ec	enx eny	eex eey	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total
R1	Maciça	12				291.38	150.00 100.00	0.00 0.00	541.38

Resultados da Laje

TOPO VIGA $f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$ $\text{Peso Espec} = 2400.00 \text{ kgf/m}^3$
Lance 4 $\text{cobr} = 4.00 \text{ cm}$

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Asy	Flecha (cm)
R1	12	541.38	370	380	As = 1.23 cm ² /m ($\varnothing 5.0 \text{ c}/15 - 1.31 \text{ cm}^2/\text{m}$)	As = 1.31 cm ² /m ($\varnothing 5.0 \text{ c}/12.5 - 1.57 \text{ cm}^2/\text{m}$)	-0.21

Memorial de cálculo

TOMADA DÁGUA

Resumo de resultados

Análise de 1ª ordem:

Processo de pórtico espacial

Cargas verticais:

Peso próprio = 54.72 tf
 Adicional = 799.20 tf
 Acidental = 2.70 tf
 Total = 856.62 tf
 Área aproximada = 18.00 m²
 Relação = 47590.00 kgf/m²

AVISO: Relação de carga por área não usual para edifícios

Deslocamento horizontal:

Direção X = 0.00 cm (limite 0.16)
 Direção Y = 0.00 cm (limite 0.16)

Coefficiente Gama-Z:

Direção X = 1.00 (limite 1.10)
 Direção Y = 1.00 (limite 1.10)

Dados dos Canal

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.00 cm

Seção (cm)				Cargas Verticais (kgf/m ²)				Cargas Horizontais (kgf/m ²)	
Elemento	H	Elevação	Nível	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total	Base	Topo
LT (RES2)	60.00	0.00	200.00	1440.00 kgf/m ²	150.00 100.00	0.00 88600.00	90290.00 kgf/m ²		
PAR1 (RES2)	50.00	0.00	200.00	2400.00 kgf/m	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 kgf/m	85600.00	84000.00
PAR2 (RES2)	50.00	0.00	200.00	2400.00 kgf/m	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 kgf/m	85600.00	84000.00
LF (RES2)	60.00	0.00	0.00	1440.00 kgf/m ²	150.00 100.00	0.00 0.00	1690.00 kgf/m ²		

Resultados do Canal

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.00 cm

ARMADURAS NA LAJE								
Esforços					Resultados			
Trecho	Ndx Rdx (tf)	Ndy Rdy (tf)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Armadura inferior		Armadura superior	
					Asx	Asy	Asx	Asy
LT	111.53 0.00	1.80 0.00	38297	8654	As = 16.55 cm ² /m (20.11 cm ² /m)	As = 6.03 cm ² /m (6.28 cm ² /m)		
PAR1	1.29 -1.16	95.82 0.00	2886	55029	As = 7.50 cm ² /m (7.85 cm ² /m)	As = 3.75 cm ² /m (3.93 cm ² /m)	A's = 7.50 cm ² /m (7.85 cm ² /m)	A's = 36.57 cm ² /m (32.72 cm ² /m)
PAR2	1.29 -1.16	95.82 0.00	2886	55029	As = 7.50 cm ² /m (7.85 cm ² /m)	As = 3.75 cm ² /m (3.93 cm ² /m)	A's = 7.50 cm ² /m (7.85 cm ² /m)	A's = 36.57 cm ² /m (32.72 cm ² /m)
LF	111.17 0.00	0.00 -1.45	36428	3612	As = 4.50 cm ² /m (5.03 cm ² /m)	As = 9.00 cm ² /m (9.82 cm ² /m)	A's = 15.77 cm ² /m (15.71 cm ² /m)	A's = 9.00 cm ² /m (9.82 cm ² /m)

Cálculos do Canal

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

$cobr = 4.00 \text{ cm}$

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)										
Trecho	Direção	Momento positivo			Momento negativo			Armadura inferior	Armadura superior	Cisalhamento
		Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)			
LT	X	Md = 38297 kgf.m/m As = 16.55 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 111.53 tf Situação: GE As = 3.91 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m					As = 16.55 cm ² /m (20.11 cm ² /m) fiss = 0.20 mm		vsd = 177.71 tf/m vrd1 = 28.19 tf/m Modelo I vrd2 = 278.50 tf/m vsw = 82.65 tf/m asw = 38.61 cm ² /m
	Y	Md = 12110 kgf.m/m As = 5.23 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 1.80 tf Situação: GE As = 3.50 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m					As = 6.03 cm ² /m (6.28 cm ² /m) fiss = 0.06 mm		vsd = 66.19 tf/m vrd1 = 25.81 tf/m vrd2 = 271.88 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
PAR1	X	Md = 12551 kgf.m/m As = 6.45 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 1.29 tf Situação: GE As = 0.72 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 1.39 tf Situação: GE As = 1.06 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Md = 12551 kgf.m/m As = 6.45 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 1.29 tf Situação: GE As = 1.30 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 1.39 tf Situação: GE As = 1.64 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 7.50 cm ² /m (7.85 cm ² /m) fiss = 0.00 mm	A's = 7.50 cm ² /m (7.85 cm ² /m)	vsd = 75.57 tf/m vrd1 = 23.94 tf/m Modelo I vrd2 = 229.11 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	Md = 6276 kgf.m/m As = 3.27 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m			Md = 55029 kgf.m/m As = 31.66 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 95.82 tf Situação: GE As = 21.51 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m		As = 3.75 cm ² /m (3.93 cm ² /m) fiss = 0.00 mm	A's = 36.57 cm ² /m (32.72 cm ² /m)	vsd = 110.69 tf/m vrd1 = 27.61 tf/m vrd2 = 224.02 tf/m vsw = 34.22 tf/m asw = 19.88 cm ² /m
PAR2	X	Md = 12551 kgf.m/m As = 6.45	Fd = 1.29 tf Situação: GE As = 0.72 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 1.39 tf Situação: GE As = 1.06 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Md = 12551 kgf.m/m As = 6.45	Fd = 1.29 tf Situação: GE As = 1.30 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 1.39 tf Situação: GE As = 1.64 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 7.50 cm ² /m (7.85 cm ² /m) fiss = 0.00 mm	A's = 7.50 cm ² /m (7.85 cm ² /m)	vsd = 75.57 tf/m vrd1 = 23.94 tf/m Modelo I vrd2 = 229.11 tf/m

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)

Trecho	Direção	Momento positivo			Momento negativo			Armadura inferior	Armadura superior	Cisalhamento
		Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)			
		cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m			cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m					vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	Md = 6276 kgf.m/m As = 3.27 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m			Md = 55029 kgf.m/m As = 31.66 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 95.82 tf Situação: GE As = 21.51 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m		As = 3.75 cm ² /m (3.93 cm ² /m) fiss = 0.00 mm	A's = 36.57 cm ² /m (32.72 cm ² /m)	vsd = 110.69 tf/m vrd1 = 27.61 tf/m vrd2 = 224.02 tf/m vsw = 34.22 tf/m asw = 19.88 cm ² /m
LF	X	Md = 9037 kgf.m/m As = 3.77 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m			Md = 36428 kgf.m/m As = 15.77 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Fd = 111.17 tf Situação: GE As = 3.07 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m		As = 4.50 cm ² /m (5.03 cm ² /m) fiss = 0.00 mm	A's = 15.59 cm ² /m (16.36 cm ² /m)	vsd = 190.19 tf/m vrd1 = 25.98 tf/m Modelo I vrd2 = 280.54 tf/m vsw = 94.37 tf/m asw = 43.77 cm ² /m
	Y	Md = 18074 kgf.m/m As = 7.75 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m		Fd = 1.74 tf Situação: GE As = 1.75 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	Md = 2939 kgf.m/m As = 1.24 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m		Fd = 1.74 tf Situação: GE As = 1.46 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m	As = 9.00 cm ² /m (9.82 cm ² /m) fiss = 0.01 mm	A's = 9.00 cm ² /m (9.82 cm ² /m)	vsd = 65.57 tf/m vrd1 = 26.50 tf/m vrd2 = 275.32 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

Resumo de resultados

Análise de 1ª ordem:

Processo de pórtico espacial

Cargas verticais:

Peso próprio = 75.44 tf
 Adicional = 78.01 tf
 Acidental = 5.97 tf
 Total = 159.42 tf
 Área aproximada = 29.84 m²
 Relação = 5341.70 kgf/m²

AVISO: Relação de carga por área não usual para edifícios

Deslocamento horizontal:

Direção X = 1.68 cm (limite 2.22)
 Direção Y = 1.75 cm (limite 2.22)

Coefficiente Gama-Z:

Direção X = 1.05 (limite 1.10)
 Direção Y = 1.05 (limite 1.10)

Análise de 2ª ordem:

Processo P-Delta
 O P-Delta está configurado para não ser calculado

Verificação da Estabilidade Global da Estrutura

Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V1)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
forro2	3780	7.15	0.00	0.04	4.75	0.45
forro 1	3720	10.60	0.22	0.29	4.73	0.45
VIGAMENTO SUPERIOR	3540	55.01	0.75	0.75	4.67	0.45
PATAMAR 11	3090	23.61	0.87	0.88	4.33	0.38
PATAMAR 10	2840	11.93	0.72	0.73	4.16	0.33
PATAMAR 9	2590	11.93	0.71	0.72	3.96	0.29
PATAMAR 8	2340	11.93	0.70	0.71	3.73	0.25
PATAMAR 7	2090	11.93	0.68	0.70	3.45	0.20
PATAMAR 6	1840	11.93	0.67	0.68	3.14	0.16
PATAMAR 5	1590	11.93	0.66	0.67	2.80	0.12
PATAMAR 4	1340	11.93	0.64	0.65	2.42	0.09
PATAMAR 3	1090	11.93	0.62	0.63	2.01	0.06
PATAMAR 2	840	11.93	0.60	0.61	1.57	0.03
PATAMAR 1	590	5.89	0.57	0.57	1.13	0.01
PLATÔ INFERIOR	300	6.01	0.50	0.50	0.51	0.00

Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V3)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
forro2	3780	7.34	0.00	0.04	0.06	5.34
forro 1	3720	10.40	0.22	0.29	0.05	5.32
VIGAMENTO SUPERIOR	3540	55.01	0.75	0.75	0.05	5.26
PATAMAR 11	3090	23.61	0.87	0.88	0.01	4.86
PATAMAR 10	2840	11.93	0.72	0.73	0.00	4.65
PATAMAR 9	2590	11.93	0.71	0.72	0.00	4.40
PATAMAR 8	2340	11.93	0.70	0.71	-0.01	4.11
PATAMAR 7	2090	11.93	0.68	0.70	-0.01	3.78
PATAMAR 6	1840	11.93	0.67	0.68	-0.01	3.42

Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V3)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
PATAMAR 5	1590	11.93	0.66	0.67	-0.01	3.03
PATAMAR 4	1340	11.93	0.64	0.65	-0.01	2.60
PATAMAR 3	1090	11.93	0.62	0.63	-0.01	2.14
PATAMAR 2	840	11.93	0.60	0.61	-0.01	1.66
PATAMAR 1	590	5.89	0.57	0.57	0.00	1.17
PLATÔ INFERIOR	300	6.01	0.50	0.50	0.00	0.53

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	178.87	185.71
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	7.78	8.65
Gama-Z	1.05	1.05

Valor limite: 1.10

Gama-Z por Combinação						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V1	298.12	309.52	12.90	0.57	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V2	298.12	309.52	12.85	0.57	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V3	298.12	309.52	0.02	13.70	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V4	298.12	309.52	0.02	14.21	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V1	178.87	185.71	7.78	0.60	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V2	178.87	185.71	7.78	0.60	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V3	178.87	185.71	0.03	8.65	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4	178.87	185.71	0.03	8.64	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V1	298.12	309.52	12.63	0.55	1.04	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V2	298.12	309.52	12.60	0.54	1.04	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V3	298.12	309.52	0.02	13.39	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V4	298.12	309.52	0.02	13.94	1.00	1.05
G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V1	298.12	309.52	9.93	0.32	1.03	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V2	298.12	309.52	9.87	0.32	1.03	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V3	298.12	309.52	0.01	10.09	1.00	1.03
G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V4	298.12	309.52	0.01	11.22	1.00	1.04
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V1	178.87	185.71	5.83	0.33	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V2	178.87	185.71	5.82	0.33	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V3	178.87	185.71	0.02	6.35	1.00	1.04
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V4	178.87	185.71	0.02	6.38	1.00	1.04
G1+G2+S+1.4V1	298.12	309.52	9.68	0.30	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4V2	298.12	309.52	9.64	0.29	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4V3	298.12	309.52	0.01	9.82	1.00	1.03
G1+G2+S+1.4V4	298.12	309.52	0.01	10.97	1.00	1.04

Deslocamentos Horizontais

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3780.00			
Deslocamento limite (cm)	2.22			
Deslocamento característico (cm)	5.59	-5.59	5.82	-5.82
$\psi 1$	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento freqüente (cm)	1.68	-1.68	1.75	-1.75

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento freqüente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
forro2	60.00	1.68	-1.68	1.75	-1.75	0.01	-0.01	0.01	-0.01	0.07
forro 1	180.00	1.67	-1.67	1.74	-1.74	0.02	-0.02	0.02	-0.02	0.21
VIGAMENTO SUPERIOR	450.00	1.65	-1.65	1.72	-1.72	0.11	-0.11	0.12	-0.12	0.53
PATAMAR 11	250.00	1.54	-1.54	1.60	-1.60	0.06	-0.06	0.06	-0.06	0.29

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento freqüente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
PATAMAR 10	250.00	1.49	-1.49	1.54	-1.54	0.07	-0.07	0.07	-0.07	0.29
PATAMAR 9	250.00	1.42	-1.42	1.47	-1.47	0.08	-0.08	0.09	-0.09	0.29
PATAMAR 8	250.00	1.33	-1.33	1.38	-1.38	0.10	-0.10	0.10	-0.10	0.29
PATAMAR 7	250.00	1.24	-1.24	1.28	-1.28	0.11	-0.11	0.11	-0.11	0.29
PATAMAR 6	250.00	1.13	-1.13	1.16	-1.16	0.12	-0.12	0.13	-0.13	0.29
PATAMAR 5	250.00	1.00	-1.00	1.04	-1.04	0.14	-0.14	0.14	-0.14	0.29
PATAMAR 4	250.00	0.87	-0.87	0.90	-0.90	0.15	-0.15	0.15	-0.15	0.29
PATAMAR 3	250.00	0.72	-0.72	0.74	-0.74	0.16	-0.16	0.16	-0.16	0.29
PATAMAR 2	250.00	0.57	-0.57	0.58	-0.58	0.16	-0.16	0.17	-0.17	0.29
PATAMAR 1	290.00	0.40	-0.40	0.41	-0.41	0.22	-0.22	0.23	-0.23	0.34
PLATÔ INFERIOR	300.00	0.18	-0.18	0.19	-0.19	0.18	-0.18	0.19	-0.19	0.35

Relatório de Esforços na Fundação por Elementos

Pilares de Fundações

Fundação S1-2-3-4						
COMBINAÇÃO:	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
Peso próprio (G1)	75.44	-15261.37	1370.10	0.00	0.00	-17.58
Adicional (G2)	78.01	-43316.84	-1257.47	0.00	0.00	-25.37
Solo (S)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Acidental (Q)	5.97	-3741.03	585.92	0.00	0.00	-4.23
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	0.00	0.00	218239.91	0.00	10.60	-0.30
Vento X- (V2)	0.00	0.00	-218239.91	0.00	-10.60	0.30
Vento Y+ (V3)	0.00	226532.98	0.00	-10.89	0.00	-5.26
Vento Y- (V4)	0.00	-226532.98	0.00	10.89	0.00	5.26
Desaprumo X+ (D1)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Desaprumo X- (D2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Desaprumo Y+ (D3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Desaprumo Y- (D4)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1+G2+S	153.45	-58578.21	112.63	0.00	0.00	-42.95
G1+G2+S+0.5Q+A	156.44	-60448.72	405.59	0.00	0.00	-45.07
G1+G2+S+0.5Q+A+0.6V1	156.44	-60448.72	131349.54	0.00	6.36	-45.24
G1+G2+S+0.5Q+A+0.6V2	156.44	-60448.72	-130538.37	0.00	-6.36	-44.89
G1+G2+S+0.5Q+A+0.6V3	156.44	75471.07	405.59	-6.53	0.00	-48.22
G1+G2+S+0.5Q+A+0.6V4	156.44	-196368.52	405.59	6.53	0.00	-41.91
G1+G2+S+0.5Q+A+V1	156.44	-60448.72	218645.50	0.00	10.60	-45.36
G1+G2+S+0.5Q+A+V2	156.44	-60448.72	-217834.33	0.00	-10.60	-44.77
G1+G2+S+0.5Q+A+V3	156.44	166084.26	405.59	-10.89	0.00	-50.33
G1+G2+S+0.5Q+A+V4	156.44	-286981.70	405.59	10.89	0.00	-39.81
G1+G2+S+0.5Q+V1	156.44	-60448.72	218645.50	0.00	10.60	-45.36
G1+G2+S+0.5Q+V2	156.44	-60448.72	-217834.33	0.00	-10.60	-44.77
G1+G2+S+0.5Q+V3	156.44	166084.26	405.59	-10.89	0.00	-50.33
G1+G2+S+0.5Q+V4	156.44	-286981.70	405.59	10.89	0.00	-39.81
G1+G2+S+A	153.45	-58578.21	112.63	0.00	0.00	-42.95
G1+G2+S+A+0.6V1	153.45	-58578.21	131056.58	0.00	6.36	-43.13
G1+G2+S+A+0.6V2	153.45	-58578.21	-130831.33	0.00	-6.36	-42.77
G1+G2+S+A+0.6V3	153.45	77341.59	112.63	-6.53	0.00	-46.10
G1+G2+S+A+0.6V4	153.45	-194498.00	112.63	6.53	0.00	-39.80
G1+G2+S+A+V1	153.45	-58578.21	218352.54	0.00	10.60	-43.24
G1+G2+S+A+V2	153.45	-58578.21	-218127.29	0.00	-10.60	-42.65
G1+G2+S+A+V3	153.45	167954.77	112.63	-10.89	0.00	-48.21
G1+G2+S+A+V4	153.45	-285111.19	112.63	10.89	0.00	-37.69
G1+G2+S+Q	159.42	-62319.24	698.54	0.00	0.00	-47.18
G1+G2+S+Q+0.6V1	159.42	-62319.24	131642.50	0.00	6.36	-47.36
G1+G2+S+Q+0.6V2	159.42	-62319.24	-130245.41	0.00	-6.36	-47.01
G1+G2+S+Q+0.6V3	159.42	73600.55	698.54	-6.53	0.00	-50.34
G1+G2+S+Q+0.6V4	159.42	-198239.03	698.54	6.53	0.00	-44.03
G1+G2+S+Q+A	159.42	-62319.24	698.54	0.00	0.00	-47.18
G1+G2+S+Q+A+0.6V1	159.42	-62319.24	131642.50	0.00	6.36	-47.36
G1+G2+S+Q+A+0.6V2	159.42	-62319.24	-130245.41	0.00	-6.36	-47.01
G1+G2+S+Q+A+0.6V3	159.42	73600.55	698.54	-6.53	0.00	-50.34
G1+G2+S+Q+A+0.6V4	159.42	-198239.03	698.54	6.53	0.00	-44.03

Fundação S1-2-3-4						
COMBINAÇÃO:	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
G1+G2+S+V1	153.45	-58578.21	218352.54	0.00	10.60	-43.24
G1+G2+S+V2	153.45	-58578.21	-218127.29	0.00	-10.60	-42.65
G1+G2+S+V3	153.45	167954.77	112.63	-10.89	0.00	-48.21
G1+G2+S+V4	153.45	-285111.19	112.63	10.89	0.00	-37.69

Quadro de Cargas dos Pilares

Pilares	PLATÔ INFERIOR		PATAMAR 1		PATAMAR 2		PATAMAR 3		PATAMAR 4	
	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg
P1	64.73	-11.06	58.27	-6.92	52.09	-2.97	46.76	0.00	41.80	0.00
P2	65.97	-10.05	59.54	-5.88	53.43	-1.86	48.21	0.00	43.24	0.00
P3	88.15	0.00	81.72	0.00	75.55	0.00	65.35	0.00	60.73	0.00
P4	87.30	0.00	80.84	0.00	74.69	0.00	69.74	0.00	59.83	0.00

Pilares	PATAMAR 5		PATAMAR 6		PATAMAR 7		PATAMAR 8		PATAMAR 9	
	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg
P1	37.16	0.00	32.92	0.00	29.02	0.00	25.53	0.00	22.40	0.00
P2	38.65	0.00	34.38	0.00	30.52	0.00	27.01	0.00	23.92	0.00
P3	51.19	0.00	47.26	0.00	38.45	0.00	35.28	0.00	27.24	0.00
P4	55.52	0.00	46.33	0.00	42.75	0.00	34.31	0.00	31.51	0.00

Pilares	PATAMAR 10		PATAMAR 11		VIGAMENTO SUPERIOR		forro 1		forro2	
	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg	NPos (tf)	NNeg
P1	19.69	0.00	17.33	0.00	13.50	0.00	3.07	0.00	2.68	0.00
P2	21.19	0.00	18.87	0.00	13.58	0.00	3.08	0.00	2.69	0.00
P3	24.85	0.00	17.60	0.00	13.88	0.00	3.58	0.00		
P4	23.84	0.00	21.79	0.00	13.88	0.00	3.57	0.00		

Pavimento PLATÔ INFERIOR

Relatório das Sapatas

PLATÔ INFERIOR
Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cofr = 4.50 cm

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
S1-2-3-4	218645.50 286981.70	10.60 10.89	159.42 339.29	2.50	2500.00 0.50	30	500 500	0 260.00	26 ø 12.5 c/17.5 (31.91 cm ²)	26 ø 12.5 c/17.5 (31.91 cm ²)

Relatório de cálculo das sapatas

PLATÔ INFERIOR
Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Nome	Esforços			Pressões(kgf/cm ²)		Estabilidade					Dimensionamento		
	MB MH (kgf.m)	FB FH (tf)	Carga Carga total (tf)	Padm	Psolo		Tombamento		Deslizamento		Arranc. 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)
					Sig1 Sig2 Sig3 Sig4		Dir. B Msd Mrd Cond. (1.5)	Dir. H Msd Mrd Cond. (1.5)	Dir. B Fsd Frd Cond. (1.5)	Dir. H Fsd Frd Cond. (1.5)			
S1-2-3-4	218645.50 286981.70	10.60 10.89	159.42 339.29	2.50	-0.06 2.65	0.05 2.54	218352.54 849960.25 3.89	286981.70 857571.53 2.99	10.60 121.32 11.45	10.89 121.32 11.14		9293.88 2.38 0.00	24543.61 6.27 0.00

Relatório de cálculo dos cálices das Sapatas

PLATÔ INFERIOR
Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Esforços

Nome	Dados						Esforços (tf)		
	Lig. Pilar	hv (cm)	Lemb (cm)	Emb (cm)	ec (cm)	fv (cm) fhi (cm) fhs (cm)	Fat,sup Fat,inf	Hod,sup,b Hod,sup,h Hod,inf	N' Nd,susp

Resultados

Nome	Verificações (kgf/cm ²)			Resultados						
	Sigma.cont Sigma.lim	Sigma.com Sigma.lim	Biela	Asvp (cm ²)	Asv (cm ²)		Asw (cm ²)			
					h	b	h	b	sup	inf

Resultados dos Pilares

PLATÔ INFERIOR
Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	Dados				Resultados			
			lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h	
P1 1:20	30.00 X 30.00	577.40 300.00	50.00 RR 50.00 RR	89.05 -26.02	4723 6500	4845 6648	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0 2.8 8 ø 20.0	ø 5.0 c/ 10	5.77 5.77	
P2 1:20	30.00 X 30.00	577.40 300.00	300.00 RR 300.00 RR	90.71 -25.03	4703 6470	4856 6660	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0 2.8 8 ø 20.0	ø 5.0 c/ 10	34.60 34.60	

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P3 1:20	30.00 X 30.00	577.40 300.00	300.00 RR 300.00 RR	121.25 -3.32	4694 6467	4830 6677	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0 2.8 8 ø 20.0	ø 5.0 c/ 10	34.60 34.60
P4 1:20	30.00 X 30.00	577.40 300.00	300.00 RR 300.00 RR	120.04 -4.36	4715 6495	4828 6672	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0 2.8 8 ø 20.0	ø 5.0 c/ 10	34.60 34.60

Cálculo do Pilar P1

Pavimento PLATÔ INFERIOR - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 50.00 cm Esbeltez = 5.77	Msdtopo = 4723 kgf.m Msdbase = 6500 kgf.m	Ndmax = 89.05 tf Ndmin = -26.02 tf ni = 0.46
H	Vínculo = RR li = 50.00 cm Esbeltez = 5.77	Msdtopo = 4845 kgf.m Msdbase = 6648 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 42 Msdcentro = 17 Msdbase = 28	Madtopo = 609 Madcentro = 609 Madbase = 609 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 28 kgf.m Msd(y) = 7243 kgf.m Mrd(x) = 32 kgf.m Mrd(y) = 8466 kgf.m Mrd/Msd=1.17
H	Msdtopo = 4754 Msdcentro = 2654 Msdbase = 6634	Madtopo = 609 Madcentro = 609 Madbase = 609 M2d = 0 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm ²	8ø20.0 25.13 cm ² 2.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.74 tf VBd base = 3.74 tf VHd topo = 3.83 tf VHd base = 3.83 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.74 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 3.83 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 1.00 Vc = 6.26 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 1.00 Vc = 6.26 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento PLATÔ INFERIOR - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 300.00 cm Esbeltez = 34.60	Msdtopo = 4703 kgf.m Msdbase = 6470 kgf.m	Ndmax = 90.71 tf Ndmin = -25.03 tf ni = 0.47
H	Vínculo = RR li = 300.00 cm Esbeltez = 34.60	Msdtopo = 4856 kgf.m Msdbase = 6660 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 29 Msdcentro = 14 Msdbase = 9	Madtopo = 585 Madcentro = 585 Madbase = 585 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 9 kgf.m Msd(y) = 7214 kgf.m Mrd(x) = 10 kgf.m Mrd(y) = 8592 kgf.m Mrd/Msd=1.19
H	Msdtopo = 4748 Msdcentro = 2652 Msdbase = 6629	Madtopo = 585 Madcentro = 585 Madbase = 585 M2d = 0 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm ²	8ø20.0 25.13 cm ² 2.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.72 tf VBd base = 3.72 tf VHd topo = 3.84 tf VHd base = 3.84 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.72 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
H	Vd = 3.84 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 1.00 Vc = 6.26 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 1.00 Vc = 6.26 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P3

Pavimento PLATÔ INFERIOR - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm² Ecs = 260716 kgf/cm² Peso específico = 2400.00 kgf/m³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 300.00 cm Esbeltez = 34.60	Msdtopo = 4694 kgf.m Msdbase = 6467 kgf.m	Ndmax = 121.25 tf Ndmin = -3.32 tf ni = 0.63
H	Vínculo = RR li = 300.00 cm Esbeltez = 34.60	Msdtopo = 4830 kgf.m Msdbase = 6677 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 27 Msdcentro = 15 Msdbase = 5	Madtopo = 2883 Madcentro = 2896 Madbase = 2905 M2d = 761 Mcd = 47	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V4 Msd(x) = 2910 kgf.m Msd(y) = 6677 kgf.m Mrd(x) = 3842 kgf.m Mrd(y) = 8816 kgf.m Mrd/Msd=1.32
H	Msdtopo = 4830 Msdcentro = 2671 Msdbase = 6677	Madtopo = 0 Madcentro = 239 Madbase = 0 M2d = 761 Mcd = 182	Asl = 0.00 cm²	8ø20.0 25.13 cm² 2.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.72 tf VBd base = 3.72 tf VHd topo = 3.84 tf VHd base = 3.84 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.72 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 3.84 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 1.00 Vc = 6.26 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 1.00 Vc = 6.26 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P4

Pavimento PLATÔ INFERIOR - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 300.00 cm Esbeltez = 34.60	Msdtopo = 4715 kgf.m Msdbase = 6495 kgf.m	Ndmax = 120.04 tf Ndmin = -4.36 tf ni = 0.62
H	Vínculo = RR li = 300.00 cm Esbeltez = 34.60	Msdtopo = 4828 kgf.m Msdbase = 6672 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 47 Msdcentro = 19 Msdbase = 32	Madtopo = 2834 Madcentro = 2862 Madbase = 2849 M2d = 753 Mcd = 46	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V4 Msd(x) = 2881 kgf.m Msd(y) = 6672 kgf.m Mrd(x) = 3815 kgf.m Mrd(y) = 8836 kgf.m Mrd/Msd=1.32
H	Msdtopo = 4827 Msdcentro = 2669 Msdbase = 6672	Madtopo = 0 Madcentro = 212 Madbase = 0 M2d = 753 Mcd = 178	Asl = 0.00 cm ²	8ø20.0 25.13 cm ² 2.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I	VBd topo = 3.74 tf	Td = 0 kgf.m

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
45	V _{Bd} base = 3.74 tf V _{Hd} topo = 3.83 tf V _{Hd} base = 3.83 tf	

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	V _d = 3.74 tf V _{Rd2} = 36.66 tf	T _d = 0 kgf.m T _{Rd2} = 3580 kgf.m	V _d /V _{Rd2} + T _d /T _{Rd2} = 0.10
H	V _d = 3.83 tf V _{Rd2} = 36.66 tf	T _d = 0 kgf.m T _{Rd2} = 3580 kgf.m	V _d /V _{Rd2} + T _d /T _{Rd2} = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm V _{c0} = 6.26 tf k = 1.00 V _c = 6.26 tf	V _{min} = 3.26 tf A _{swmin} = 3.48 cm ² /m	V _{sw} = 0.00 tf A _{sw} = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.00 cm V _{c0} = 6.26 tf k = 1.00 V _c = 6.26 tf	V _{min} = 3.26 tf A _{swmin} = 3.48 cm ² /m	V _{sw} = 0.00 tf A _{sw} = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
h _e = 7.50 cm A _e = 506.25 cm ²	A ₉₀ = 0.00 cm ²	Z _r = 0.00 tf Z _s = 0.00 tf	Z _r = 0.00 tf Z _s = 0.00 tf	A _{sw} = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

PLATÔ INFERIOR
Lance 1

f_{ck} = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	N _d máx N _d mín (tf)	MB _d topo MB _d base	MB _s topo MB _s centro MB _s base	M _{ad} topo M _{ad} centro M _{ad} base	Processo de Cálculo	A _s b(cm ²) A _s h % armad
		lih vínc esb H (cm)	n _i Z _r	MH _d topo MH _d base (kgf.m)				
P1	30.00 X 30.00	50.00 RR 5.77	89.05 -26.02	4723 6500	42 17 28	609 609 609	M _{sd} (x) = 28 kgf.m M _{sd} (y) = 7243 kgf.m M _{rd} (x) = 32 kgf.m M _{rd} (y) = 8466 kgf.m M _{rd} /M _{sd} =1.17	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0
		50.00 RR 5.77	0.46 0.00 0.00	4845 6648	4754 2654 6634	0 0 0		2.8
P2	30.00 X 30.00	300.00 RR 34.60	90.71 -25.03	4703 6470	29 14 9	585 585 585	M _{sd} (x) = 9 kgf.m M _{sd} (y) = 7214 kgf.m M _{rd} (x) = 10 kgf.m M _{rd} (y) = 8592 kgf.m M _{rd} /M _{sd} =1.19	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0
		300.00 RR 34.60	0.47 0.00 0.00	4856 6660	4748 2652 6629	0 0 0		2.8

Dados					Resultados				
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)	
		lih vínc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)		MB2d MBcd	MH2d MHcd (kgf.m)
P3	30.00 X 30.00	300.00 RR 34.60	121.25 -3.32	4694 6467	27 15 5	2883 2896 2905	Msd(x) = 2910 kgf.m Msd(y) = 6677 kgf.m Mrd(x) = 3842 kgf.m Mrd(y) = 8816 kgf.m Mrd/Msd=1.32	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0	
		300.00 RR 34.60	0.63 0.00 0.00	4830 6677	4830 2671 6677	761 47 761 182		2.8	
P4	30.00 X 30.00	300.00 RR 34.60	120.04 -4.36	4715 6495	47 19 32	2834 2862 2849	Msd(x) = 2881 kgf.m Msd(y) = 6672 kgf.m Mrd(x) = 3815 kgf.m Mrd(y) = 8836 kgf.m Mrd/Msd=1.32	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0	
		300.00 RR 34.60	0.62 0.00 0.00	4828 6672	4827 2669 6672	753 46 753 178		2.8	

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento PLATÔ INFERIOR

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
VC1	9450.92	4 ø 16.0		-9641.46 -9580.44	4 ø 16.0 4 ø 16.0		
VC2	9440.26	4 ø 16.0		-9593.95 -9643.64	4 ø 16.0 4 ø 16.0		
VC3	9695.98	4 ø 16.0		-9882.00 -9880.21	4 ø 16.0 4 ø 16.0		
VC4	9702.64	4 ø 16.0		-9885.06 -9881.63	4 ø 16.0 4 ø 16.0		

Esforços da Viga VC1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados				Envoltória								
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P1		30.00						1.81				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	-0.02	7.56			9405.80 9450.92	-9641.46 -9580.44	-0.02
P2		30.00						1.78				

Esforços da Viga VC2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P3		30.00						1.78				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	-0.05	7.55			9440.26 9404.17	-9593.95 -9643.64	-0.02
P4		30.00						1.81				

Esforços da Viga VC3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P3		30.00						1.84				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	-0.03	7.74			9695.70 9695.98	-9882.00 -9880.21	-0.02
P1		30.00						1.84				

Esforços da Viga VC4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P4		30.00						1.84				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	-0.02	7.74			9700.05 9702.64	-9885.06 -9881.63	-0.02
P2		30.00						1.84				

Resultados da Viga VC1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	30.00			4 ø 16.0 7.73					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.55			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.02
P2	30.00			4 ø 16.0 7.67					0.02	

Resultados da Viga VC2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			4 ø 16.0 7.69					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.55			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.02
P4	30.00			4 ø 16.0 7.74					0.02	

Resultados da Viga VC3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			4 ø 16.0 7.96					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.79			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.02
P1	30.00			4 ø 16.0 7.96					0.02	

Resultados da Viga VC4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P4	30.00			4 ø 16.0 7.97					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.79			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.02

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)	Flecha (cm)
P2	30.00			4 ø 16.0 7.96					0.02	

Cálculo da Viga VC1

Pavimento PLATÔ INFERIOR - Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 9451 kgf.m As = 7.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.01 cm			Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 7.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.01 cm	As = 7.55 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 1980 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9641 kgf.m As = 7.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.23 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 7.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.22 cm	As = 7.73 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 fiss = 0.02 mm
2	Md = 9580 kgf.m As = 7.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.16 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 7.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.15 cm	As = 7.67 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 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 = 7.56 tf VRd2 = 33.91 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.22

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção

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 = 33.30 cm Vc0 = 5.79 tf k = 1.00		Vmin = 3.08 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga VC2

Pavimento PLATÔ INFERIOR - Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 9440 kgf.m As = 7.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.00 cm			Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 7.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.99 cm	As = 7.55 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 1970 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9594 kgf.m As = 7.68 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.17 cm		Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 7.69 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.16 cm	As = 7.69 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 fiss = 0.02 mm
2	Md = 9644 kgf.m As = 7.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.23 cm		Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 7.74 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.22 cm	As = 7.74 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 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 = 7.55 tf VRd2 = 33.91 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.22

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 = 33.30 cm Vc0 = 5.79 tf k = 1.00		Vmin = 3.08 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga VC3

Pavimento PLATÔ INFERIOR - Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 9696 kgf.m As = 7.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.29 cm			Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 7.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.28 cm	As = 7.79 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 2015 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9882 kgf.m As = 7.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.50 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 7.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.50 cm	As = 7.96 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 fiss = 0.02 mm
2	Md = 9880 kgf.m As = 7.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.50 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 7.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.49 cm	As = 7.96 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 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 = 7.74 tf VRd2 = 33.91 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.23

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção

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 = 33.30 cm Vc0 = 5.79 tf k = 1.00		Vmin = 3.08 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga VC4

Pavimento PLATÔ INFERIOR - Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 9703 kgf.m As = 7.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.30 cm			Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 7.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.29 cm	As = 7.79 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 2018 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9885 kgf.m As = 7.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.51 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 7.97 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.50 cm	As = 7.97 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 fiss = 0.02 mm
2	Md = 9882 kgf.m As = 7.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.50 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 7.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 9.50 cm	As = 7.96 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 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 = 7.74 tf VRd2 = 33.91 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.23

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 = 33.30 cm Vc0 = 5.79 tf k = 1.00		Vmin = 3.08 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Ligações por barras passantes do PLATÔ INFERIOR

Verificações dos esforços limites nas barras

Ligação	Momento		Tensão de tração	
	Ma (kgf.m)	Mr (kgf.m)	Tta (kgf/cm ²)	Ttr (kgf/cm ²)

Pavimento PATAMAR 1

Resultados dos Pilares

PATAMAR 1
Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²
cobr = 4.50 cm

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

Dados							Resultados			
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h	
P1 1:20	30.00 X 30.00	867.40 290.00	290.00	80.12 -19.76	5171 5145	5321 5267	9.42 3 ø	ø 5.0 c/ 10	33.45 33.45	
			RR				20.0			
			290.00				9.42 3 ø			
			RR				20.0			
P2 1:20	30.00 X 30.00	867.40 290.00	290.00	81.83 -18.74	5135 5103	5309 5258	9.42 3 ø	ø 5.0 c/ 10	33.45 33.45	
			RR				20.0			
			290.00				9.42 3 ø			
			RR				20.0			
P3 1:20	30.00 X 30.00	867.40 290.00	290.00	112.36 2.96	5178 5126	5295 5284	9.42 3 ø	ø 5.0 c/ 10	33.45 33.45	
			RR				20.0			
			290.00				9.42 3 ø			
			RR				20.0			
P4 1:20	30.00 X 30.00	867.40 290.00	290.00	111.11 1.90	5228 5156	5290 5290	9.42 3 ø	ø 5.0 c/ 10	33.45 33.45	
			RR				20.0			
			290.00				9.42 3 ø			
			RR				20.0			

Cálculo do Pilar P1

Pavimento PATAMAR 1 - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 33.45	Msdtopo = 5171 kgf.m Msdbase = 5145 kgf.m	Ndmax = 80.12 tf Ndmin = -19.76 tf ni = 0.42
H	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 33.45	Msdtopo = 5321 kgf.m Msdbase = 5267 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 59 Msdcentro = 26 Msdbase = 66	Madtopo = 459 Madcentro = 459 Madbase = 459 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 59 kgf.m Msd(y) = 5630 kgf.m Mrd(x) = 95 kgf.m Mrd(y) = 9089 kgf.m Mrd/Msd=1.61
H	Msdtopo = 5171 Msdcentro = 2068 Msdbase = 5157	Madtopo = 459 Madcentro = 459 Madbase = 459 M2d = 0 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm²	8ø20.0 25.13 cm² 2.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.56 tf VBd base = 3.56 tf VHd topo = 3.65 tf VHd base = 3.65 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.56 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 3.65 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 1.00 Vc = 6.26 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 1.00 Vc = 6.26 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento PATAMAR 1 - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm² Ecs = 260716 kgf/cm² Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados da seção transversal	Dados do concreto
	Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 33.45	Msdtopo = 5135 kgf.m Msdbase = 5103 kgf.m	Ndmax = 81.83 tf Ndmin = -18.74 tf ni = 0.42
H	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 33.45	Msdtopo = 5309 kgf.m Msdbase = 5258 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 35 Msdcentro = 15 Msdbase = 37	Madtopo = 435 Madcentro = 435 Madbase = 435 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 35 kgf.m Msd(y) = 5623 kgf.m Mrd(x) = 56 kgf.m Mrd(y) = 9100 kgf.m Mrd/Msd=1.62
H	Msdtopo = 5189 Msdcentro = 2075 Msdbase = 5169	Madtopo = 435 Madcentro = 435 Madbase = 435 M2d = 0 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm²	8ø20.0 25.13 cm² 2.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
l 45	VBd topo = 3.53 tf VBd base = 3.53 tf VHd topo = 3.64 tf VHd base = 3.64 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.53 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 3.64 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 1.00 Vc = 6.26 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 1.00 Vc = 6.26 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 33.45	Msdtopo = 5178 kgf.m Msdbase = 5126 kgf.m	Ndmax = 112.36 tf Ndmin = 2.96 tf ni = 0.58
H	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 33.45	Msdtopo = 5295 kgf.m Msdbase = 5284 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 88 Msdcentro = 35 Msdbase = 70	Madtopo = 2609 Madcentro = 2662 Madbase = 2627 M2d = 652 Mcd = 39	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	(*2) 1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V4 Msdx) = 2697 kgf.m Msdy) = 5295 kgf.m Mrdx) = 4480 kgf.m Mrdy) = 8797 kgf.m Mrd/Msd=1.66
H	Msdtopo = 5295 Msdcentro = 2118 Msdbase = 5284	Madtopo = 0 Madcentro = 579 Madbase = 0 M2d = 652 Mcd = 136	Asl = 0.00 cm ²	8ø20.0 25.13 cm ² 2.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.55 tf VBd base = 3.55 tf VHd topo = 3.65 tf VHd base = 3.65 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.55 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 3.65 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 2.00 Vc = 12.51 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 2.00 Vc = 12.51 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P4

Pavimento PATAMAR 1 - Lance 2

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 33.45	Msdtopo = 5228 kgf.m Msdbase = 5156 kgf.m	Ndmax = 111.11 tf Ndmin = 1.90 tf ni = 0.58
H	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 33.45	Msdtopo = 5290 kgf.m Msdbase = 5290 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 136 Msdcentro = 54 Msdbase = 98	Madtopo = 2531 Madcentro = 2612 Madbase = 2568 M2d = 645 Mcd = 39	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	(*2) 1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V4 Msdx) = 2667 kgf.m Msdy) = 5290 kgf.m Mrdx) = 4448 kgf.m Mrdy) = 8824 kgf.m Mrd/Msd=1.67
H	Msdtopo = 5290 Msdcentro = 2116 Msdbase = 5290	Madtopo = 0 Madcentro = 551 Madbase = 0 M2d = 645 Mcd = 132	Asl = 0.00 cm ²	8ø20.0 25.13 cm ² 2.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.58 tf VBd base = 3.58 tf VHd topo = 3.65 tf VHd base = 3.65 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.58 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
H	Vd = 3.65 tf VRd2 = 36.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 2.00 Vc = 12.51 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 6.26 tf k = 2.00 Vc = 12.51 tf	Vmin = 3.26 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
Ae = 506.25 cm ²		Zs = 0.00 tf	Zs = 0.00 tf	ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 1
Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados					Resultados				
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm ²) As h % armad	
		lih vínc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)			
P1	30.00 X 30.00	290.00 RR 33.45	80.12 -19.76	5171 5145	59 26 66	459 459 459	Msd(x) = 59 kgf.m Msd(y) = 5630 kgf.m Mrd(x) = 95 kgf.m Mrd(y) = 9089 kgf.m Mrd/Msd=1.61	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0	
		290.00 RR 33.45	0.42 0.00 0.00	5321 5267	5171 2068 5157	0 0 0			
P2	30.00 X 30.00	290.00 RR 33.45	81.83 -18.74	5135 5103	35 15 37	435 435 435	Msd(x) = 35 kgf.m Msd(y) = 5623 kgf.m Mrd(x) = 56 kgf.m Mrd(y) = 9100 kgf.m Mrd/Msd=1.62	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0	
		290.00 RR 33.45	0.42 0.00 0.00	5309 5258	5189 2075 5169	0 0 0			
P3	30.00 X 30.00	290.00 RR 33.45	112.36 2.96	5178 5126	88 35 70	2609 2662 2627	Msd(x) = 2697 kgf.m Msd(y) = 5295 kgf.m Mrd(x) = 4480 kgf.m Mrd(y) = 8797 kgf.m Mrd/Msd=1.66	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0	
		290.00 RR 33.45	0.58 0.00 0.00	5295 5284	5295 2118 5284	652 39 652 136			
P4	30.00 X 30.00	290.00 RR 33.45	111.11 1.90	5228 5156	136 54 98	2531 2612 2568	Msd(x) = 2667 kgf.m Msd(y) = 5290 kgf.m Mrd(x) = 4448 kgf.m Mrd(y) = 8824 kgf.m Mrd/Msd=1.67	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0	
		290.00 RR 33.45	0.58 0.00 0.00	5290 5290	5290 2116 5290	645 39 645 132			

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento PATAMAR 1

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	

V1	8956.77	4 ø 16.0		-9170.24 -9063.92	4 ø 16.0 4 ø 16.0		
V2	8970.21	4 ø 16.0		-9089.89 -9046.84	4 ø 16.0 4 ø 16.0		
V3	9197.30	4 ø 16.0		-9377.58 -9375.51	4 ø 16.0 4 ø 16.0		
V4	9208.50	4 ø 16.0		-9419.42 -9363.90	4 ø 16.0 4 ø 16.0		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
P1		30.00						1.74				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	0.00	7.19		8878.20 8956.77	-9170.24 -9063.92		-0.02
P2		30.00						1.69				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
P3		30.00						1.73				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.19	0.00	7.17		8936.04 8970.21	-9089.89 -9046.84		-0.03
P4		30.00						1.70				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
P3		30.00						1.76				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.04	0.00	7.36		9189.47 9197.30	-9377.58 -9375.51		-0.03

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P1		30.00						1.76				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P4		30.00						1.77				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	-0.01	7.38			9169.19 9208.50	-9419.42 -9363.90	-0.03
P2		30.00						1.74				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	30.00			4 ø 16.0 7.28					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.09			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.02
P2	30.00			4 ø 16.0 7.19					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			4 ø 16.0 7.21					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.10			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.03
P4	30.00			4 ø 16.0 7.17					0.02	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			4 ø 16.0 7.48					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.31			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.03
P1	30.00			4 ø 16.0 7.48					0.02	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P4	30.00			4 ø 16.0 7.52					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.32			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.03
P2	30.00			4 ø 16.0 7.47					0.02	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 1 - Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 8957 kgf.m As = 7.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.46 cm				As = 7.09 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 1882 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9170 kgf.m As = 7.28 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.69 cm			As = 7.28 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
				fiss = 0.02 mm
2	Md = 9064 kgf.m As = 7.19 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.58 cm			As = 7.19 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 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 = 7.19 tf VRd2 = 33.91 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21

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 = 33.30 cm Vc0 = 5.79 tf k = 1.00		Vmin = 3.08 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 1 - Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 8970 kgf.m As = 7.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.47 cm		Fd = 0.19 tf situação: GE Meq = 25 kgf.m As = 7.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.50 cm		As = 7.10 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 1895 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9090 kgf.m As = 7.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.61 cm	Fd = 0.19 tf situação: GE Meq = 25 kgf.m As = 7.19 cm ²		As = 7.21 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
		A's = 0.00 cm ² yLN = 8.63 cm		fiss = 0.02 mm
2	Md = 9047 kgf.m As = 7.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.56 cm	Fd = 0.19 tf situação: GE Meq = 25 kgf.m As = 7.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.58 cm		As = 7.17 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 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 = 7.17 tf VRd2 = 33.91 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO			ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção
1 1-1	d = 33.30 cm Vc0 = 5.79 tf k = 1.00		Vmin = 3.08 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5		

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 1 - Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 9197 kgf.m As = 7.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.72 cm		Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 7.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.73 cm		As = 7.31 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 1910 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9378 kgf.m As = 7.48 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.93 cm	Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 7.48 cm ²		As = 7.48 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
		A's = 0.00 cm ² yLN = 8.93 cm		fiss = 0.02 mm
2	Md = 9376 kgf.m As = 7.48 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.92 cm	Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 7.47 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.93 cm		As = 7.48 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 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 = 7.36 tf VRd2 = 33.91 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.22

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 = 33.30 cm Vc0 = 5.79 tf k = 1.00		Vmin = 3.08 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 1 - Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 9209 kgf.m As = 7.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.74 cm			Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 7.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.73 cm	As = 7.32 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 1920 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9419 kgf.m As = 7.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.97 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 7.52 cm ²	As = 7.52 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
			A's = 0.00 cm ² yLN = 8.97 cm	fiss = 0.02 mm
2	Md = 9364 kgf.m As = 7.47 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.91 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 7.47 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.91 cm	As = 7.47 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 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 = 7.38 tf VRd2 = 33.91 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.22

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 = 33.30 cm Vc0 = 5.79 tf k = 1.00		Vmin = 3.08 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Ligações por barras passantes do PATAMAR 1

Verificações dos esforços limites nas barras

Ligação	Momento		Tensão de tração	
	Ma (kgf.m)	Mr (kgf.m)	Tta (kgf/cm ²)	Ttr (kgf/cm ²)

Pavimento PATAMAR 2

Resultados dos Pilares

PATAMAR 2
Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	Dados				Resultados			
			lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h	
P1 1:20	30.00 X 30.00	1117.40 250.00	250.00	71.59	4138	4234	6.03 3 ø	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83	
			RR	-13.81	4215	4275	6.03 3 ø			
P2	30.00	1117.40	250.00	73.39	4064	4225	1.8 8 ø	ø 5.0 c/ 10	28.83	
			RR				6.03 3 ø			

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
1:20	X 30.00	250.00	RR 250.00 RR	-12.72	4142	4276	16.0 6.03 3 ø 16.0 1.8 8 ø 16.0		28.83
P3 1:20	30.00 X 30.00	1117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	103.84 8.93	4405 4127	4209 4303	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0 1.8 8 ø 16.0	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
P4 1:20	30.00 X 30.00	1117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	102.61 7.88	4159 4203	4247 4351	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0 1.8 8 ø 16.0	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83

Cálculo do Pilar P1

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4138 kgf.m Msdbase = 4215 kgf.m	Ndmax = 71.59 tf Ndmin = -13.81 tf ni = 0.37
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4234 kgf.m Msdbase = 4275 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 73 Msdcentro = 30 Msdbase = 74	Madtopo = 319 Madcentro = 319 Madbase = 319 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 74 kgf.m Msdy) = 4548 kgf.m Mrdx) = 99 kgf.m Mrdy) = 6030 kgf.m Mrd/Msd=1.33
H	Msdtopo = 4121 Msdcentro = 1692 Msdbase = 4230	Madtopo = 319 Madcentro = 319 Madbase = 319 M2d = 0 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm ²	8ø16.0 16.08 cm ² 1.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.34 tf VBd base = 3.34 tf VHd topo = 3.40 tf VHd base = 3.40 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.34 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
H	Vd = 3.40 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm² Ecs = 260716 kgf/cm² Peso específico = 2400.00 kgf/m³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4064 kgf.m Msdbase = 4142 kgf.m	Ndmax = 73.39 tf Ndmin = -12.72 tf ni = 0.38
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4225 kgf.m Msdbase = 4276 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 19 Msdcentro = 8 Msdbase = 21	Madtopo = 292 Madcentro = 292 Madbase = 292 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 21 kgf.m Msdy) = 4515 kgf.m Mrdx) = 29 kgf.m Mrdy) = 6138 kgf.m Mrd/Msd=1.36
H	Msdtopo = 4115 Msdcentro = 1689 Msdbase = 4223	Madtopo = 292 Madcentro = 292 Madbase = 292 M2d = 0 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm²	8ø16.0 16.08 cm² 1.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
l 45	VBd topo = 3.28 tf VBd base = 3.28 tf VHd topo = 3.40 tf VHd base = 3.40 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.28 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
H	Vd = 3.40 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P3

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4405 kgf.m Msdbase = 4127 kgf.m	Ndmax = 103.84 tf Ndmin = 8.93 tf ni = 0.54
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4209 kgf.m Msdbase = 4303 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 365 Msdcentro = 222 Msdbase = 9	Madtopo = 2128 Madcentro = 2270 Madbase = 2484 M2d = 431 Mcd = 29	Td = 1 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	(*2) 1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V4 Msdx) = 2492 kgf.m Msdy) = 4302 kgf.m Mrdx) = 4151 kgf.m Mrdy) = 7167 kgf.m Mrd/Msd=1.67
H	Msdtopo = 4083 Msdcentro = 1721 Msdbase = 4302	Madtopo = 0 Madcentro = 771 Madbase = 0 M2d = 431 Mcd = 79	Asl = 0.00 cm ²	8ø16.0 16.08 cm ² 1.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I	VBd topo = 3.40 tf	Td = 1 kgf.m

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
45	V _{Bd} base = 3.40 tf V _{Hd} topo = 3.36 tf V _{Hd} base = 3.36 tf	

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	V _d = 3.40 tf V _{Rd2} = 36.96 tf	T _d = 1 kgf.m T _{Rd2} = 3580 kgf.m	V _d /V _{Rd2} + T _d /T _{Rd2} = 0.09
H	V _d = 3.36 tf V _{Rd2} = 36.96 tf	T _d = 1 kgf.m T _{Rd2} = 3580 kgf.m	V _d /V _{Rd2} + T _d /T _{Rd2} = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm V _{c0} = 6.31 tf k = 2.00 V _c = 12.62 tf	V _{min} = 3.29 tf A _{swmin} = 3.48 cm ² /m	V _{sw} = 0.00 tf A _{sw} = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm V _{c0} = 6.31 tf k = 2.00 V _c = 12.62 tf	V _{min} = 3.29 tf A _{swmin} = 3.48 cm ² /m	V _{sw} = 0.00 tf A _{sw} = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
h _e = 7.50 cm A _e = 506.25 cm ²	A ₉₀ = 0.00 cm ²	Z _r = 0.00 tf Z _s = 0.00 tf	Z _r = 0.00 tf Z _s = 0.00 tf	A _{sw} = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

álculo do Pilar P4

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	f _{ck} = 300.00 kgf/cm ² E _{cs} = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ F _i = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR l _i = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	M _s topo = 4159 kgf.m M _s base = 4203 kgf.m	N _d max = 102.61 tf N _d min = 7.88 tf n _i = 0.53
H	Vínculo = RR l _i = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	M _s topo = 4247 kgf.m M _s base = 4351 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	M _s topo = 118 M _s centro = 47 M _s base = 87	M _a topo = 2345 M _a centro = 2415 M _a base = 2376 M _{2d} = 426 M _{cd} = 22	T _d = 0 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	(*2) 1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V4 M _s d(x) = 2463 kgf.m M _s d(y) = 4351 kgf.m M _r d(x) = 4090 kgf.m M _r d(y) = 7227 kgf.m M _r d/M _s d=1.66
H	M _s topo = 4247 M _s centro = 1740 M _s base = 4351	M _a topo = 0 M _a centro = 722 M _a base = 0 M _{2d} = 426 M _{cd} = 77	A _s l = 0.00 cm ²	8ø16.0 16.08 cm ² 1.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.34 tf VBd base = 3.34 tf VHd topo = 3.44 tf VHd base = 3.44 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.34 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
H	Vd = 3.44 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 2
Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)
		lih vínc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)	MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	MB2d MBcd		MH2d MHcd (kgf.m)
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	71.59 -13.81	4138 4215	73 30 74	319 319 319	Msd(x) = 74 kgf.m Msd(y) = 4548 kgf.m	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.37 0.00 0.00	4234 4275	4121 1692 4230	0 0 0	0 0 0	Mrd(x) = 99 kgf.m Mrd(y) = 6030 kgf.m Mrd/Msd=1.33
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	73.39 -12.72	4064 4142	19 8 21	292 292 292	Msd(x) = 21 kgf.m Msd(y) = 4515 kgf.m	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0
		250.00	0.38 0.00	4225 4276	4115	0 0	0 0	

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm ²)
		lih vínc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MB2d MBcd		As h
						MH2d MHcd (kgf.m)		% armad
		RR 28.83	0.00		1689 4223	0 0	Mrd(x) = 29 kgf.m Mrd(y) = 6138 kgf.m Mrd/Msd=1.36	1.8
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	103.84 8.93	4405 4127	365 222 9	2128 2270 2484 431	(*2) Msd(x) = 2492 kgf.m Msd(y) = 4302 kgf.m	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.54 0.00 0.00	4209 4303	4083 1721 4302	29 431 79	Mrd(x) = 4151 kgf.m Mrd(y) = 7167 kgf.m Mrd/Msd=1.67	1.8
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	102.61 7.88	4159 4203	118 47 87	2345 2415 2376 426	(*2) Msd(x) = 2463 kgf.m Msd(y) = 4351 kgf.m	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.53 0.00 0.00	4247 4351	4247 1740 4351	22 426 77	Mrd(x) = 4090 kgf.m Mrd(y) = 7227 kgf.m Mrd/Msd=1.66	1.8

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento PATAMAR 2

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	7535.49	3 ø 16.0		-7740.67 -7647.51	3 ø 16.0 3 ø 16.0		
V2	84.06	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	0.11 7909.84	2 ø 10.0 3 ø 16.0		-8596.00 -7362.04	4 ø 16.0 3 ø 16.0		
V4	83.07	2 ø 8.0					Aviso 2
V5	8.38 28.05	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-9.18 -615.02 -28.41	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
V6	9.18 7781.47	2 ø 10.0 3 ø 16.0		-8.38 -8597.43 -2957.65 -7929.82	2 ø 10.0 4 ø 16.0 2 ø 12.5 3 ø 16.0		
V7	7794.20	3 ø 16.0		-7981.62 -7876.06	3 ø 16.0 3 ø 16.0		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P1		30.00						1.51				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	-0.01	6.11			7466.73 7535.49	-7740.67 -7647.51	-0.02
P2		30.00						1.46				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V5		15.00						0.26				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.01	0.00	0.37		84.06			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.10
1	84.50 65.00	65.00	192.00	0.00	0.00	-0.01	2.71				-2003.65	
P3		30.00						3.71				
2	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.21	0.00	6.58			6865.70 7909.84	-8596.00 -7362.04	
P4		30.00						1.13				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V5		15.00						0.26				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.01	0.00	0.37		83.07			
V6		20.00						0.25				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.12
1	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.06			8.38	-9.18	
V3		20.00						1.48				
2	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.05				-615.02	
		15.00								28.05	-28.41	-0.10

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.08
1	79.50 60.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	1.99			9.18	-8.38	
P3		30.00						4.15				
2	264.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	-0.02	7.97			7150.72	-8597.43	

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
	240.00									3212.35	-2929.32	
		15.00										-0.03
3		165.00	192.00	0.00	0.00	-0.02	6.28			3240.32	-2957.65	
P1		30.00						1.55		7781.47	-7929.82	

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
P4		30.00						1.55				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.05	0.00	6.30			7709.28	-7981.62	
P2		30.00						1.49		7794.20	-7876.06	

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	30.00			3 ø 16.0 5.79					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.62			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.02
P2	30.00			3 ø 16.0 5.71					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V5	15.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.10

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)	Flecha (cm)
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00								0.00	
1	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.10
P3	30.00			4 ø 16.0 6.75					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.93			ø 5.0 c/ 17.5			0.03	0.03
P4	30.00			3 ø 16.0 5.47					0.02	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V5	15.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.12
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.12
V3	20.00			2 ø 8.0 0.90					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.10
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 10.0 1.20					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.08
P3	30.00			4 ø 16.0 6.76					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.83			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.03
P1	30.00			3 ø 16.0 5.95					0.03	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P4	30.00			3 ø 16.0 5.99					0.03	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.84			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.03
P2	30.00			3 ø 16.0 5.91					0.02	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 7535 kgf.m As = 5.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.71 cm				As = 5.62 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1576 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 7741 kgf.m As = 5.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.91 cm			As = 5.79 cm ² (3ø 16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.02 mm
2	Md = 7648 kgf.m As = 5.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.82 cm			As = 5.71 cm ² (3ø 16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 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 = 6.11 tf VRd2 = 34.83 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.18

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 = 34.20 cm Vc0 = 5.94 tf k = 1.00		Vmin = 3.16 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø 8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ²	

Nó	Flexão	Final
	A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 28 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 7910 kgf.m As = 5.93 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 7.08 cm		Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 30 kgf.m As = 5.91 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 7.11 cm		As = 5.93 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1855 kgf.m fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
----	--------	--------------------------------	----------------------------	-------

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 = 8596 kgf.m As = 6.75 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.06 cm	Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 28 kgf.m As = 6.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.09 cm		As = 6.75 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 fiss = 0.03 mm
3	Md = 7362 kgf.m As = 5.47 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.53 cm	Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 30 kgf.m As = 5.45 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.56 cm		As = 5.47 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 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 = 2.71 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 20 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 6.58 tf VRd2 = 34.83 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19

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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.20 cm Vc0 = 5.94 tf k = 1.01		Vmin = 3.16 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
				M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 2 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	retangular	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ²		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
2-2	bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 6 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 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 = 1.06 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 1.05 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 2 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 7781 kgf.m As = 5.83 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.95 cm			Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 5.83 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.95 cm	As = 5.83 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1617 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 8597 kgf.m As = 6.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 8.06 cm			As = 6.76 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 fiss = 0.03 mm
3	Md = 2958 kgf.m As = 2.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.45 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 2.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.45 cm	As = 2.05 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.01 mm
4	Md = 7930 kgf.m As = 5.95 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 7.10 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 5.95 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 7.10 cm	As = 5.95 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 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 1-1	Vd = 1.99 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-3	Vd = 7.97 tf VRd2 = 34.83 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.23

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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-3	d = 34.20 cm Vc0 = 5.94 tf k = 1.00		Vmin = 3.16 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 7794 kgf.m As = 5.84 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.97 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 5.83 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.97 cm		As = 5.84 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1641 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 7982 kgf.m As = 5.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 7.15 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 5.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 7.16 cm		As = 5.99 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.03 mm
2	Md = 7876 kgf.m As = 5.91 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 7.05 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 5.90 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 7.06 cm		As = 5.91 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 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 = 6.30 tf VRd2 = 34.83 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.18

Vão trechos	ARMADURA DE CISLHAMENTO			ARMADURA DE TORÇÃO		
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 34.20 cm Vc0 = 5.94 tf k = 1.00		Vmin = 3.16 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) Ø 5.0 c/ 17.5			

Ligações por barras passantes do PATAMAR 2

Verificações dos esforços limites nas barras

Ligaçào	Momento		Tensão de tração	
	Ma (kgf.m)	Mr (kgf.m)	Tta (kgf/cm ²)	Ttr (kgf/cm ²)

Dados das Lajes

PATAMAR 2 fck = 300.00 kgf/cm² E = 260716 kgf/cm² Peso Espec = 2400.00 kgf/m³
Lance 3 cobr = 4.50 cm

Seção (cm)						Cargas (kgf/m ²)			
Laje	Tipo	H	ee ec	enx eny	eex eey	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total
L1	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00
L2	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00

Pavimento PATAMAR 3

Resultados dos Pilares

PATAMAR 3 fck = 300.00 kgf/cm² E = 260716 kgf/cm² Peso Espec = 2400.00 kgf/m³
Lance 4 cobr = 4.50 cm

Dados							Resultados			
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h	
P1 1:20	30.00 X 30.00	1367.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	64.23 -8.99	3893 3782	3997 3885	6.03 3 Ø 16.0 6.03 3 Ø 16.0	Ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83	

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
							1.8 8 ø 16.0		
P2 1:20	30.00 X 30.00	1367.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	66.18 -7.78	3858 3765	3980 3855	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0 1.8 8 ø 16.0	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
P3 1:20	30.00 X 30.00	1367.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	89.81 9.04	4018 4307	3971 3835	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0 1.8 8 ø 16.0	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
P4 1:20	30.00 X 30.00	1367.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	95.78 13.09	4342 3929	3952 3922	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0 1.8 8 ø 16.0	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83

Cálculo do Pilar P1

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3893 kgf.m Msdbase = 3782 kgf.m	Ndmax = 64.23 tf Ndmin = -8.99 tf ni = 0.33
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3997 kgf.m Msdbase = 3885 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 58 Msdcentro = 23 Msdbase = 51	Madtopo = 203 Madcentro = 203 Madbase = 203 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 58 kgf.m Msd(y) = 4121 kgf.m Mrd(x) = 92 kgf.m Mrd(y) = 6539 kgf.m Mrd/Msd=1.59
H	Msdtopo = 3918 Msdcentro = 1567 Msdbase = 3830	Madtopo = 203 Madcentro = 203 Madbase = 203 M2d = 0 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm ²	8ø16.0 16.08 cm ² 1.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bias	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.07 tf VBd base = 3.07 tf VHd topo = 3.15 tf VHd base = 3.15 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.07 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 3.15 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3858 kgf.m Msdbase = 3765 kgf.m	Ndmax = 66.18 tf Ndmin = -7.78 tf ni = 0.34
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3980 kgf.m Msdbase = 3855 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 32 Msdcentro = 15 Msdbase = 38	Madtopo = 174 Madcentro = 174 Madbase = 174 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 32 kgf.m Msd(y) = 4101 kgf.m Mrd(x) = 52 kgf.m Mrd(y) = 6649 kgf.m Mrd/Msd=1.62
H	Msdtopo = 3927 Msdcentro = 1571 Msdbase = 3849	Madtopo = 174 Madcentro = 174 Madbase = 174 M2d = 0 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm ²	8ø16.0 16.08 cm ² 1.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I	VBd topo = 3.05 tf VBd base = 3.05 tf	Td = 0 kgf.m

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
45	VHd topo = 3.13 tf VHd base = 3.13 tf	

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.05 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 3.13 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P3

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4018 kgf.m Msdbase = 4307 kgf.m	Ndmax = 89.81 tf Ndmin = 9.04 tf ni = 0.47
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3971 kgf.m Msdbase = 3835 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 202 Msdcentro = 274 Msdbase = 592	Madtopo = 1953 Madcentro = 1881 Madbase = 1564 M2d = 373 Mcd = 24	Td = 0 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	(*2) 1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V4 Msd(x) = 2155 kgf.m Msd(y) = 3971 kgf.m Mrd(x) = 4044 kgf.m Mrd(y) = 7451 kgf.m Mrd/Msd=1.88
H	Msdtopo = 3971 Msdcentro = 1588 Msdbase = 3794	Madtopo = 0 Madcentro = 567 Madbase = 0 M2d = 373 Mcd = 62	Asl = 0.00 cm ²	8ø16.0 16.08 cm ² 1.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.33 tf VBd base = 3.33 tf VHd topo = 3.11 tf VHd base = 3.11 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.33 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
H	Vd = 3.11 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P4

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4342 kgf.m Msdbase = 3929 kgf.m	Ndmax = 95.78 tf Ndmin = 13.09 tf ni = 0.50
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3952 kgf.m Msdbase = 3922 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 525 Msdcentro = 230 Msdbase = 213	Madtopo = 1774 Madcentro = 2069 Madbase = 2086 M2d = 397 Mcd = 26	Td = 0 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	(*2) 1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V4 Msd(x) = 2299 kgf.m Msd(y) = 3922 kgf.m Mrd(x) = 4222 kgf.m Mrd(y) = 7205 kgf.m Mrd/Msd=1.84
H	Msdtopo = 3892 Msdcentro = 1569 Msdbase = 3922	Madtopo = 0 Madcentro = 730 Madbase = 0	Asl = 0.00 cm ²	8ø16.0 16.08 cm ² 1.8 %	

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
		M2d = 397 Mcd = 69			

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.31 tf VBd base = 3.31 tf VHd topo = 3.13 tf VHd base = 3.13 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.31 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
H	Vd = 3.13 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 3
Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados				Resultados				
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)
		lih vínc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)	MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)		As h % armad
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	64.23 -8.99	3893 3782	58 23 51	203 203 203	Msd(x) = 58 kgf.m Msd(y) = 4121 kgf.m Mrd(x) = 92 kgf.m Mrd(y) = 6539 kgf.m	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.33 0.00 0.00	3997 3885	3918 1567 3830	0 0 0		1.8

Dados					Resultados				
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)	
		lih vínc esb H (cm)	(tf) ni Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)	MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)		As h % armad	
							Mrd/Msd=1.59		
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	66.18 -7.78	3858 3765	32 15 38	174 174 174	Msd(x) = 32 kgf.m Msd(y) = 4101 kgf.m Mrd(x) = 52 kgf.m Mrd(y) = 6649 kgf.m Mrd/Msd=1.62	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83	0.34 0.00 0.00	3980 3855	3927 1571 3849	0 0 0		1.8	
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	89.81 9.04	4018 4307	202 274 592	1953 1881 1564	(*) Msd(x) = 2155 kgf.m Msd(y) = 3971 kgf.m Mrd(x) = 4044 kgf.m Mrd(y) = 7451 kgf.m Mrd/Msd=1.88	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83	0.47 0.00 0.00	3971 3835	3971 1588 3794	373 24 373 62		1.8	
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	95.78 13.09	4342 3929	525 230 213	1774 2069 2086	(*) Msd(x) = 2299 kgf.m Msd(y) = 3922 kgf.m Mrd(x) = 4222 kgf.m Mrd(y) = 7205 kgf.m Mrd/Msd=1.84	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83	0.50 0.00 0.00	3952 3922	3892 1569 3922	397 26 397 69		1.8	

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento PATAMAR 3

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	6965.30	3 ø 16.0		-7161.80 -7124.99	3 ø 16.0 3 ø 16.0		
V2	84.06	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	7400.56 0.11	3 ø 16.0 2 ø 10.0		-6784.24 -7978.13	4 ø 12.5 3 ø 16.0		
V4	83.07	2 ø 8.0					Aviso 2
V5	7249.14	3 ø 16.0		-7348.15 -2789.86 -7344.63	3 ø 16.0 2 ø 12.5 3 ø 16.0		
V6	8.61 7255.76	2 ø 10.0 3 ø 16.0		-7.73 -8092.81 -2753.65 -7328.65	2 ø 10.0 3 ø 16.0 2 ø 12.5 3 ø 16.0		
V7	7.73 25.95	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-8.61 -613.99 -26.57	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V6		20.00						0.25				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		83.07			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P3		30.00						1.45				
1	264.00 240.00	67.50	192.00	0.00	0.00	0.00	5.85			7117.73	-7348.15	
		0.00								2923.93	-2789.86	
2	264.00 240.00	172.50	192.00	0.00	0.00	0.00	5.80			2923.93	-2789.86	
										7249.14	-7344.63	
P1		30.00						1.41				

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.09
1	79.50 60.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	1.99			8.61	-7.73	
P4		30.00						4.09				
2	264.00 240.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	-0.01	7.58			6573.76	-8092.81	

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00								2982.47	-2727.20	
3		165.00	192.00	0.00	0.00	-0.01	5.83			3008.31	-2753.65	-0.04
										7255.76	-7328.65	
P2		30.00						1.43				

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.12
1	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.06			7.73	-8.61	
V3		20.00						1.48				
2	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.05				-613.99	
		15.00								25.95	-26.57	
												-0.10

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	30.00			3 ø 16.0 5.31					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.15			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.03
P2	30.00			3 ø 16.0 5.28					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V6	20.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.10
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			4 ø 12.5 5.12					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.51			ø 5.0 c/ 17.5			0.03	0.04
P4	30.00			3 ø 16.0 6.00					0.04	
2	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
	15.00								0.00	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V6	20.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.12
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			3 ø 16.0 5.46					0.02	

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)	Flecha (cm)
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.38			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.04
P1	30.00			3 ø 16.0 5.46					0.02	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 10.0 1.20					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.09
P4	30.00			3 ø 16.0 6.09					0.04	
2	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.39			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.04
P2	30.00			3 ø 16.0 5.45					0.02	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.12
V3	20.00			2 ø 8.0 0.90					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.11
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 6965 kgf.m As = 5.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.14 cm				As = 5.15 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1438 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 7162 kgf.m As = 5.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.34 cm			As = 5.31 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.02 mm
2	Md = 7125 kgf.m As = 5.28 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.30 cm			As = 5.28 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 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 = 5.67 tf VRd2 = 34.83 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.16

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 = 34.20 cm Vc0 = 5.94 tf k = 1.00		Vmin = 3.16 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 27 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 7401 kgf.m As = 5.51 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.57 cm			Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 5.51 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.56 cm	As = 5.51 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
						M = 1766 kgf.m fiss = 0.03 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 6784 kgf.m As = 5.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.10 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 5.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.10 cm	As = 5.12 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.02 mm
2	Md = 7978 kgf.m As = 5.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 7.15 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 6.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 7.14 cm	As = 6.00 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 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 = 6.15 tf VRd2 = 34.83 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.18
2 2-2	Vd = 2.71 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 19 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.20 cm Vc0 = 5.94 tf k = 1.00		Vmin = 3.16 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 7249 kgf.m As = 5.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.42 cm				As = 5.38 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1520 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 7348 kgf.m As = 5.46 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.52 cm			As = 5.46 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.02 mm
2	Md = 2790 kgf.m As = 1.93 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.31 cm			As = 1.93 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.01 mm
3	Md = 7345 kgf.m As = 5.46 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.52 cm			As = 5.46 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 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 1-2	Vd = 5.85 tf VRd2 = 34.83 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.17

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 = 34.20 cm Vc0 = 5.94 tf k = 1.00		Vmin = 3.16 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 2 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 7256 kgf.m As = 5.39 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.43 cm				As = 5.39 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1529 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 8093 kgf.m As = 6.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 7.27 cm			As = 6.09 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.04 mm
3	Md = 2754 kgf.m As = 1.91 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.27 cm			As = 1.91 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.01 mm
4	Md = 7329 kgf.m As = 5.45 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.50 cm			As = 5.45 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 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 = 1.99 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-3	Vd = 7.58 tf VRd2 = 34.83 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.22

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO			ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção
1 1-1	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5		
2 2-3	d = 34.20 cm Vc0 = 5.94 tf k = 1.00		Vmin = 3.16 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5		

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 1 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 5 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm

Nó	Flexão	Final
3	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 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 = 1.06 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 1.05 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Ligações por barras passantes do PATAMAR 3

Verificações dos esforços limites nas barras

Ligação	Momento		Tensão de tração	
	Ma (kgf.m)	Mr (kgf.m)	Tta (kgf/cm ²)	Ttr (kgf/cm ²)

Dados das Lajes

PATAMAR 3
Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Seção (cm)						Cargas (kgf/m ²)			
Laje	Tipo	H	ee ec	enx eny	eex eey	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total
L1	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00
L2	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00

Pavimento PATAMAR 4

Resultados dos Pilares

PATAMAR 4
Lance 5

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

$c_{obr} = 4.50 \text{ cm}$

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	30.00 X 30.00	1617.40 250.00	250.00	57.39 -4.53	3574 3439	3681 3522	4.02 2 \emptyset	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 10$	28.83 28.83
			RR				16.0		
			250.00				4.02 2 \emptyset		
			RR				0.9 4 \emptyset		
							16.0		
P2 1:20	30.00 X 30.00	1617.40 250.00	250.00	59.33 -3.31	3561 3433	3657 3524	4.02 2 \emptyset	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 10$	28.83 28.83
			RR				16.0		
			250.00				4.02 2 \emptyset		
			RR				0.9 4 \emptyset		
							16.0		
P3 1:20	30.00 X 30.00	1617.40 250.00	250.00	83.42 13.82	4024 3548	3645 3552	4.02 2 \emptyset	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 10$	28.83 28.83
			RR				16.0		
			250.00				4.02 2 \emptyset		
			RR				0.9 4 \emptyset		
							16.0		
P4 1:20	30.00 X 30.00	1617.40 250.00	250.00	82.14 12.77	3676 3876	3700 3487	4.02 2 \emptyset	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 10$	28.83 28.83
			RR				16.0		
			250.00				4.02 2 \emptyset		
			RR				0.9 4 \emptyset		
							16.0		

Cálculo do Pilar P1

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 260716 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2400.00 kgf/m^3 $F_i = 1.94$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3574 kgf.m Msdbase = 3439 kgf.m	Ndmax = 57.39 tf Ndmin = -4.53 tf ni = 0.30
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3681 kgf.m Msdbase = 3522 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 50 Msdcentro = 20 Msdbase = 48	Madtopo = 96 Madcentro = 96 Madbase = 96 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 \emptyset 16.0 2 \emptyset 16.0 4 \emptyset 16.0 8.04 cm ²	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 50 kgf.m Msdy) = 3698 kgf.m Mrdx) = 48 kgf.m Mrdy) = 3522 kgf.m Mrd/Msd=0.95
H	Msdtopo = 3602	Madtopo = 96			

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
	Msdcentro = 1441 Msdbase = 3488	Madcentro = 96 Madbase = 96 M2d = 0 Mcd = 0		0.9 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I	VBd topo = 2.81 tf VBd base = 2.81 tf VHd topo = 2.88 tf VHd base = 2.88 tf	Td = 0 kgf.m
45		

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.81 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 2.88 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3561 kgf.m Msdbase = 3433 kgf.m	Ndmax = 59.33 tf Ndmin = -3.31 tf ni = 0.31
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3657 kgf.m Msdbase = 3524 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 40	Madtopo = 67	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
	Msdcentro = 17 Msdbase = 43	Madcentro = 67 Madbase = 67 M2d = 0 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm ²	2 ø 16.0	Msd(x) = 40 kgf.m Msd(y) = 3675 kgf.m Mrd(x) = 40 kgf.m Mrd(y) = 3662 kgf.m Mrd/Msd=1.00
H	Msdtopo = 3608 Msdcentro = 1443 Msdbase = 3485	Madtopo = 67 Madcentro = 67 Madbase = 67 M2d = 0 Mcd = 0		4ø16.0 8.04 cm ² 0.9 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.80 tf VBd base = 2.80 tf VHd topo = 2.87 tf VHd base = 2.87 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.80 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 2.87 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P3

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4024 kgf.m Msdbase = 3548 kgf.m	Ndmax = 83.42 tf Ndmin = 13.82 tf ni = 0.43
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3645 kgf.m Msdbase = 3552 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 3866 Msdcentro = 1547 Msdbase = 3493	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 130 Mcd = 47	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V1 Msd(x) = 3866 kgf.m Msd(y) = 373 kgf.m Mrd(x) = 5382 kgf.m Mrd(y) = 519 kgf.m Mrd/Msd=1.39
H	Msdtopo = 24 Msdcentro = 47 Msdbase = 63	Madtopo = 349 Madcentro = 325 Madbase = 310 M2d = 64 Mcd = 4		4ø16.0 8.04 cm ² 0.9 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.03 tf VBd base = 3.03 tf VHd topo = 2.85 tf VHd base = 2.85 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.03 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 2.85 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P4

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3676 kgf.m Msdbase = 3876 kgf.m	Ndmax = 82.14 tf Ndmin = 12.77 tf ni = 0.43
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm	Msdtopo = 3700 kgf.m Msdbase = 3487 kgf.m	

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
	Esbeltez = 28.83		

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 3622 Msdcentro = 1490 Msdbase = 3724	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 122 Mcd = 44	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V2 Msdx) = 3724 kgf.m Msdy) = 349 kgf.m Mrdx) = 5338 kgf.m Mrdy) = 500 kgf.m Mrd/Msd=1.43
H	Msdtopo = 57 Msdcentro = 36 Msdbase = 4	Madtopo = 292 Madcentro = 313 Madbase = 344 M2d = 60 Mcd = 4	Asl = 0.00 cm²	4ø16.0 8.04 cm² 0.9 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.02 tf VBd base = 3.02 tf VHd topo = 2.87 tf VHd base = 2.87 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.02 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 2.87 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 4
Lance 5

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados	Resultados
-------	------------

Pilar	Seção (cm)	lib vînc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni Zr	MBd topo MBd base	MBSdtopo MBSdcentro MBSdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)
		lih vînc esb H (cm)		MHd topo MHd base (kgf.m)		MB2d MBcd		MH2d MHcd (kgf.m)
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	57.39 -4.53	3574 3439	50 20 48	96 96 96	Msd(x) = 50 kgf.m Msd(y) = 3698 kgf.m Mrd(x) = 48 kgf.m Mrd(y) = 3522 kgf.m Mrd/Msd=0.95	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0
		250.00 RR 28.83		0.30 0.00 0.00	3681 3522	3602 1441 3488		0 0 0
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	59.33 -3.31	3561 3433	40 17 43	67 67 67	Msd(x) = 40 kgf.m Msd(y) = 3675 kgf.m Mrd(x) = 40 kgf.m Mrd(y) = 3662 kgf.m Mrd/Msd=1.00	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0
		250.00 RR 28.83		0.31 0.00 0.00	3657 3524	3608 1443 3485		0 0 0
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	83.42 13.82	4024 3548	3866 1547 3493	0 0 0	Msd(x) = 3866 kgf.m Msd(y) = 373 kgf.m Mrd(x) = 5382 kgf.m Mrd(y) = 519 kgf.m Mrd/Msd=1.39	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0
		250.00 RR 28.83		0.43 0.00 0.00	3645 3552	24 47 63		130 47 64 4
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	82.14 12.77	3676 3876	3622 1490 3724	0 0 0	Msd(x) = 3724 kgf.m Msd(y) = 349 kgf.m Mrd(x) = 5338 kgf.m Mrd(y) = 500 kgf.m Mrd/Msd=1.43	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0
		250.00 RR 28.83		0.43 0.00 0.00	3700 3487	57 36 4		122 44 60 4

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento PATAMAR 4

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	6324.49	4 ø 12.5		-6519.07 -6499.62	4 ø 12.5 4 ø 12.5		
V2	84.06	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	0.11 6736.31	2 ø 10.0 4 ø 12.5		-7333.30 -6171.22	3 ø 16.0 4 ø 12.5		
V4	83.07	2 ø 8.0					Aviso 2
V5	7.02 23.64	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-7.87 -612.51 -24.15	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
V6	7.87 6594.47	2 ø 10.0 4 ø 12.5		-7.02 -7428.29 -2490.23 -6704.47	2 ø 10.0 3 ø 16.0 3 ø 10.0 4 ø 12.5		
V7	6604.04	4 ø 12.5		-6774.21 -6660.22	4 ø 12.5 4 ø 12.5		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P1		30.00						1.30				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	0.00	5.19			6310.26	-6519.07	-0.03
P2		30.00						1.29		6324.49	-6499.62	

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V5		15.00						0.26				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.06			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.11
1	84.50 65.00	65.00	192.00	0.00	0.00	0.00	2.71				-2003.65	
P3		30.00						3.50				
2	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.01	0.00	5.66			5737.56	-7333.30	
P4		30.00						0.95		6736.31	-6171.22	

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V5		15.00						0.26				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		83.07			
V6		20.00						0.25				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.13
1	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.06			7.02	-7.87	
V3		20.00						1.48				
2	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.05			23.64	-612.51	
		15.00									-24.15	-0.11

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.10
1	79.50 60.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	1.99			7.87	-7.02	
P3		30.00						3.97				
2	264.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	7.07			5939.98	-7428.29	

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
	240.00									2731.73	-2466.18	
		15.00										-0.04
3		165.00	192.00	0.00	0.00	0.00	5.36			2755.27	-2490.23	
P1		30.00						1.34		6594.47	-6704.47	

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
P4		30.00						1.36				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	0.00	5.40			6507.21	-6774.21	
P2		30.00						1.30		6604.04	-6660.22	

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	30.00			4 ø 12.5 4.89					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 12.5 4.73			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.03
P2	30.00			4 ø 12.5 4.88					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V5	15.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.11

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)	Flecha (cm)
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00								0.00	
1	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
P3	30.00			3 ø 16.0 5.45					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 12.5 5.07			ø 5.0 c/ 17.5			0.03	0.05
P4	30.00			4 ø 12.5 4.61					0.01	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V5	15.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.13
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.13
V3	20.00			2 ø 8.0 0.90					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.11
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 10.0 1.20					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.10
P3	30.00			3 ø 16.0 5.53					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 12.5 4.96			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.05
P1	30.00			4 ø 12.5 5.05					0.02	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P4	30.00			4 ø 12.5 5.11					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 12.5 4.96			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.05
P2	30.00			4 ø 12.5 5.01					0.02	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 6324 kgf.m As = 4.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.65 cm				As = 4.73 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 M = 1295 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 6519 kgf.m As = 4.89 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.84 cm			As = 4.89 cm ² (4ø 12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.02 mm
2	Md = 6500 kgf.m As = 4.88 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.82 cm			As = 4.88 cm ² (4ø 12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 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 = 5.19 tf VRd2 = 34.18 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15

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 = 33.56 cm Vc0 = 5.83 tf k = 1.00		Vmin = 3.10 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø 8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ²	

Nó	Flexão	Final
	A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 24 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 6736 kgf.m As = 5.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.06 cm				As = 5.07 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 M = 1609 kgf.m fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
----	--------	--------------------------------	----------------------------	-------

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 = 7333 kgf.m As = 5.45 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.50 cm			As = 5.45 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.03 mm
3	Md = 6171 kgf.m As = 4.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.50 cm			As = 4.61 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 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 = 2.71 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 5.66 tf VRd2 = 34.18 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.17

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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 33.56 cm Vc0 = 5.83 tf k = 1.00		Vmin = 3.10 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
				M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 1 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	retangular	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ²		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
2-2	bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 5 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 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 = 1.06 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 1.05 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

f_{ck} = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

E_{cs} = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 2 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 6594 kgf.m As = 4.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.91 cm				As = 4.96 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 M = 1375 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 7428 kgf.m As = 5.53 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.60 cm			As = 5.53 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.03 mm
3	Md = 2490 kgf.m As = 1.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.04 cm			As = 1.71 cm ² (3ø10.0 - 2.36 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.29 fiss = 0.01 mm
4	Md = 6704 kgf.m As = 5.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.02 cm			As = 5.05 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 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 = 1.99 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-3	Vd = 7.07 tf VRd2 = 34.18 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21

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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-3	d = 33.56 cm Vc0 = 5.83 tf k = 1.00		Vmin = 3.10 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 6604 kgf.m As = 4.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.92 cm				As = 4.96 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 M = 1394 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 6774 kgf.m As = 5.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.09 cm			As = 5.11 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.02 mm
2	Md = 6660 kgf.m As = 5.01 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.98 cm			As = 5.01 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.02 mm

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P2 1:20	30.00 X 30.00	1867.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	53.00 0.70	3236 3094	3335 3162	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0 0.9 4 ø 16.0	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
P3 1:20	30.00 X 30.00	1867.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	70.30 13.02	3360 3557	3339 3149	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0 0.9 4 ø 16.0	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
P4 1:20	30.00 X 30.00	1867.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	76.19 17.04	3694 3211	3308 3235	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0 0.9 4 ø 16.0	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83

Cálculo do Pilar P1

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3245 kgf.m Msdbase = 3098 kgf.m	Ndmax = 51.00 tf Ndmin = -0.58 tf ni = 0.26
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3336 kgf.m Msdbase = 3184 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 48 Msdcentro = 19 Msdbase = 46	Madtopo = 1 Madcentro = 1 Madbase = 1 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 48 kgf.m Msd(y) = 3276 kgf.m Mrd(x) = 58 kgf.m Mrd(y) = 3944 kgf.m Mrd/Msd=1.20
H	Msdtopo = 3275 Msdcentro = 1310 Msdbase = 3134	Madtopo = 1 Madcentro = 1 Madbase = 1 M2d = 0 Mcd = 0	Asl = 0.00 cm ²	4ø16.0 8.04 cm ² 0.9 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
l 45	VBd topo = 2.54 tf VBd base = 2.54 tf VHd topo = 2.61 tf VHd base = 2.61 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.54 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 2.61 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 1.00 Vc = 6.31 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm² Ecs = 260716 kgf/cm² Peso específico = 2400.00 kgf/m³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3236 kgf.m Msdbase = 3094 kgf.m	Ndmax = 53.00 tf Ndmin = 0.70 tf ni = 0.27
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3335 kgf.m Msdbase = 3162 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 42 Msdcentro = 17 Msdbase = 44	Madtopo = 0 Madcentro = 12 Madbase = 0 M2d = 5 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 42 kgf.m Msd(y) = 3273 kgf.m Mrd(x) = 52 kgf.m Mrd(y) = 4076 kgf.m Mrd/Msd=1.25
H	Msdtopo = 3273 Msdcentro = 1309 Msdbase = 3138	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 15 Mcd = 21	Asl = 0.00 cm²	4ø16.0 8.04 cm² 0.9 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
l 45	VBd topo = 2.53 tf VBd base = 2.53 tf VHd topo = 2.60 tf VHd base = 2.60 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.53 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 2.60 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P3

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3360 kgf.m Msdbase = 3557 kgf.m	Ndmax = 70.30 tf Ndmin = 13.02 tf ni = 0.36
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3339 kgf.m Msdbase = 3149 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 3303 Msdcentro = 1359 Msdbase = 3398	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 119 Mcd = 35	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V1 Msdx = 3398 kgf.m Msdy = 350 kgf.m Mrdx = 5347 kgf.m Mrdy = 550 kgf.m Mrd/Msd=1.57
H	Msdtopo = 52 Msdcentro = 36 Msdbase = 11	Madtopo = 298 Madcentro = 314 Madbase = 338 M2d = 60 Mcd = 3	Asl = 0.00 cm ²	4ø16.0 8.04 cm ² 0.9 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I	VBd topo = 2.77 tf VBd base = 2.77 tf	Td = 0 kgf.m

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
45	VHd topo = 2.58 tf VHd base = 2.58 tf	

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.77 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 2.58 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P4

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3694 kgf.m Msdbase = 3211 kgf.m	Ndmax = 76.19 tf Ndmin = 17.04 tf ni = 0.40
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3308 kgf.m Msdbase = 3235 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 3537 Msdcentro = 1415 Msdbase = 3155	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 141 Mcd = 42	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V2 Msd(x) = 3537 kgf.m Msd(y) = 17 kgf.m Mrd(x) = 5684 kgf.m Mrd(y) = 28 kgf.m Mrd/Msd=1.61
H	Msdtopo = 17 Msdcentro = 47 Msdbase = 66	Madtopo = 430 Madcentro = 400 Madbase = 381 M2d = 77 Mcd = 4	Asl = 0.00 cm ²	4ø16.0 8.04 cm ² 0.9 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.76 tf VBd base = 2.76 tf VHd topo = 2.59 tf VHd base = 2.59 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.76 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 2.59 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 5
Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)
		lih vínc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MB2d MBcd		As h
					(kgf.m)	MH2d MHcd (kgf.m)		% armad
P1	30.00 X 30.00	250.00	51.00	3245	48	1	Msd(x) = 48 kgf.m Msd(y) = 3276 kgf.m Mrd(x) = 58 kgf.m Mrd(y) = 3944 kgf.m Mrd/Msd=1.20	4.02
		RR						-0.58
		28.83	0.26	3336	3275	0		
		RR				0.00		3184
		28.83	0.00		3134	0		0.9
P2	30.00 X 30.00	250.00	53.00	3236	42	0	Msd(x) = 42 kgf.m Msd(y) = 3273 kgf.m Mrd(x) = 52 kgf.m Mrd(y) = 4076 kgf.m	4.02
		RR						0.70
		28.83	0.27	3335	3273	0		
		RR				0.00		3162
		28.83	0.00		1309	15		0.9
		RR	0.00			21		

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)
		lih vínc esb H (cm)	(tf) ni Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)		MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)
		28.83			3138		Mrd/Msd=1.25	
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83 250.00 RR 28.83	70.30 13.02 0.36 0.00 0.00	3360 3557 3339 3149	3303 1359 3398 52 36 11	0 0 0 119 35 60 3	Msd(x) = 3398 kgf.m Msd(y) = 350 kgf.m Mrd(x) = 5347 kgf.m Mrd(y) = 550 kgf.m Mrd/Msd=1.57	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0 0.9
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83 250.00 RR 28.83	76.19 17.04 0.40 0.00 0.00	3694 3211 3308 3235	3537 1415 3155 17 47 66	0 0 0 141 42 77 4	Msd(x) = 3537 kgf.m Msd(y) = 17 kgf.m Mrd(x) = 5684 kgf.m Mrd(y) = 28 kgf.m Mrd/Msd=1.61	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0 0.9

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento PATAMAR 5

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	5662.04	2 ø 16.0		-5855.24 -5845.90	4 ø 12.5 4 ø 12.5		
V2	84.06	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	6093.05 0.11	4 ø 12.5 2 ø 10.0		-5501.59 -6686.57	2 ø 16.0 4 ø 12.5		
V4	83.07	2 ø 8.0					Aviso 2
V5	5932.09	4 ø 12.5		-6046.93 -2275.65 -6013.28	4 ø 12.5 2 ø 10.0 4 ø 12.5		
V6	7.14 5928.83	2 ø 10.0 4 ø 12.5		-6.27 -6782.66 -2234.98 -6013.21	2 ø 10.0 4 ø 12.5 2 ø 10.0 4 ø 12.5		
V7	6.27 21.21	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-7.14 -611.13 -21.81	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados	Envoltória
-------	------------

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V6		20.00						0.25				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		83.07			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P3		30.00						1.24				
1	264.00 240.00	67.50	192.00	0.00	0.00	0.00	4.86			5803.02	-6046.93	
		0.00								2404.61	-2275.65	
2	264.00 240.00	172.50	192.00	0.00	0.00	0.00	4.79			2404.61	-2275.65	-0.05
										5932.09	-6013.28	
P1		30.00						1.19				

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.10
1	79.50 60.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	1.99			7.14	-6.27	
P4		30.00						3.87				
2	264.00 240.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	6.58			5269.54	-6782.66	

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00								2469.23	-2213.28	
3		165.00	192.00	0.00	0.00	0.00	4.84			2490.33	-2234.98	-0.05
										5928.83	-6013.21	
P2		30.00						1.22				

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.13
1	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.06			6.27	-7.14	
V3		20.00						1.48				
2	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.05				-611.13	
		15.00								21.21	-21.81	
												-0.11

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	30.00			4 ø 12.5 4.35					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 16.0 4.10			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.04
P2	30.00			4 ø 12.5 4.34					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V6	20.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.11
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			2 ø 16.0 3.98					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 12.5 4.54			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.05
P4	30.00			4 ø 12.5 5.03					0.04	
2	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
	15.00								0.00	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V6	20.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.13
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			4 ø 12.5 4.50					0.02	

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)	Flecha (cm)
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 12.5 4.41			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.05
P1	30.00			4 ø 12.5 4.48					0.02	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 10.0 1.20					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.10
P4	30.00			4 ø 12.5 5.11					0.04	
2	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 12.5 4.41			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.05
P2	30.00			4 ø 12.5 4.48					0.02	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.13
V3	20.00			2 ø 8.0 0.90					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.12
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 5662 kgf.m As = 4.10 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.90 cm				As = 4.10 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 M = 1150 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 5855 kgf.m As = 4.35 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.19 cm			As = 4.35 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.02 mm
2	Md = 5846 kgf.m As = 4.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.18 cm			As = 4.34 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 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 = 4.68 tf VRd2 = 34.83 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13

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 = 34.20 cm Vc0 = 5.94 tf k = 1.00		Vmin = 3.16 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 22 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 6093 kgf.m As = 4.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.42 cm				As = 4.54 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
						M = 1479 kgf.m fiss = 0.02 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 5502 kgf.m As = 3.98 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.75 cm			As = 3.98 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 fiss = 0.02 mm
2	Md = 6687 kgf.m As = 5.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.01 cm			As = 5.03 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 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 = 5.17 tf VRd2 = 34.18 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15
2 2-2	Vd = 2.71 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 15 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 33.56 cm Vc0 = 5.83 tf k = 1.00		Vmin = 3.10 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 5932 kgf.m As = 4.41 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.26 cm				As = 4.41 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 M = 1242 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 6047 kgf.m As = 4.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.38 cm			As = 4.50 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.02 mm
2	Md = 2276 kgf.m As = 1.56 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.86 cm			As = 1.56 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.01 mm
3	Md = 6013 kgf.m As = 4.48 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.34 cm			As = 4.48 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 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 1-2	Vd = 4.86 tf VRd2 = 34.18 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 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	Armad. de torção
1	d = 33.56 cm Vc0 = 5.83 tf		Vmin = 3.10 tf Aswmin = 2.32 cm ²		

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1-2	k = 1.00		(2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 2 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 5929 kgf.m As = 4.41 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.26 cm				As = 4.41 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 M = 1241 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 6783 kgf.m As = 5.11 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.10 cm			As = 5.11 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.04 mm
3	Md = 2235 kgf.m As = 1.53 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.83 cm			As = 1.53 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.01 mm
4	Md = 6013 kgf.m As = 4.48 cm ² A's = 0.00 cm ²			As = 4.48 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	yLN = 5.34 cm			% armad. = 0.61 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 = 1.99 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-3	Vd = 6.58 tf VRd2 = 34.18 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-3	d = 33.56 cm Vc0 = 5.83 tf k = 1.00		Vmin = 3.10 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 1 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 4 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 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 = 1.06 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 1.05 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Ligações por barras passantes do PATAMAR 5

Verificações dos esforços limites nas barras

Ligação	Momento		Tensão de tração	
	Ma (kgf.m)	Mr (kgf.m)	Tta (kgf/cm ²)	Ttr (kgf/cm ²)

Dados das Lajes

PATAMAR 5
Lance 6

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

cobr = 4.50 cm

Seção (cm)					Cargas (kgf/m ²)				
Laje	Tipo	H	ee ec	enx eny	eex eey	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total
L1	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00
L2	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00

Pavimento PATAMAR 6

Resultados dos Pilares

PATAMAR 6
Lance 7

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

cobr = 4.50 cm

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	30.00 X 30.00	2117.40 250.00	250.00	45.17 2.89	2907 2751	2999 2821	4.02 2 \emptyset	\emptyset 5.0 c/ 10	28.83 28.83
			RR				16.0		
			250.00				4.02 2 \emptyset		
			RR				16.0		
0.9 4 \emptyset	16.0								
P2 1:20	30.00 X 30.00	2117.40 250.00	250.00	47.13 4.16	2901 2747	2979 2823	4.02 2 \emptyset	\emptyset 5.0 c/ 10	28.83 28.83
			RR				16.0		
			250.00				4.02 2 \emptyset		
			RR				16.0		
0.9 4 \emptyset	16.0								
P3 1:20	30.00 X 30.00	2117.40 250.00	250.00	64.89 16.80	3361 2869	2968 2853	4.02 2 \emptyset	\emptyset 5.0 c/ 10	28.83 28.83
			RR				16.0		
			250.00				4.02 2 \emptyset		
			RR				16.0		
0.9 4 \emptyset	16.0								
P4 1:20	30.00 X 30.00	2117.40 250.00	250.00	63.56 15.73	3018 3201	3023 2794	4.02 2 \emptyset	\emptyset 5.0 c/ 10	28.83 28.83
			RR				16.0		
			250.00				4.02 2 \emptyset		
			RR				16.0		
0.9 4 \emptyset	16.0								

Cálculo do Pilar P1

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 260716 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2400.00 kgf/m^3 $F_i = 1.94$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2907 kgf.m Msdbase = 2751 kgf.m	Ndmax = 45.17 tf Ndmin = 2.89 tf ni = 0.23
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2999 kgf.m Msdbase = 2821 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 47 Msdcentro = 19 Msdbase = 47	Madtopo = 35 Madcentro = 64 Madbase = 36 M2d = 14 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 82 kgf.m Msdy) = 2927 kgf.m Mrdx) = 121 kgf.m Mrdy) = 4300 kgf.m Mrd/Msd=1.47
H	Msdtopo = 2927 Msdcentro = 1171 Msdbase = 2784	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 38 Mcd = 17	Asl = 0.00 cm²	4ø16.0 8.04 cm² 0.9 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.26 tf VBd base = 2.26 tf VHd topo = 2.33 tf VHd base = 2.33 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.26 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 2.33 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm² Ecs = 260716 kgf/cm² Peso específico = 2400.00 kgf/m³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2901 kgf.m Msdbase = 2747 kgf.m	Ndmax = 47.13 tf Ndmin = 4.16 tf ni = 0.24
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2979 kgf.m Msdbase = 2823 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 43 Msdcentro = 17 Msdbase = 44	Madtopo = 70 Madcentro = 95 Madbase = 69 M2d = 19 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 113 kgf.m Msd(y) = 2932 kgf.m Mrd(x) = 170 kgf.m Mrd(y) = 4428 kgf.m Mrd/Msd=1.51
H	Msdtopo = 2932 Msdcentro = 1173 Msdbase = 2783	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 50 Mcd = 18	Asl = 0.00 cm²	4ø16.0 8.04 cm² 0.9 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.26 tf VBd base = 2.26 tf VHd topo = 2.32 tf VHd base = 2.32 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.26 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 2.32 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P3

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm² Ecs = 260716 kgf/cm² Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados da seção transversal	Dados do concreto
	Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3361 kgf.m Msdbase = 2869 kgf.m	Ndmax = 64.89 tf Ndmin = 16.80 tf ni = 0.34
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2968 kgf.m Msdbase = 2853 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 3203 Msdcentro = 1281 Msdbase = 2812	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 133 Mcd = 33	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V1 Msd(x) = 3203 kgf.m Msd(y) = 21 kgf.m Mrd(x) = 5686 kgf.m Mrd(y) = 37 kgf.m Mrd/Msd=1.78
H	Msdtopo = 21 Msdcentro = 45 Msdbase = 62	Madtopo = 416 Madcentro = 391 Madbase = 375 M2d = 75 Mcd = 4	Asl = 0.00 cm ²	4ø16.0 8.04 cm ² 0.9 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
l 45	VBd topo = 2.49 tf VBd base = 2.49 tf VHd topo = 2.30 tf VHd base = 2.30 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.49 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 2.30 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P4

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3018 kgf.m Msdbase = 3201 kgf.m	Ndmax = 63.56 tf Ndmin = 15.73 tf ni = 0.33
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3023 kgf.m Msdbase = 2794 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 2962 Msdcentro = 1218 Msdbase = 3045	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 126 Mcd = 31	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V2 Msdx) = 3045 kgf.m Msdy) = 412 kgf.m Mrdx) = 5594 kgf.m Mrdy) = 757 kgf.m Mrd/Msd=1.84
H	Msdtopo = 57 Msdcentro = 37 Msdbase = 8	Madtopo = 355 Madcentro = 375 Madbase = 404 M2d = 71 Mcd = 3	Asl = 0.00 cm ²	4ø16.0 8.04 cm ² 0.9 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.49 tf VBd base = 2.49 tf VHd topo = 2.32 tf VHd base = 2.32 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.49 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 2.32 tf VRd2 = 36.96 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 6.31 tf k = 2.00 Vc = 12.62 tf	Vmin = 3.29 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 6
Lance 7

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vînc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBSdtopo MBSdcentro MBSdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)
		lih vînc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MB2d MBcd		MH2d MHcd (kgf.m)
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	45.17 2.89	2907 2751	47 19 47	35 64 36	Msd(x) = 82 kgf.m Msd(y) = 2927 kgf.m Mrd(x) = 121 kgf.m Mrd(y) = 4300 kgf.m Mrd/Msd=1.47	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.23 0.00 0.00	2999 2821	2927 1171 2784	14 1 38 17		0.9
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	47.13 4.16	2901 2747	43 17 44	70 95 69	Msd(x) = 113 kgf.m Msd(y) = 2932 kgf.m Mrd(x) = 170 kgf.m Mrd(y) = 4428 kgf.m Mrd/Msd=1.51	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.24 0.00 0.00	2979 2823	2932 1173 2783	19 1 50 18		0.9
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	64.89 16.80	3361 2869	3203 1281 2812	0 0 0	Msd(x) = 3203 kgf.m Msd(y) = 21 kgf.m Mrd(x) = 5686 kgf.m Mrd(y) = 37 kgf.m Mrd/Msd=1.78	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.34 0.00 0.00	2968 2853	21 45 62	133 33 75 4		0.9
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	63.56 15.73	3018 3201	2962 1218 3045	0 0 0	Msd(x) = 3045 kgf.m Msd(y) = 412 kgf.m Mrd(x) = 5594 kgf.m Mrd(y) = 757 kgf.m Mrd/Msd=1.84	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.33 0.00 0.00	3023 2794	57 37 8	126 31 71 3		0.9

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento PATAMAR 6

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	4988.02	2 ø 16.0		-5181.61 -5169.34	2 ø 16.0 2 ø 16.0		
V2	84.06	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	0.11 5406.68	2 ø 10.0 2 ø 16.0		-6000.84 -4834.23	4 ø 12.5 3 ø 12.5		
V4	83.07	2 ø 8.0					Aviso 2
V5	5.50 18.73	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-6.35 -609.58	2 ø 8.0 2 ø 8.0		

				-19.26	2 ø 8.0		
V6	6.35 5230.72	2 ø 10.0 2 ø 16.0		-5.50 -6081.76 -1956.04 -5337.24	2 ø 10.0 4 ø 12.5 2 ø 10.0 2 ø 16.0		
V7	5240.96	2 ø 16.0		-5411.59 -5299.64	2 ø 16.0 2 ø 16.0		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
P1		30.00						1.08				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	0.00	4.17		4979.15 4988.02	-5181.61 -5169.34		-0.04
P2		30.00						1.07				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
V5		15.00						0.26				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.06			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
		15.00										-0.12
1	84.50 65.00	65.00	192.00	0.00	0.00	0.00	2.71					

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
											-2003.65	
P3		30.00						3.28				
2	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	0.00	4.65			4402.55 5406.68	-6000.84 -4834.23	
P4		30.00						0.74				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V5		15.00						0.26				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		83.07			
V6		20.00						0.25				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.14
1	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.06			5.50	-6.35	
V3		20.00						1.48				
2	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.05			18.73	-609.58 -19.26	
		15.00										-0.11

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.10
1	79.50 60.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	1.99			6.35	-5.50	
P3		30.00						3.75				
2		60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	6.04			4589.85	-6081.76	
	264.00 240.00	15.00								2200.96	-1936.87	
3		165.00	192.00	0.00	0.00	0.00	4.33			2219.60	-1956.04	
										5230.72	-5337.24	
P1		30.00						1.12				

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P4		30.00						1.14				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	0.00	4.36			5148.10	-5411.59	
										5240.96	-5299.64	
P2		30.00						1.08				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)	
P1	30.00			2 ø 16.0 3.73						0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 16.0 3.58			ø 5.0 c/ 17.5				0.02	
P2	30.00			2 ø 16.0 3.72						0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V5	15.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.11
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00								0.00	
1	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
P3	30.00			4 ø 12.5 4.47					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 16.0 3.90			ø 5.0 c/ 17.5			0.03	0.06
P4	30.00			3 ø 12.5 3.44					0.01	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V5	15.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.14
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.14
V3	20.00			2 ø 8.0 0.90					0.02	
2	65.00	15.00 x	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.12

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)	Flecha (cm)
		40.00								
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 10.0 1.20					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.10
P3	30.00			4 ø 12.5 4.53					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 16.0 3.77			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.06
P1	30.00			2 ø 16.0 3.85					0.02	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P4	30.00			2 ø 16.0 3.91					0.03	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 16.0 3.77			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.06
P2	30.00			2 ø 16.0 3.82					0.02	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 4988 kgf.m As = 3.58 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.27 cm				As = 3.58 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
						M = 1007 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 5182 kgf.m As = 3.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.45 cm			As = 3.73 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 fiss = 0.02 mm
2	Md = 5169 kgf.m As = 3.72 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.44 cm			As = 3.72 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 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 = 4.17 tf VRd2 = 34.83 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

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 = 34.20 cm Vc0 = 5.94 tf k = 1.00		Vmin = 3.16 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
				M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 19 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	retangular	Md = 5407 kgf.m As = 3.90 cm ²				As = 3.90 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²)

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
2-2	bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	A's = 0.00 cm ² yLN = 4.66 cm				d = 34.20 cm % armad. = 0.50 M = 1326 kgf.m fiss = 0.03 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 = 6001 kgf.m As = 4.47 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.33 cm			As = 4.47 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.03 mm
3	Md = 4834 kgf.m As = 3.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.11 cm			As = 3.44 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 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 = 2.71 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 14 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 4.65 tf VRd2 = 34.83 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13

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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.20 cm Vc0 = 5.94 tf k = 1.00		Vmin = 3.16 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 1 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 4 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 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 = 1.06 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 1.05 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
2	d = 34.60 cm		Vmin = 2.80 tf			

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
2-2	Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 2 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 5231 kgf.m As = 3.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.49 cm				As = 3.77 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 M = 1084 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 6082 kgf.m As = 4.53 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.41 cm			As = 4.53 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.03 mm
3	Md = 1956 kgf.m As = 1.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.59 cm			As = 1.33 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.01 mm
4	Md = 5337 kgf.m As = 3.85 cm ²			As = 3.85 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²)

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	A's = 0.00 cm ² yLN = 4.59 cm			d = 34.20 cm % armad. = 0.50 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 = 1.99 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-3	Vd = 6.04 tf VRd2 = 34.83 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.17

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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-3	d = 34.20 cm Vc0 = 5.94 tf k = 1.00		Vmin = 3.16 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 5241 kgf.m As = 3.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.50 cm				As = 3.77 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 M = 1101 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 5412 kgf.m As = 3.91 cm ² A's = 0.00 cm ²			As = 3.91 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	yLN = 4.66 cm			% armad. = 0.50 fiss = 0.03 mm
2	Md = 5300 kgf.m As = 3.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.56 cm			As = 3.82 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 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 = 4.36 tf VRd2 = 34.83 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13

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 = 34.20 cm Vc0 = 5.94 tf k = 1.00		Vmin = 3.16 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Ligações por barras passantes do PATAMAR 6

Verificações dos esforços limites nas barras

Ligação	Momento		Tensão de tração	
	Ma (kgf.m)	Mr (kgf.m)	Tta (kgf/cm ²)	Ttr (kgf/cm ²)

Dados das Lajes

PATAMAR 6
Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Seção (cm)						Cargas (kgf/m ²)			
Laje	Tipo	H	ee ec	enx eny	eex eey	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total
L1	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00
L2	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00

Pavimento PATAMAR 7

Resultados dos Pilares

PATAMAR 7
Lance 8

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2400.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	30.00 X 30.00	2367.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	39.81 5.81	2562 2397	2636 2468	2.45 2 \emptyset 12.5	\emptyset 5.0 c/ 10	28.83 28.83
							2.45 2 \emptyset 12.5 0.5 4 \emptyset 12.5		
P2 1:20	30.00 X 30.00	2367.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	41.84 7.13	2555 2394	2637 2448	2.45 2 \emptyset 12.5	\emptyset 5.0 c/ 10	28.83 28.83
							2.45 2 \emptyset 12.5 0.5 4 \emptyset 12.5		
P3 1:20	30.00 X 30.00	2367.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	52.80 14.97	2677 2854	2651 2439	2.45 2 \emptyset 12.5	\emptyset 5.0 c/ 10	28.83 28.83
							2.45 2 \emptyset 12.5 0.5 4 \emptyset 12.5		
P4 1:20	30.00 X 30.00	2367.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	58.65 18.98	3013 2509	2614 2518	2.45 2 \emptyset 12.5	\emptyset 5.0 c/ 10	28.83 28.83
							2.45 2 \emptyset 12.5 0.5 4 \emptyset 12.5		

Cálculo do Pilar P1

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 260716 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2400.00 kgf/m^3 $F_i = 1.94$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2562 kgf.m Msdbase = 2397 kgf.m	Ndmax = 39.81 tf Ndmin = 5.81 tf ni = 0.21
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2636 kgf.m Msdbase = 2468 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 47 Msdcentro = 19 Msdbase = 46	Madtopo = 105 Madcentro = 134 Madbase = 107 M2d = 26 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 \emptyset 12.5 2 \emptyset 12.5	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 153 kgf.m Msd(y) = 2579 kgf.m Mrd(x) = 191 kgf.m Mrd(y) = 3238 kgf.m Mrd/Msd=1.26
H	Msdtopo = 2579 Msdcentro = 1032 Msdbase = 2415	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 61	Asl = 0.00 cm ²	4 \emptyset 12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
		Mcd = 14			

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.98 tf VBd base = 1.98 tf VHd topo = 2.04 tf VHd base = 2.04 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.98 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 2.04 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2555 kgf.m Msdbase = 2394 kgf.m	Ndmax = 41.84 tf Ndmin = 7.13 tf ni = 0.22
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2637 kgf.m Msdbase = 2448 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 43 Msdcentro = 18 Msdbase = 44	Madtopo = 142 Madcentro = 167 Madbase = 140 M2d = 32	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 184 kgf.m Msdy) = 2577 kgf.m Mrdx) = 242 kgf.m

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
		Mcd = 1		4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	Mrd(y) = 3392 kgf.m Mrd/Msd=1.32
H	Msdtopo = 2577 Msdcentro = 1031 Msdbase = 2420	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 70 Mcd = 15			

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.98 tf VBd base = 1.98 tf VHd topo = 2.03 tf VHd base = 2.03 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.98 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 2.03 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de freamento		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P3

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2677 kgf.m Msdbase = 2854 kgf.m	Ndmax = 52.80 tf Ndmin = 14.97 tf ni = 0.27
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2651 kgf.m Msdbase = 2439 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)	Armadura longitudinal	Processo de cálculo
---------	------------------	-----------------------	---------------------

			Torção	Final	
B	Msdtopo = 2620 Msdcentro = 1078 Msdbase = 2696	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 116 Mcd = 23	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V1 Msd(x) = 2696 kgf.m Msd(y) = 13 kgf.m Mrd(x) = 4243 kgf.m Mrd(y) = 20 kgf.m Mrd/Msd=1.57
H	Msdtopo = 54 Msdcentro = 37 Msdbase = 13	Madtopo = 336 Madcentro = 352 Madbase = 377 M2d = 67 Mcd = 3	Asl = 0.00 cm²	4ø12.5 4.91 cm² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.21 tf VBd base = 2.21 tf VHd topo = 2.02 tf VHd base = 2.02 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.21 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 2.02 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P4

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm² Ecs = 260716 kgf/cm² Peso específico = 2400.00 kgf/m³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3013 kgf.m Msdbase = 2509 kgf.m	Ndmax = 58.65 tf Ndmin = 18.98 tf ni = 0.30
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2614 kgf.m Msdbase = 2518 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 2856 Msdcentro = 1142 Msdbase = 2453	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 135 Mcd = 29	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V2 Msd(x) = 2856 kgf.m Msd(y) = 486 kgf.m Mrd(x) = 4642 kgf.m Mrd(y) = 790 kgf.m Mrd/Msd=1.63
H	Msdtopo = 16 Msdcentro = 45 Msdbase = 65	Madtopo = 470 Madcentro = 441 Madbase = 421 M2d = 84 Mcd = 4		4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 2.21 tf VBd base = 2.21 tf VHd topo = 2.03 tf VHd base = 2.03 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.21 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 2.03 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 7
Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados	Resultados
-------	------------

Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)
		lih vínc esb H (cm)	(tf) ni Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)	MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)		As h % armad
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	39.81 5.81	2562 2397	47 19 46	105 134 107 26 1	Msd(x) = 153 kgf.m Msd(y) = 2579 kgf.m Mrd(x) = 191 kgf.m Mrd(y) = 3238 kgf.m Mrd/Msd=1.26	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.21 0.00 0.00	2636 2468	2579 1032 2415	61 14		0.5
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	41.84 7.13	2555 2394	43 18 44	142 167 140 32 1	Msd(x) = 184 kgf.m Msd(y) = 2577 kgf.m Mrd(x) = 242 kgf.m Mrd(y) = 3392 kgf.m Mrd/Msd=1.32	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.22 0.00 0.00	2637 2448	2577 1031 2420	70 15		0.5
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	52.80 14.97	2677 2854	2620 1078 2696	0 0 0 116 23 67 3	Msd(x) = 2696 kgf.m Msd(y) = 13 kgf.m Mrd(x) = 4243 kgf.m Mrd(y) = 20 kgf.m Mrd/Msd=1.57	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.27 0.00 0.00	2651 2439	54 37 13	3		0.5
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	58.65 18.98	3013 2509	2856 1142 2453	0 0 0 135 29 84 4	Msd(x) = 2856 kgf.m Msd(y) = 486 kgf.m Mrd(x) = 4642 kgf.m Mrd(y) = 790 kgf.m Mrd/Msd=1.63	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.30 0.00 0.00	2614 2518	16 45 65	4		0.5

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento PATAMAR 7

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	4296.83	3 ø 12.5		-4489.96 -4482.34	3 ø 12.5 3 ø 12.5		
V2	84.06	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	4727.40 0.11	3 ø 12.5 2 ø 10.0		-4137.57 -5321.29	4 ø 10.0 2 ø 16.0		
V4	83.07	2 ø 8.0					Aviso 2
V5	4535.76	3 ø 12.5		-4664.60 -1730.02 -4616.24	3 ø 12.5 2 ø 10.0 3 ø 12.5		
V6	5.59 4532.81	2 ø 10.0 3 ø 12.5		-4.72 -5401.87 -1686.95 -4617.84	2 ø 10.0 2 ø 16.0 2 ø 10.0 3 ø 12.5		
V7	4.72 16.19	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-5.59 -608.11	2 ø 8.0 2 ø 8.0		

				-16.80	2 ø 8.0		
--	--	--	--	--------	---------	--	--

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
P1		30.00						0.97				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	0.00	3.65		4291.42	-4489.96		-0.04
									4296.83	-4482.34		
P2		30.00						0.96				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
V6		20.00						0.26				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.06			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
P3		30.00						0.62				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	0.00	4.14		4727.40	-4137.57		
									3706.06	-5321.29		
P4		30.00						3.18				
2	84.50 65.00	65.00	192.00	0.00	0.00	0.00	2.71				-2003.65	

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.12

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V6		20.00						0.25				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		83.07			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P3		30.00						1.02				
1		67.50	192.00	0.00	0.00	0.00	3.81			4420.20	-4664.60	
	264.00 240.00	0.00								1858.85	-1730.02	
2		172.50	192.00	0.00	0.00	0.00	3.74			1858.85	-1730.02	
										4535.76	-4616.24	
P1		30.00						0.97				

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)

Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.11
1	79.50 60.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	1.99			5.59	-4.72	-952.42
P4		30.00						3.65				
2	264.00 240.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	5.52			3889.19	-5401.87	
		15.00								1926.34	-1670.27	
3		165.00	192.00	0.00	0.00	0.00	3.79			1942.42	-1686.95	
		30.00							1.00	4532.81	-4617.84	
P2		30.00										

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
		15.00										-0.14
1	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.06			4.72	-5.59	-601.84
V3		20.00						1.48				
2	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.05				-608.11	
		15.00								16.19	-16.80	-0.12

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	30.00			3 ø 12.5 3.18					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 3.03			ø 5.0 c/ 17.5			0.01	0.04
P2	30.00			3 ø 12.5 3.17					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V6	20.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.12
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			4 ø 10.0 2.90					0.01	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 3.36			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.07
P4	30.00			2 ø 16.0 3.84					0.05	
2	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
	15.00								0.00	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V6	20.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.14
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			3 ø 12.5 3.31					0.02	

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)	Flecha (cm)
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 3.21			ø 5.0 c/ 17.5			0.01	0.06
P1	30.00			3 ø 12.5 3.27					0.02	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 10.0 1.20					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
P4	30.00			2 ø 16.0 3.90					0.05	
2	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 3.21			ø 5.0 c/ 17.5			0.01	0.07
P2	30.00			3 ø 12.5 3.28					0.02	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.14
V3	20.00			2 ø 8.0 0.90					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.12
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 4297 kgf.m As = 3.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.62 cm				As = 3.03 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 M = 857 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 4490 kgf.m As = 3.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.80 cm			As = 3.18 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 fiss = 0.02 mm
2	Md = 4482 kgf.m As = 3.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.79 cm			As = 3.17 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 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 = 3.65 tf VRd2 = 35.00 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.38 cm Vc0 = 5.97 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 4727 kgf.m As = 3.36 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.01 cm				As = 3.36 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
						M = 1186 kgf.m fiss = 0.02 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 4138 kgf.m As = 2.90 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.47 cm			As = 2.90 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.01 mm
2	Md = 5321 kgf.m As = 3.84 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.58 cm			As = 3.84 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 fiss = 0.05 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 = 4.14 tf VRd2 = 35.00 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12
2 2-2	Vd = 2.71 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.38 cm Vc0 = 5.97 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 4536 kgf.m As = 3.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.84 cm				As = 3.21 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 M = 943 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 4665 kgf.m As = 3.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.95 cm			As = 3.31 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 fiss = 0.02 mm
2	Md = 1730 kgf.m As = 1.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.41 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.01 mm
3	Md = 4616 kgf.m As = 3.27 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.91 cm			As = 3.27 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 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 1-2	Vd = 3.81 tf VRd2 = 35.00 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 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 1-2	d = 34.38 cm Vc0 = 5.97 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 1 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 4533 kgf.m As = 3.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.83 cm				As = 3.21 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 M = 941 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 5402 kgf.m As = 3.90 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.65 cm			As = 3.90 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 fiss = 0.05 mm
3	Md = 1687 kgf.m As = 1.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.37 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.01 mm
4	Md = 4618 kgf.m As = 3.28 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.91 cm			As = 3.28 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 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 = 1.99 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-3	Vd = 5.52 tf VRd2 = 35.00 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.16

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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-3	d = 34.38 cm Vc0 = 5.97 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 1 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 3 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm

Nó	Flexão	Final
3	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 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 = 1.06 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 1.05 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Ligações por barras passantes do PATAMAR 7

Verificações dos esforços limites nas barras

Ligação	Momento		Tensão de tração	
	Ma (kgf.m)	Mr (kgf.m)	Tta (kgf/cm ²)	Ttr (kgf/cm ²)

Dados das Lajes

PATAMAR 7
Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Seção (cm)						Cargas (kgf/m ²)			
Laje	Tipo	H	ee ec	enx eny	eex eey	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total
L1	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00
L2	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00

Pavimento PATAMAR 8

Resultados dos Pilares

PATAMAR 8
Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cofr = 4.50 cm

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	30.00 X 30.00	2617.40 250.00	250.00	35.03 8.24	2210 2038	2283 2093	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
			RR				12.5		
			250.00				2.45 2 ø		
			RR				0.5 4 ø		
							12.5		
P2 1:20	30.00 X 30.00	2617.40 250.00	250.00	37.02 9.53	2204 2033	2266 2095	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
			RR				12.5		
			250.00				2.45 2 ø		
			RR				0.5 4 ø		
							12.5		
P3 1:20	30.00 X 30.00	2617.40 250.00	250.00	48.45 17.69	2664 2155	2259 2127	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
			RR				12.5		
			250.00				2.45 2 ø		
			RR				0.5 4 ø		
							12.5		
P4 1:20	30.00 X 30.00	2617.40 250.00	250.00	47.07 16.61	2322 2488	2314 2070	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
			RR				12.5		
			250.00				2.45 2 ø		
			RR				0.5 4 ø		
							12.5		

Cálculo do Pilar P1

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2210 kgf.m Msdbase = 2038 kgf.m	Ndmax = 35.03 tf Ndmin = 8.24 tf ni = 0.18
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2283 kgf.m Msdbase = 2093 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 47 Msdcentro = 19 Msdbase = 46	Madtopo = 164 Madcentro = 192 Madbase = 164 M2d = 36 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 ø 12.5 2 ø 12.5 4ø12.5 4.91 cm ²	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 211 kgf.m Msdy) = 2215 kgf.m Mrdx) = 335 kgf.m Mrdy) = 3525 kgf.m Mrd/Msd=1.59
H	Msdtopo = 2215	Madtopo = 0			

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
	Msdcentro = 886 Msdbase = 2051	Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 74 Mcd = 12		0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I	VBd topo = 1.70 tf VBd base = 1.70 tf VHd topo = 1.75 tf VHd base = 1.75 tf	Td = 0 kgf.m
45		

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.70 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 1.75 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2204 kgf.m Msdbase = 2033 kgf.m	Ndmax = 37.02 tf Ndmin = 9.53 tf ni = 0.19
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2266 kgf.m Msdbase = 2095 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 44	Madtopo = 198	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V4

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
	Msdcentro = 18 Msdbase = 44	Madcentro = 224 Madbase = 198 M2d = 42 Mcd = 1	Asl = 0.00 cm ²	2 ø 12.5	Msd(x) = 242 kgf.m Msd(y) = 2222 kgf.m Mrd(x) = 395 kgf.m Mrd(y) = 3626 kgf.m Mrd/Msd=1.63
H	Msdtopo = 2222 Msdcentro = 889 Msdbase = 2051	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 81 Mcd = 13		4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.70 tf VBd base = 1.70 tf VHd topo = 1.74 tf VHd base = 1.74 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.70 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 1.74 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P3

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2664 kgf.m Msdbase = 2155 kgf.m	Ndmax = 48.45 tf Ndmin = 17.69 tf ni = 0.25
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2259 kgf.m Msdbase = 2127 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 2506 Msdcentro = 1002 Msdbase = 2098	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 122 Mcd = 22	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V1 Msd(x) = 2506 kgf.m Msd(y) = 19 kgf.m Mrd(x) = 4517 kgf.m Mrd(y) = 35 kgf.m Mrd/Msd=1.80
H	Msdtopo = 19 Msdcentro = 44 Msdbase = 60	Madtopo = 432 Madcentro = 408 Madbase = 391 M2d = 78 Mcd = 3		4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.93 tf VBd base = 1.93 tf VHd topo = 1.73 tf VHd base = 1.73 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.93 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 1.73 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P4

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2322 kgf.m Msdbase = 2488 kgf.m	Ndmax = 47.07 tf Ndmin = 16.61 tf ni = 0.24
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm	Msdtopo = 2314 kgf.m Msdbase = 2070 kgf.m	

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
	Esbeltez = 28.83		

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 2266 Msdcentro = 932 Msdbase = 2331	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 114 Mcd = 19	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V2 Msdx) = 2331 kgf.m Msdy) = 9 kgf.m Mrdx) = 4386 kgf.m Mrdy) = 17 kgf.m Mrd/Msd=1.88
H	Msdtopo = 59 Msdcentro = 39 Msdbase = 9	Madtopo = 368 Madcentro = 387 Madbase = 417 M2d = 74 Mcd = 3	Asl = 0.00 cm²	4ø12.5 4.91 cm² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.92 tf VBd base = 1.92 tf VHd topo = 1.74 tf VHd base = 1.74 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.92 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 1.74 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 8
Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados	Resultados
-------	------------

Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni Zr	MBd topo MBd base	MBSdtopo MBSdcentro MBSdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)
		lih vínc esb H (cm)		MHd topo MHd base (kgf.m)		MHSdtopo MHSdcentro MHSdbase (kgf.m)		MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83 250.00 RR 28.83	35.03 8.24 0.18 0.00 0.00	2210 2038 2283 2093	47 19 46 2215 886 2051	164 192 164 36 1 74 12	Msd(x) = 211 kgf.m Msd(y) = 2215 kgf.m Mrd(x) = 335 kgf.m Mrd(y) = 3525 kgf.m Mrd/Msd=1.59	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83 250.00 RR 28.83	37.02 9.53 0.19 0.00 0.00	2204 2033 2266 2095	44 18 44 2222 889 2051	198 224 198 42 1 81 13	Msd(x) = 242 kgf.m Msd(y) = 2222 kgf.m Mrd(x) = 395 kgf.m Mrd(y) = 3626 kgf.m Mrd/Msd=1.63	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83 250.00 RR 28.83	48.45 17.69 0.25 0.00 0.00	2664 2155 2259 2127	2506 1002 2098 19 44 60	0 0 0 122 22 78 3	Msd(x) = 2506 kgf.m Msd(y) = 19 kgf.m Mrd(x) = 4517 kgf.m Mrd(y) = 35 kgf.m Mrd/Msd=1.80	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83 250.00 RR 28.83	47.07 16.61 0.24 0.00 0.00	2322 2488 2314 2070	2266 932 2331 59 39 9	0 0 0 114 19 74 3	Msd(x) = 2331 kgf.m Msd(y) = 9 kgf.m Mrd(x) = 4386 kgf.m Mrd(y) = 17 kgf.m Mrd/Msd=1.88	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento PATAMAR 8

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	3597.22	2 ø 12.5		-3790.35 -3777.25	4 ø 10.0 4 ø 10.0		
V2	84.06	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	0.11 4014.03	2 ø 10.0 4 ø 10.0		-4608.88 -3443.45	3 ø 12.5 2 ø 12.5		
V4	83.07	2 ø 8.0					Aviso 2
V5	3.92 13.62	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-4.78 -606.51 -14.15	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
V6	4.78 3805.72	2 ø 10.0 4 ø 10.0		-3.92 -4674.77 -1398.27 -3914.04	2 ø 10.0 3 ø 12.5 2 ø 10.0 4 ø 10.0		
V7	3820.40	4 ø 10.0		-3993.10 -3877.66	4 ø 10.0 4 ø 10.0		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P1		30.00						0.85				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	0.00	3.12			3587.90 3597.22	-3790.35 -3777.25	-0.05
P2		30.00						0.85				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V5		15.00						0.26				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.06			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.12
1	84.50 65.00	65.00	192.00	0.00	0.00	0.00	2.71				-2003.65	
P3		30.00						3.06				
2	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	0.00	3.60			3011.43 4014.03	-4608.88 -3443.45	
P4		30.00						0.51				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V5		15.00						0.26				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		83.07			
V6		20.00						0.25				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.14
1	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.06			3.92	-4.78	
V3		20.00						1.48				
2	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.05				-606.51	
		15.00								13.62	-14.15	-0.12

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.11
1	79.50 60.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	1.99			4.78	-3.92	
P3		30.00						3.52				
2	264.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	4.97			3183.56	-4674.77	

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)	Flecha (cm)
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.12
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00								0.00	
1	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
P3	30.00			3 ø 12.5 3.27					0.04	
2	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 10.0 2.81			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.07
P4	30.00			2 ø 12.5 2.40					0.01	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V5	15.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.14
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.14
V3	20.00			2 ø 8.0 0.90					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.12

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 10.0 1.20					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
P3	30.00			3 ø 12.5 3.32					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 10.0 2.66			ø 5.0 c/ 17.5			0.01	0.07
P1	30.00			4 ø 10.0 2.74					0.01	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P4	30.00			4 ø 10.0 2.80					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 10.0 2.67			ø 5.0 c/ 17.5			0.01	0.07
P2	30.00			4 ø 10.0 2.71					0.01	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 3597 kgf.m As = 2.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.00 cm				As = 2.52 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
						M = 709 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3790 kgf.m As = 2.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.16 cm			As = 2.65 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.01 mm
2	Md = 3777 kgf.m As = 2.64 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.15 cm			As = 2.64 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 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 = 3.12 tf VRd2 = 35.00 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

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 = 34.38 cm Vc0 = 5.97 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
				M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 14 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

f_{ck} = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

E_{cs} = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm	Md = 4014 kgf.m As = 2.81 cm ² A's = 0.00 cm ²				As = 2.81 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	h = 40.00 cm	yLN = 3.36 cm				% armad. = 0.39 M = 1027 kgf.m fiss = 0.02 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 = 4609 kgf.m As = 3.27 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.90 cm			As = 3.27 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 fiss = 0.04 mm
3	Md = 3443 kgf.m As = 2.40 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.87 cm			As = 2.40 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 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 = 2.71 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 3.60 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 1 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 3 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 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 = 1.06 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
2 2-2	Vd = 1.05 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 1 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 3806 kgf.m As = 2.66 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.17 cm				As = 2.66 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 M = 778 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 4675 kgf.m As = 3.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.96 cm			As = 3.32 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
				fiss = 0.03 mm
3	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
4	Md = 3914 kgf.m As = 2.74 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.27 cm			As = 2.74 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 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 = 1.99 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-3	Vd = 4.97 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-3	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 3820 kgf.m As = 2.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.19 cm				As = 2.67 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
						M = 798 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3993 kgf.m As = 2.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.34 cm			As = 2.80 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.02 mm
2	Md = 3878 kgf.m As = 2.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.24 cm			As = 2.71 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 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 = 3.29 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Ligações por barras passantes do PATAMAR 8

Verificações dos esforços limites nas barras

Ligação	Momento		Tensão de tração	
	Ma (kgf.m)	Mr (kgf.m)	Tta (kgf/cm ²)	Ttr (kgf/cm ²)

Dados das Lajes

PATAMAR 8
Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Seção (cm)	Cargas (kgf/m ²)
------------	------------------------------

Laje	Tipo	H	ee ec	enx eny	eex eey	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total
L1	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00
L2	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00

Pavimento PATAMAR 9

Resultados dos Pilares

PATAMAR 9
Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cofr = 4.50 cm

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	30.00 X 30.00	2867.40 250.00	250.00	30.75 10.08	1849 1671	1908 1729	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
			RR				12.5		
P2 1:20	30.00 X 30.00	2867.40 250.00	250.00	32.80 11.44	1841 1667	1906 1708	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
			RR				12.5		
P3 1:20	30.00 X 30.00	2867.40 250.00	250.00	37.43 14.79	1962 2129	1935 1705	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
			RR				12.5		
P4 1:20	30.00 X 30.00	2867.40 250.00	250.00	43.23 18.78	2298 1781	1889 1776	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
			RR				12.5		

Cálculo do Pilar P1

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1849 kgf.m Msdbase = 1671 kgf.m	Ndmax = 30.75 tf Ndmin = 10.08 tf ni = 0.16
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1908 kgf.m Msdbase = 1729 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 45 Msdcentro = 18 Msdbase = 46	Madtopo = 210 Madcentro = 237 Madbase = 209 M2d = 44 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 ø 12.5 2 ø 12.5 4ø12.5 4.91 cm ²	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 255 kgf.m Msdy) = 1851 kgf.m Mrdx) = 509 kgf.m Mrdy) = 3698 kgf.m Mrd/Msd=2.00
H	Msdtopo = 1851	Madtopo = 0			

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
	Msdcentro = 741 Msdbase = 1669	Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 78 Mcd = 10		0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I	VBd topo = 1.41 tf VBd base = 1.41 tf VHd topo = 1.45 tf VHd base = 1.45 tf	Td = 0 kgf.m
45		

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.41 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.45 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1841 kgf.m Msdbase = 1667 kgf.m	Ndmax = 32.80 tf Ndmin = 11.44 tf ni = 0.17
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1906 kgf.m Msdbase = 1708 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 40	Madtopo = 247	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V4

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
	Msdcentro = 17 Msdbase = 43	Madcentro = 270 Madbase = 244 M2d = 50 Mcd = 1	Asl = 0.00 cm ²	2 ø 12.5	Msd(x) = 287 kgf.m Msd(y) = 1851 kgf.m Mrd(x) = 598 kgf.m Mrd(y) = 3849 kgf.m Mrd/Msd=2.08
H	Msdtopo = 1851 Msdcentro = 740 Msdbase = 1678	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 83 Mcd = 10		4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.40 tf VBd base = 1.40 tf VHd topo = 1.45 tf VHd base = 1.45 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.40 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.45 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P3

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1962 kgf.m Msdbase = 2129 kgf.m	Ndmax = 37.43 tf Ndmin = 14.79 tf ni = 0.19
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1935 kgf.m Msdbase = 1705 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 1907 Msdcentro = 788 Msdbase = 1970	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 99 Mcd = 14	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm ²	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V1 Msdx) = 1970 kgf.m Msdy) = 14 kgf.m Mrdx) = 4226 kgf.m Mrdy) = 31 kgf.m Mrd/Msd=2.14
H	Msdtopo = 57 Msdcentro = 40 Msdbase = 14	Madtopo = 322 Madcentro = 339 Madbase = 365 M2d = 66 Mcd = 2		4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.64 tf VBd base = 1.64 tf VHd topo = 1.44 tf VHd base = 1.44 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.64 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.44 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P4

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2298 kgf.m Msdbase = 1781 kgf.m	Ndmax = 43.23 tf Ndmin = 18.78 tf ni = 0.22
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm	Msdtopo = 1889 kgf.m Msdbase = 1776 kgf.m	

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
	Esbeltez = 28.83		

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 2143 Msdcentro = 857 Msdbase = 1726	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 116 Mcd = 18	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V2 Msd(x) = 2143 kgf.m Msd(y) = 475 kgf.m Mrd(x) = 4617 kgf.m Mrd(y) = 1024 kgf.m Mrd/Msd=2.15
H	Msdtopo = 14 Msdcentro = 44 Msdbase = 64	Madtopo = 461 Madcentro = 431 Madbase = 411 M2d = 82 Mcd = 3	Asl = 0.00 cm²	4ø12.5 4.91 cm² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.63 tf VBd base = 1.63 tf VHd topo = 1.45 tf VHd base = 1.45 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.63 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.45 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 9
Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

coibr = 4.50 cm

Dados	Resultados
-------	------------

Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni Zr	MBd topo MBd base	MBSdtopo MBSdcentro MBSdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)
		lih vínc esb H (cm)		MHd topo MHd base (kgf.m)		MHSdtopo MHSdcentro MHSdbase (kgf.m)		MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	30.75 10.08	1849 1671	45 18 46	210 237 209	Msd(x) = 255 kgf.m Msd(y) = 1851 kgf.m Mrd(x) = 509 kgf.m Mrd(y) = 3698 kgf.m Mrd/Msd=2.00	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83		0.16 0.00 0.00	1908 1729	1851 741 1669		44 1 78 10
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	32.80 11.44	1841 1667	40 17 43	247 270 244	Msd(x) = 287 kgf.m Msd(y) = 1851 kgf.m Mrd(x) = 598 kgf.m Mrd(y) = 3849 kgf.m Mrd/Msd=2.08	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83		0.17 0.00 0.00	1906 1708	1851 740 1678		50 1 83 10
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	37.43 14.79	1962 2129	1907 788 1970	0 0 0	Msd(x) = 1970 kgf.m Msd(y) = 14 kgf.m Mrd(x) = 4226 kgf.m Mrd(y) = 31 kgf.m Mrd/Msd=2.14	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83		0.19 0.00 0.00	1935 1705	57 40 14		99 14 66 2
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	43.23 18.78	2298 1781	2143 857 1726	0 0 0	Msd(x) = 2143 kgf.m Msd(y) = 475 kgf.m Mrd(x) = 4617 kgf.m Mrd(y) = 1024 kgf.m Mrd/Msd=2.15	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83		0.22 0.00 0.00	1889 1776	14 44 64		116 18 82 3

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento PATAMAR 9

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	2883.47	2 ø 12.5		-3080.91 -3070.37	2 ø 12.5 2 ø 12.5		
V2	84.06	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	3321.75 0.11	2 ø 12.5 2 ø 10.0		-2719.47 -3911.33	2 ø 12.5 4 ø 10.0		
V4	83.07	2 ø 8.0					Aviso 2
V5	3088.88	2 ø 12.5		-3227.60 -1162.94 -3172.57	2 ø 12.5 2 ø 10.0 2 ø 12.5		
V6	3.99 3091.71	2 ø 10.0 2 ø 12.5		-3.11 -3976.31 -1120.93 -3169.61	2 ø 10.0 4 ø 10.0 2 ø 10.0 2 ø 12.5		
V7	3.11 10.99	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-3.99 -605.01	2 ø 8.0 2 ø 8.0		

				-11.62	2 ø 8.0		
--	--	--	--	--------	---------	--	--

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P1		30.00						0.74				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	-0.01	2.58			2876.51 2883.47	-3080.91 -3070.37	-0.05
P2		30.00						0.73				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V6		20.00						0.26				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.06			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P3		30.00						0.39				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.01	0.00	3.07			3321.75 2290.25	-2719.47 -3911.33	
P4		30.00						2.95				
2	84.50 65.00	65.00	192.00	0.00	0.00	0.00	2.71				-2003.65	

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.13

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V6		20.00						0.25				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		83.07			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P3		30.00						0.78				
1		67.50	192.00	0.00	0.01	0.00	2.72			2992.40	-3227.60	
	264.00 240.00	0.00								1297.22	-1162.94	
2		172.50	192.00	0.00	0.01	0.00	2.65			1297.22	-1162.94	
										3088.88	-3172.57	
P1		30.00						0.73				

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							

Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.11
1	79.50 60.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	1.99			3.99	-3.11	
P4		30.00						3.41			-951.45	
2	264.00 240.00	60.00	1392.00	0.00	0.01	-0.01	4.44			2456.22	-3976.31	
		15.00								1362.47	-1109.42	
3		165.00	192.00	0.00	0.01	-0.01	2.69			1373.34	-1120.93	
P2		30.00						0.76		3091.71	-3169.61	

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
		15.00										-0.15
1	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.06			3.11	-3.99	
V3		20.00						1.48			-600.88	
2	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.05				-605.01	
		15.00								10.99	-11.62	
		15.00										-0.12

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	30.00			2 ø 12.5 2.14					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 12.5 2.00			ø 5.0 c/ 17.5			0.01	0.05
P2	30.00			2 ø 12.5 2.14					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V6	20.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.12
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			2 ø 12.5 1.88					0.01	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 12.5 2.32			ø 5.0 c/ 17.5			0.03	0.07
P4	30.00			4 ø 10.0 2.74					0.03	
2	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.13
	15.00								0.00	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V6	20.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.15
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			2 ø 12.5 2.25					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 12.5 2.15			ø 5.0 c/ 17.5			0.01	0.07
P1	30.00			2 ø 12.5 2.21					0.02	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 10.0 1.20					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
P4	30.00			4 ø 10.0 2.79					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 12.5 2.15			ø 5.0 c/ 17.5			0.01	0.07
P2	30.00			2 ø 12.5 2.21					0.02	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.15
V3	20.00			2 ø 8.0 0.90					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.13
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 2883 kgf.m As = 2.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.39 cm			Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.38 cm	As = 2.00 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 M = 554 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3081 kgf.m As = 2.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.56 cm		Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.55 cm	As = 2.14 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.02 mm
2	Md = 3070 kgf.m As = 2.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.55 cm		Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.54 cm	As = 2.14 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 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 = 2.58 tf VRd2 = 35.00 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.38 cm Vc0 = 5.97 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 3322 kgf.m As = 2.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.76 cm		Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.77 cm		As = 2.32 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 M = 888 kgf.m fiss = 0.03 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 2719 kgf.m As = 1.88 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.25 cm	Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 1.88 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.25 cm		As = 1.88 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.01 mm
2	Md = 3911 kgf.m As = 2.74 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.27 cm	Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.74 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.27 cm		As = 2.74 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.03 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 = 3.07 tf VRd2 = 35.00 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
2 2-2	Vd = 2.71 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.38 cm Vc0 = 5.97 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
				M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 3089 kgf.m As = 2.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.56 cm		Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.56 cm		As = 2.15 cm ² (2ø 12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 M = 632 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3228 kgf.m As = 2.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.68 cm	Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.68 cm		As = 2.25 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.02 mm
2	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.94 cm		As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
3	Md = 3173 kgf.m As = 2.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.63 cm	Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.64 cm		As = 2.21 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 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 1-2	Vd = 2.72 tf VRd2 = 35.00 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 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 1-2	d = 34.38 cm Vc0 = 5.97 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
						M = 1 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 3092 kgf.m As = 2.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.56 cm				As = 2.15 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 M = 635 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 3976 kgf.m As = 2.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.32 cm			As = 2.79 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.03 mm
3	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
4	Md = 3170 kgf.m As = 2.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.63 cm			As = 2.21 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 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 = 1.99 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-3	Vd = 4.44 tf VRd2 = 35.00 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção

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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-3	d = 34.38 cm Vc0 = 5.97 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 2 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17

Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	30.00 X 30.00	3117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	27.06 11.41	1506 1311	1528 1345	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
P2 1:20	30.00 X 30.00	3117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	29.08 12.75	1486 1304	1526 1345	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 15	28.83 28.83
P3 1:20	30.00 X 30.00	3117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	34.17 16.43	1954 1432	1532 1375	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83
P4 1:20	30.00 X 30.00	3117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	32.73 15.32	1606 1753	1577 1324	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 10	28.83 28.83

Cálculo do Pilar P1

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1506 kgf.m Msdbase = 1311 kgf.m	Ndmax = 27.06 tf Ndmin = 11.41 tf ni = 0.14
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1528 kgf.m Msdbase = 1345 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 64 Msdcentro = 26 Msdbase = 51	Madtopo = 223 Madcentro = 261 Madbase = 236 M2d = 50 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 287 kgf.m Msd(y) = 1477 kgf.m Mrd(x) = 746 kgf.m Mrd(y) = 3838 kgf.m Mrd/Msd=2.60
H	Msdtopo = 1477 Msdcentro = 591 Msdbase = 1299	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 75 Mcd = 7	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I	VBd topo = 1.13 tf	Td = 0 kgf.m

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
45	V _{Bd} base = 1.13 tf V _{Hd} topo = 1.15 tf V _{Hd} base = 1.15 tf	

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	V _d = 1.13 tf V _{Rd2} = 37.23 tf	T _d = 0 kgf.m T _{Rd2} = 3580 kgf.m	V _d /V _{Rd2} + T _d /T _{Rd2} = 0.03
H	V _d = 1.15 tf V _{Rd2} = 37.23 tf	T _d = 0 kgf.m T _{Rd2} = 3580 kgf.m	V _d /V _{Rd2} + T _d /T _{Rd2} = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm V _{c0} = 6.35 tf k = 2.00 V _c = 12.71 tf	V _{min} = 3.32 tf A _{swmin} = 3.48 cm ² /m	V _{sw} = 0.00 tf A _{sw} = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm V _{c0} = 6.35 tf k = 2.00 V _c = 12.71 tf	V _{min} = 3.32 tf A _{swmin} = 3.48 cm ² /m	V _{sw} = 0.00 tf A _{sw} = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
h _e = 7.50 cm A _e = 506.25 cm ²	A ₉₀ = 0.00 cm ²	Z _r = 0.00 tf Z _s = 0.00 tf	Z _r = 0.00 tf Z _s = 0.00 tf	A _{sw} = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	f _{ck} = 300.00 kgf/cm ² E _{cs} = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ F _i = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR l _i = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	M _{sdtopo} = 1486 kgf.m M _{sdbase} = 1304 kgf.m	N _{dmax} = 29.08 tf N _{dmin} = 12.75 tf n _i = 0.15
H	Vínculo = RR l _i = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	M _{sdtopo} = 1526 kgf.m M _{sdbase} = 1345 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	M _{sdtopo} = 50 M _{sdcentro} = 20 M _{sdbase} = 47	M _{adtopo} = 269 M _{adcentro} = 299 M _{adbase} = 272 M _{2d} = 55 M _{cd} = 1	T _d = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V4 M _{sd(x)} = 319 kgf.m M _{sd(y)} = 1479 kgf.m M _{rd(x)} = 847 kgf.m M _{rd(y)} = 3927 kgf.m M _{rd} /M _{sd} =2.66
H	M _{sdtopo} = 1479 M _{sdcentro} = 592 M _{sdbase} = 1302	M _{adtopo} = 0 M _{adcentro} = 0 M _{adbase} = 0 M _{2d} = 79 M _{cd} = 8	A _{sl} = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.12 tf VBd base = 1.12 tf VHd topo = 1.15 tf VHd base = 1.15 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.12 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 1.15 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.00 cm ² /m ø 5.0 c/ 15

Cálculo do Pilar P3

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1954 kgf.m Msdbase = 1432 kgf.m	Ndmax = 34.17 tf Ndmin = 16.43 tf ni = 0.18
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1532 kgf.m Msdbase = 1375 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 1788 Msdcentro = 715 Msdbase = 1371	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 99 Mcd = 12	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V1 Msd(x) = 1788 kgf.m Msd(y) = 26 kgf.m Mrd(x) = 4340 kgf.m Mrd(y) = 63 kgf.m Mrd/Msd=2.43
H	Msdtopo = 26 Msdcentro = 43 Msdbase = 54	Madtopo = 390 Madcentro = 373 Madbase = 362 M2d = 72 Mcd = 2	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.35 tf VBd base = 1.35 tf VHd topo = 1.13 tf VHd base = 1.13 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.35 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.13 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P4

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1606 kgf.m Msdbase = 1753 kgf.m	Ndmax = 32.73 tf Ndmin = 15.32 tf ni = 0.17
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1577 kgf.m Msdbase = 1324 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 1543 Msdcentro = 639 Msdbase = 1596	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 90 Mcd = 10	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V2 Msdx = 1596 kgf.m Msdy = 389 kgf.m Mrdx = 4234 kgf.m Mrdy = 1032 kgf.m Mrd/Msd=2.65
H	Msdtopo = 64 Msdcentro = 41 Msdbase = 6	Madtopo = 325 Madcentro = 348 Madbase = 383	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
		M2d = 67 Mcd = 2			

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.34 tf VBd base = 1.34 tf VHd topo = 1.15 tf VHd base = 1.15 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.34 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.15 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 10
Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm ²)
		lih vínc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)	MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)		As h % armad
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	27.06 11.41	1506 1311	64 26 51	223 261 236	Msd(x) = 287 kgf.m Msd(y) = 1477 kgf.m	2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.14 0.00 0.00	1528 1345	1477 591 1299	50 1 75 7		Mrd(x) = 746 kgf.m Mrd(y) = 3838 kgf.m Mrd/Msd=2.60

Dados					Resultados				
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)	
		lih vínc esb H (cm)	(tf) ni Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)	MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)		As h % armad	
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	29.08 12.75	1486 1304	50 20 47	269 299 272	Msd(x) = 319 kgf.m Msd(y) = 1479 kgf.m Mrd(x) = 847 kgf.m Mrd(y) = 3927 kgf.m Mrd/Msd=2.66	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5	
		250.00 RR 28.83	0.15 0.00 0.00	1526 1345	1479 592 1302	55 1 79 8		0.5	
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	34.17 16.43	1954 1432	1788 715 1371	0 0 0	Msd(x) = 1788 kgf.m Msd(y) = 26 kgf.m Mrd(x) = 4340 kgf.m Mrd(y) = 63 kgf.m Mrd/Msd=2.43	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5	
		250.00 RR 28.83	0.18 0.00 0.00	1532 1375	26 43 54	99 12 72 2		0.5	
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	32.73 15.32	1606 1753	1543 639 1596	0 0 0	Msd(x) = 1596 kgf.m Msd(y) = 389 kgf.m Mrd(x) = 4234 kgf.m Mrd(y) = 1032 kgf.m Mrd/Msd=2.65	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5	
		250.00 RR 28.83	0.17 0.00 0.00	1577 1324	64 41 6	90 10 67 2		0.5	

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento PATAMAR 10

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	2208.23	2 ø 10.0		-2347.88 -2385.51	2 ø 10.0 2 ø 10.0		
V2	84.06	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	0.11 2580.72	2 ø 10.0 3 ø 10.0		-3199.82 -2053.55	2 ø 12.5 2 ø 10.0		
V4	83.07	2 ø 8.0					Aviso 2
V5	2.33 8.45	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-3.18 -603.45 -8.99	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
V6	3.18 2355.20	2 ø 10.0 2 ø 10.0		-2.33 -3256.01 -839.64 -2499.35	2 ø 10.0 2 ø 12.5 2 ø 10.0 3 ø 10.0		
V7	2400.38	3 ø 10.0		-2580.99 -2427.26	3 ø 10.0 3 ø 10.0		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P1		30.00						0.61				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.06	0.00	2.06			2208.23 2183.34	-2347.88 -2385.51	-0.05
P2		30.00						0.63				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V5		15.00						0.26				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.06			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.13
1	84.50 65.00	65.00	192.00	0.00	0.01	0.00	2.71				-2003.65	
P3		30.00						2.82				
2	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.00	-0.07	2.52			1608.53 2580.72	-3199.82 -2053.55	
P4		30.00						0.29				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V5		15.00						0.26				
1	87.50 70.00	70.00	504.00	0.00	0.00	0.00	0.37		83.07			
V6		20.00						0.25				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.14
1	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.06			2.33	-3.18	
V3		20.00						1.48				
2	82.50 65.00	65.00	504.00	0.00	0.00	0.00	1.05				-603.45	
		15.00								8.45	-8.99	-0.12

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
		15.00										-0.11
1	79.50 60.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	1.99			3.18	-2.33	
P3		30.00						3.28				
2	264.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	-0.07	3.88			1767.57	-3256.01	

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
	240.00									1085.92	-830.74	
		15.00										-0.07
3		165.00	192.00	0.00	0.00	-0.07	2.18			1094.28	-839.64	
P1		30.00						0.66		2355.20	-2499.35	

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P4		30.00						0.69				
1	264.00 240.00	240.00	192.00	0.00	0.03	-0.04	2.22			2287.81	-2580.99	
P2		30.00						0.60		2400.38	-2427.26	

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	30.00			2 ø 10.0 1.61					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.51			ø 5.0 c/ 17.5			0.01	0.05
P2	30.00			2 ø 10.0 1.64					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V5	15.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.12
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00								0.00	
1	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.13
P3	30.00			2 ø 12.5 2.24					0.07	
2	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 10.0 1.79			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.08
P4	30.00			2 ø 10.0 1.41					0.01	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V5	15.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.14
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

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)	Flecha (cm)
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.14
V3	20.00			2 ø 8.0 0.90					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.13
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 10.0 1.20					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
P3	30.00			2 ø 12.5 2.27					0.05	
2	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.63			ø 5.0 c/ 17.5			0.01	0.08
P1	30.00			3 ø 10.0 1.73					0.01	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P4	30.00			3 ø 10.0 1.78					0.01	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 10.0 1.65			ø 5.0 c/ 17.5			0.01	0.08
P2	30.00			3 ø 10.0 1.67					0.01	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 2208 kgf.m As = 1.51 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.80 cm		Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 9 kgf.m As = 1.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.81 cm		As = 1.51 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 425 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 2348 kgf.m As = 1.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.92 cm	Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 9 kgf.m As = 1.60 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.93 cm		As = 1.61 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.02 mm
2	Md = 2386 kgf.m As = 1.64 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.95 cm	Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 9 kgf.m As = 1.63 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.96 cm		As = 1.64 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 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 = 2.06 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.01		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
						M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 2581 kgf.m As = 1.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.12 cm			Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 1.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.11 cm	As = 1.79 cm ² (3ø10.0 - 2.36 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.29 M = 707 kgf.m fiss = 0.02 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 = 3200 kgf.m As = 2.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.66 cm		Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 2.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.65 cm	As = 2.24 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.07 mm
3	Md = 2054 kgf.m As = 1.40 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.67 cm		Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 1.41 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.66 cm	As = 1.41 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 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 = 2.71 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 2.52 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 58 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.37 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 2 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 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 = 1.06 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 1.05 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 1 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 2355 kgf.m As = 1.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.93 cm			Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 1.63 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.92 cm	As = 1.63 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 456 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 3256 kgf.m As = 2.27 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.71 cm			As = 2.27 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.05 mm
3	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 0.58 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.67 cm	As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
4	Md = 2499 kgf.m As = 1.72 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.05 cm		Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 11 kgf.m As = 1.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.04 cm	As = 1.73 cm ² (3ø10.0 - 2.36 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.29 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 = 1.99 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-3	Vd = 3.88 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-3	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 2400 kgf.m As = 1.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.97 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 1.64 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.97 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 1.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.96 cm	As = 1.65 cm ² (3ø10.0 - 2.36 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.29 M = 504 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 2581 kgf.m	Fd = 0.03 tf	Fd = 0.05 tf	As = 1.78 cm ²

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	As = 1.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.12 cm	situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 1.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.12 cm	situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 1.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.11 cm	(3ø10.0 - 2.36 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.29 fiss = 0.01 mm
2	Md = 2427 kgf.m As = 1.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.99 cm	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 1.66 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.99 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 1.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.98 cm	As = 1.67 cm ² (3ø10.0 - 2.36 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.29 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 = 2.22 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Ligações por barras passantes do PATAMAR 10

Verificações dos esforços limites nas barras

Ligação	Momento		Tensão de tração	
	Ma (kgf.m)	Mr (kgf.m)	Tta (kgf/cm ²)	Ttr (kgf/cm ²)

Dados das Lajes

PATAMAR 10
Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Seção (cm)					Cargas (kgf/m ²)				
Laje	Tipo	H	ee ec	enx eny	eex eey	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total
L1	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00
L2	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00

Pavimento PATAMAR 11

Resultados dos Pilares

PATAMAR 11
Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	30.00 X 30.00	3367.40 250.00	250.00	23.86 12.18	1066 906	1190 1042	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 15	28.83 28.83
			RR				12.5		
			250.00				2.45 2 ø		
			RR				12.5		
P2 1:20	30.00 X 30.00	3367.40 250.00	250.00	25.94 13.56	1113 966	1115 976	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 15	28.83 28.83
			RR				12.5		
			250.00				2.45 2 ø		
			RR				12.5		
P3 1:20	30.00 X 30.00	3367.40 250.00	250.00	24.25 12.46	1138 1404	1214 983	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 15	28.83 28.83
			RR				12.5		
			250.00				2.45 2 ø		
			RR				12.5		
P4 1:20	30.00 X 30.00	3367.40 250.00	250.00	29.96 16.39	1427 1031	1135 1076	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 15	28.83 28.83
			RR				12.5		
			250.00				2.45 2 ø		
			RR				12.5		

Cálculo do Pilar P1

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1066 kgf.m Msdbase = 906 kgf.m	Ndmax = 23.86 tf Ndmin = 12.18 tf ni = 0.12
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1190 kgf.m Msdbase = 1042 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 46 Msdcentro = 26 Msdbase = 3	Madtopo = 390 Madcentro = 410 Madbase = 433 M2d = 75 Mcd = 1	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V3 Msdx) = 436 kgf.m Msdy) = 1172 kgf.m Mrdx) = 1587 kgf.m Mrdy) = 4263 kgf.m Mrd/Msd=3.64
H	Msdtopo = 1172 Msdcentro = 469 Msdbase = 1029	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 79 Mcd = 6	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.79 tf VBd base = 0.79 tf VHd topo = 0.89 tf VHd base = 0.89 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.79 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.89 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fletagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.00 cm ² /m ø 5.0 c/ 15

Cálculo do Pilar P2

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1113 kgf.m Msdbase = 966 kgf.m	Ndmax = 25.94 tf Ndmin = 13.56 tf ni = 0.13
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1115 kgf.m Msdbase = 976 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 1084 Msdcentro = 433 Msdbase = 857	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 69 Mcd = 6	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V2 Msd(x) = 1084 kgf.m Msd(y) = 346 kgf.m Mrd(x) = 4022 kgf.m Mrd(y) = 1285 kgf.m Mrd/Msd=3.71
H	Msdtopo = 5 Msdcentro = 4 Msdbase = 2	Madtopo = 341 Madcentro = 342 Madbase = 344 M2d = 60 Mcd = 1	Asl = 0.00 cm²	4ø12.5 4.91 cm² 0.5 %	

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 = 0.84 tf VHd base = 0.84 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.78 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.84 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.00 cm²/m ø 5.0 c/ 15

Cálculo do Pilar P3

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm² Ecs = 260716 kgf/cm² Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados da seção transversal	Dados do concreto
	Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1138 kgf.m Msdbase = 1404 kgf.m	Ndmax = 24.25 tf Nadmin = 12.46 tf ni = 0.13
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1214 kgf.m Msdbase = 983 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 1088 Msdcentro = 510 Msdbase = 1274	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 74 Mcd = 6	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V1 Msdx) = 1274 kgf.m Msdy) = 329 kgf.m Mrdx) = 3964 kgf.m Mrdy) = 1022 kgf.m Mrd/Msd=3.11
H	Msdtopo = 118 Msdcentro = 72 Msdbase = 3	Madtopo = 211 Madcentro = 257 Madbase = 325 M2d = 57 Mcd = 2	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
l 45	VBd topo = 1.01 tf VBd base = 1.01 tf VHd topo = 0.87 tf VHd base = 0.87 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.01 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.87 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.00 cm ² /m ø 5.0 c/ 15

Cálculo do Pilar P4

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1427 kgf.m Msdbase = 1031 kgf.m	Ndmax = 29.96 tf Ndmin = 16.39 tf ni = 0.16
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1135 kgf.m Msdbase = 1076 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 1313 Msdcentro = 525 Msdbase = 994	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 83 Mcd = 9	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V2 Msdx) = 1313 kgf.m Msdy) = 412 kgf.m Mrdx) = 4310 kgf.m Mrdy) = 1353 kgf.m Mrd/Msd=3.28
H	Msdtopo = 27 Msdcentro = 52 Msdbase = 69	Madtopo = 386 Madcentro = 360 Madbase = 343 M2d = 71 Mcd = 2	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

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 = 0.86 tf VHd base = 0.86 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.98 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 0.86 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 2.00 Vc = 12.71 tf	Vmin = 0.00 tf Aswmin = 0.00 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 0.00 cm ² /m ø 5.0 c/ 15

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 11
Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vînc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm ²)
		lih vînc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MB2d MBcd		MH2d MHcd (kgf.m)
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	23.86 12.18	1066 906	46 26 3	390 410 433	Msd(x) = 436 kgf.m Msd(y) = 1172 kgf.m Mrd(x) = 1587 kgf.m Mrd(y) = 4263 kgf.m Mrd/Msd=3.64	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.12 0.00 0.00	1190 1042	1172 469 1029	75 1 79 6		0.5
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	25.94 13.56	1113 966	1084 433 857	0 0 0	Msd(x) = 1084 kgf.m Msd(y) = 346 kgf.m Mrd(x) = 4022 kgf.m Mrd(y) = 1285 kgf.m Mrd/Msd=3.71	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.13 0.00 0.00	1115 976	5 4 2	69 6 60 1		0.5
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	24.25 12.46	1138 1404	1088 510 1274	0 0 0	Msd(x) = 1274 kgf.m Msd(y) = 329 kgf.m Mrd(x) = 3964 kgf.m Mrd(y) = 1022 kgf.m Mrd/Msd=3.11	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.13 0.00 0.00	1214 983	118 72 3	74 6 57 2		0.5
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	29.96 16.39	1427 1031	1313 525 994	0 0 0	Msd(x) = 1313 kgf.m Msd(y) = 412 kgf.m Mrd(x) = 4310 kgf.m Mrd(y) = 1353 kgf.m Mrd/Msd=3.28	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.16 0.00 0.00	1135 1076	27 52 69	83 9 71 2		0.5

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento PATAMAR 11

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	1503.42 0.11	2 ø 10.0 2 ø 10.0		-2286.86 -3062.62 -1.67	2 ø 10.0 2 ø 12.5 2 ø 10.0		
V2	1647.67 1.67	2 ø 10.0 2 ø 10.0		-2089.93 -9.50 -3404.87	2 ø 10.0 2 ø 10.0 2 ø 12.5	2 ø 8.0	
V3	62.30	2 ø 8.0					Aviso 2

V4	1587.82	2 ø 10.0		-2622.46 -547.30 -2583.24	3 ø 10.0 2 ø 10.0 3 ø 10.0		
V5	10.22 1649.54	2 ø 10.0 2 ø 10.0		-5.02 -3182.85 -2488.26	2 ø 10.0 2 ø 12.5 3 ø 10.0		
V6	5.02 489.84	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-10.22 -464.86	2 ø 8.0 2 ø 8.0		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P1		30.00						1.31				
1		105.00	660.00	0.00	0.00	-0.30	2.80			1503.42 708.18	-2286.86	
		0.00										-0.06
2	264.00 240.00	30.00	660.00	0.00	0.00	-0.31	1.81			708.16 620.18		
		0.00										-0.06
3		105.00	660.00	0.00	0.00	-0.32	3.41			620.17 969.77	-3062.62	
P2		30.00						2.73				
4	84.50 65.00	65.00	392.00	0.00	0.00	0.00	1.46				-961.78 -1.67	
		15.00										-0.08

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P3		30.00						1.16				
1		105.00	660.00	0.00	0.00	-0.50	2.60			1647.67 676.41	-2089.93	
		0.00										-0.09
2	264.00 240.00	30.00	660.00	0.00	0.00	-0.49	2.01			676.42		

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
										527.19	-9.50	
		0.00										-0.09
3		105.00	660.00	0.00	0.00	-0.48	3.61		767.59	527.20	-9.49	
P4		30.00						3.55		740.31	-3404.87	
4	84.50 65.00	65.00	192.00	0.00	0.00	0.00	2.49				-1834.42	
		15.00								1.67		-0.13

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
V5		20.00						0.18				
1	87.50 70.00	70.00	344.00	0.00	0.00	0.00	0.27		62.30			
V6		15.00						0.19				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P3		30.00						1.50				
1	264.00 240.00	67.50	660.00	0.00	0.00	-0.28	3.16			1522.05	-2622.46	
		0.00								1129.42	-547.30	-0.08
2		172.50	660.00	0.00	0.00	-0.28	3.11			1129.42	-547.30	
P1		30.00						1.47		1587.82	-2583.24	

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
		15.00										-0.12
1	79.50 60.00	60.00	1392.00	0.00	0.00	0.00	1.90			10.22	-5.02	
P4		30.00						3.20				
2	264.00 240.00	240.00	660.00	0.00	0.00	-0.30	3.67			1136.60	-3182.85	
P2		30.00						1.45		1649.54	-2488.26	

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
		15.00										-0.14
1	82.50 65.00	65.00	344.00	0.00	0.00	0.00	0.77			5.02	-10.22	
V2		20.00						1.32				
2	270.00 250.00	250.00	344.00	0.00	0.00	0.00	1.15		489.84		-464.86	
V1		20.00						0.53				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	30.00			2 ø 10.0 1.57					0.03	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.06
P2	30.00			2 ø 12.5 2.13					0.06	

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)	Flecha (cm)
2	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.08
	15.00			2 ø 10.0 1.20					0.00	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			2 ø 10.0 1.43					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.09
P4	30.00			2 ø 12.5 2.38					0.08	
2	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.13
	15.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
V5	20.00								0.00	
1	70.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.14
V6	15.00								0.00	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			3 ø 10.0 1.80					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.01	0.08
P1	30.00			3 ø 10.0 1.78					0.02	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 10.0 1.20					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
P4	30.00			2 ø 12.5 2.21					0.06	
2	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.20			ø 5.0 c/ 17.5			0.02	0.08
P2	30.00			3 ø 10.0 1.71					0.02	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
	15.00			2 ø 8.0 0.90					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.00	0.14
V2	20.00			2 ø 8.0 0.90					0.01	
2	250.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 20			0.01	0.13
V1	20.00								0.00	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm			Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 54 kgf.m As = 1.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.17 cm	As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 448 kgf.m fiss = 0.02 mm
2	retangular	Md = 1607 kgf.m				As = 1.20 cm ²

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
4-4	bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				(2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 2287 kgf.m As = 1.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.87 cm			As = 1.57 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.03 mm
2	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
4	Md = 3063 kgf.m As = 2.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.54 cm			As = 2.13 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.06 mm
5	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm			As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 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 1-3	Vd = 3.41 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
2 4-4	Vd = 1.46 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 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	d = 34.50 cm		Vmin = 3.19 tf			

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1-3	Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 4-4	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1648 kgf.m As = 1.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.34 cm			Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 86 kgf.m As = 1.20 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.27 cm	As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 471 kgf.m fiss = 0.02 mm
2 4-4	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm				As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 1 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 2090 kgf.m As = 1.43 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.71 cm			As = 1.43 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.02 mm
2	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		Fd = 0.59 tf situação: PE Meq = 86 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.06 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 2ø8.0 - 1.01 cm ²) fiss = 0.00 mm

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
4	Md = 3405 kgf.m As = 2.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.84 cm			As = 2.38 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.08 mm
5	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 1-3	Vd = 3.61 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
2 4-4	Vd = 2.49 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 21 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalhamento	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-3	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 4-4	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 43 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm	
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 = 0.27 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 445 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 2622 kgf.m As = 1.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.15 cm	As = 1.80 cm ² (3ø10.0 - 2.36 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.29 fiss = 0.02 mm

Nó	Flexão	Final
2	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
3	Md = 2583 kgf.m As = 1.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.12 cm	As = 1.78 cm ² (3ø10.0 - 2.36 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.29 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 1-2	Vd = 3.16 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 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 1-2	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 4 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1650 kgf.m As = 1.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.34 cm		As = 1.20 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 475 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1607 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 1.20 cm ² (2ø 10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 3183 kgf.m As = 2.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.64 cm	As = 2.21 cm ² (2ø 12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.06 mm
3	Md = 2488 kgf.m As = 1.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.04 cm	As = 1.71 cm ² (3ø 10.0 - 2.36 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.29 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 = 1.90 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
2 2-2	Vd = 3.67 tf VRd2 = 35.13 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 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 = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 6.00 tf k = 1.00		Vmin = 3.19 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1	retangular	Md = 1205 kgf.m		As = 0.90 cm ²

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1-1	bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		(2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 319 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1205 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 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 = 0.77 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1696 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 1.15 tf VRd2 = 26.42 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 1696 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 = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 4.51 tf k = 1.00		Vmin = 2.80 tf Aswmin = 1.74 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Ligações por barras passantes do PATAMAR 11

Verificações dos esforços limites nas barras

Ligação	Momento		Tensão de tração	
	Ma (kgf.m)	Mr (kgf.m)	Tta (kgf/cm ²)	Ttr (kgf/cm ²)

Dados das Lajes

PATAMAR 11
Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Seção (cm)						Cargas (kgf/m ²)			
Laje	Tipo	H	ee ec	enx eny	eex eey	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total
L1	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00
L2	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00
L3	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00
L4	Maciça	10				240.00	200.00 100.00	0.00 0.00	540.00

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR

Resultados dos Pilares

VIGAMENTO SUPERIOR
Lance 13

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados							Resultados			
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h	
P1 1:20	30.00 X 30.00	3817.40 450.00	450.00 RR 450.00 RR	18.63 10.64	1869 1305	2019 1489	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 10	51.90 51.90	
P2 1:20	30.00 X 30.00	3817.40 450.00	450.00 RR 450.00 RR	18.73 10.71	1958 1295	2005 1475	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 10	51.90 51.90	
P3 1:20	30.00 X 30.00	3817.40 450.00	450.00 RR 450.00 RR	19.18 11.02	1756 1264	2063 1504	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 10	51.90 51.90	
P4 1:20	30.00 X 30.00	3817.40 450.00	450.00 RR 450.00 RR	19.18 11.02	1808 1132	2006 1347	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 10	51.90 51.90	

Cálculo do Pilar P1

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR - Lance 13

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 1869 kgf.m Msdbase = 1305 kgf.m	Ndmax = 18.63 tf Ndmin = 10.64 tf ni = 0.10
H	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 2019 kgf.m Msdbase = 1489 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 897 Msdcentro = 359 Msdbase = 448	Madtopo = 0 Madcentro = 82 Madbase = 0 M2d = 314 Mcd = 16	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V3 Msdx) = 897 kgf.m Msdy) = 2019 kgf.m Mrdx) = 1909 kgf.m Mrdy) = 4295 kgf.m Mrd/Msd=2.13
H	Msdtopo = 2019 Msdcentro = 807 Msdbase = 1477	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 405 Mcd = 29	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.71 tf VBd base = 0.71 tf VHd topo = 0.78 tf VHd base = 0.78 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.71 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.78 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.75 Vc = 11.13 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.72 Vc = 10.90 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR - Lance 13

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 1958 kgf.m Msdbase = 1295 kgf.m	Ndmax = 18.73 tf Ndmin = 10.71 tf ni = 0.10
H	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 2005 kgf.m Msdbase = 1475 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 980 Msdcentro = 413 Msdbase = 437	Madtopo = 0 Madcentro = 30 Madbase = 6 M2d = 316 Mcd = 18	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V3 Msdx) = 980 kgf.m Msdy) = 2004 kgf.m Mrdx) = 2068 kgf.m Mrdy) = 4229 kgf.m Mrd/Msd=2.11
H	Msdtopo = 2004 Msdcentro = 802 Msdbase = 1456	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 405 Mcd = 29	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.72 tf VBd base = 0.72 tf VHd topo = 0.77 tf VHd base = 0.77 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.72 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.77 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.70 Vc = 10.83 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.73 Vc = 10.98 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P3

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR - Lance 13

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 1756 kgf.m Msdbase = 1264 kgf.m	Ndmax = 19.18 tf Ndmin = 11.02 tf ni = 0.10
H	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 2063 kgf.m Msdbase = 1504 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 777 Msdcentro = 311 Msdbase = 402	Madtopo = 0 Madcentro = 143 Madbase = 53 M2d = 324 Mcd = 15	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V4 Msd(x) = 777 kgf.m Msd(y) = 2063 kgf.m Mrd(x) = 1644 kgf.m Mrd(y) = 4365 kgf.m Mrd/Msd=2.12
H	Msdtopo = 2063 Msdcentro = 825 Msdbase = 1491	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 416 Mcd = 31	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

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 = 0.79 tf VHd base = 0.79 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.67 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.79 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.86 Vc = 11.83 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.70 Vc = 10.81 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P4

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR - Lance 13

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 1808 kgf.m Msdbase = 1132 kgf.m	Ndmax = 19.18 tf Ndmin = 11.02 tf ni = 0.10
H	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 2006 kgf.m Msdbase = 1347 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 825 Msdcentro = 384 Msdbase = 277	Madtopo = 0 Madcentro = 70 Madbase = 177 M2d = 324 Mcd = 17	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V4 Msdx) = 825 kgf.m Msdy) = 2005 kgf.m Mrdx) = 1787 kgf.m Mrdy) = 4345 kgf.m Mrd/Msd=2.17
H	Msdtopo = 2005 Msdcentro = 802 Msdbase = 1332	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 411 Mcd = 30	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.65 tf VBd base = 0.65 tf VHd topo = 0.75 tf VHd base = 0.75 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.65 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.75 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.82 Vc = 11.58 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.74 Vc = 11.03 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

VIGAMENTO SUPERIOR
Lance 13

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados					Resultados				
Pilar	Seção (cm)	lib vînc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm ²)	
		lih vînc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MB2d MBcd		MH2d MHcd (kgf.m)	As h
P1	30.00 X 30.00	450.00 RR 51.90	18.63 10.64	1869 1305	897 359 448	0 82 0	Msd(x) = 897 kgf.m Msd(y) = 2019 kgf.m Mrd(x) = 1909 kgf.m Mrd(y) = 4295 kgf.m Mrd/Msd=2.13	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5	
		450.00 RR 51.90	0.10 0.00 0.00	2019 1489	2019 807 1477	314 16 405 29		0.5	
P2	30.00 X 30.00	450.00 RR 51.90	18.73 10.71	1958 1295	980 413 437	0 30 6	Msd(x) = 980 kgf.m Msd(y) = 2004 kgf.m Mrd(x) = 2068 kgf.m Mrd(y) = 4229 kgf.m Mrd/Msd=2.11	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5	
		450.00 RR 51.90	0.10 0.00 0.00	2005 1475	2004 802 1456	316 18 405 29		0.5	
P3	30.00 X 30.00	450.00 RR 51.90	19.18 11.02	1756 1264	777 311 402	0 143 53	Msd(x) = 777 kgf.m Msd(y) = 2063 kgf.m Mrd(x) = 1644 kgf.m Mrd(y) = 4365 kgf.m Mrd/Msd=2.12	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5	
		450.00 RR 51.90	0.10 0.00 0.00	2063 1504	2063 825 1491	324 15 416 31		0.5	
P4	30.00 X 30.00	450.00 RR 51.90	19.18 11.02	1808 1132	825 384 277	0 70 177	Msd(x) = 825 kgf.m Msd(y) = 2005 kgf.m Mrd(x) = 1787 kgf.m Mrd(y) = 4345 kgf.m Mrd/Msd=2.17	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5	
		450.00 RR 51.90	0.10 0.00 0.00	2006 1347	2005 802 1332	324 17 411 30		0.5	

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento VIGAMENTO SUPERIOR

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V1	5053.05	3 ø 12.5		-3451.35 -3534.76	2 ø 12.5 4 ø 10.0		
V2	4908.36	3 ø 12.5		-3598.71 -3639.77	4 ø 10.0 4 ø 10.0		
V3	5025.55	3 ø 12.5		-3575.35 -3794.56	4 ø 10.0 4 ø 10.0		
V4	5043.01	3 ø 12.5		-3528.46 -3808.85	4 ø 10.0 4 ø 10.0		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
P1		30.00						4.61				
1	264.00 240.00	120.00	552.00	0.00	0.00	-0.80	6.94			5053.05	-3451.35	
		0.00										-0.14
2		120.00	552.00	0.00	0.00	-0.80	7.00			5053.05	-3534.76	
P2		30.00						4.66				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
P3		30.00						4.62				
1	264.00 240.00	120.00	552.00	0.00	0.00	-1.46	6.94			4908.36	-3598.71	
		0.00										-0.16
2		120.00	552.00	0.00	0.00	-1.46	6.97			4908.36	-3639.77	
P4		30.00						4.64				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Carga distribuída		Esforço axial			Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
			Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)					
P3		30.00						4.59				
1	264.00 240.00	120.00	552.00	0.00	0.00	-0.98	6.99				-3575.35	

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
										5025.55		
		0.00										-0.15
2		120.00	552.00	0.00	0.00	-0.98	7.17			5025.55		
											-3794.56	
P1		30.00						4.72				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados					Envoltória							
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P4		30.00						4.58				
1		120.00	552.00	0.00	0.00	-1.02	6.96				-3528.46	
	264.00 240.00	0.00								5043.01		-0.15
2		120.00	552.00	0.00	0.00	-1.02	7.19			5043.01		
											-3808.85	
P2		30.00						4.74				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	30.00			2 ø 12.5 2.53					0.15	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 3.72			ø 5.0 c/ 17.5			0.18	0.14
P2	30.00			4 ø 10.0 2.58					0.08	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			4 ø 10.0 2.73					0.09	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 3.71			ø 5.0 c/ 17.5			0.17	0.16
P4	30.00			4 ø 10.0 2.76					0.09	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			4 ø 10.0 2.64					0.08	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 3.73			ø 5.0 c/ 17.5			0.17	0.15
P1	30.00			4 ø 10.0 2.80					0.09	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P4	30.00			4 ø 10.0 2.61					0.08	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 3.75			ø 5.0 c/ 17.5			0.18	0.15
P2	30.00			4 ø 10.0 2.81					0.09	

Cálculo da Viga V1

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR - Lance 13

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
-------------	-------	--------	--------	--------------------------------	----------------------------	-------

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 5053 kgf.m As = 3.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.30 cm			Fd = 0.97 tf situação: GE Meq = 139 kgf.m As = 3.72 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.18 cm	As = 3.72 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 M = 3616 kgf.m fiss = 0.18 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3451 kgf.m As = 2.41 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.88 cm		Fd = 0.97 tf situação: GE Meq = 139 kgf.m As = 2.53 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.76 cm	As = 2.53 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.15 mm
2	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 3535 kgf.m As = 2.46 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.94 cm		Fd = 0.97 tf situação: GE Meq = 140 kgf.m As = 2.58 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.82 cm	As = 2.58 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.08 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 = 7.00 tf VRd2 = 35.00 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.20

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO			ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção
1 1-2	d = 34.38 cm Vc0 = 5.97 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5		

Cálculo da Viga V2

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR - Lance 13

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 4908 kgf.m As = 3.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.17 cm			Fd = 1.75 tf situação: GE Meq = 252 kgf.m As = 3.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.95 cm	As = 3.71 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 M = 3513 kgf.m fiss = 0.17 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3599 kgf.m As = 2.51 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.99 cm		Fd = 1.75 tf situação: GE Meq = 254 kgf.m As = 2.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.77 cm	As = 2.73 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.09 mm
2	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 3640 kgf.m As = 2.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.03 cm		Fd = 1.75 tf situação: GE Meq = 254 kgf.m As = 2.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.81 cm	As = 2.76 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 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 1-2	Vd = 6.97 tf VRd2 = 35.00 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.20

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 = 34.38 cm Vc0 = 5.97 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR - Lance 13

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 5026 kgf.m As = 3.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.28 cm			Fd = 1.18 tf situação: GE Meq = 170 kgf.m As = 3.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.13 cm	As = 3.73 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 M = 3587 kgf.m fiss = 0.17 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3575 kgf.m As = 2.49 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.97 cm		Fd = 1.18 tf situação: GE Meq = 171 kgf.m As = 2.64 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.82 cm	As = 2.64 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.08 mm
2	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 3795 kgf.m As = 2.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.16 cm		Fd = 1.18 tf situação: GE Meq = 171 kgf.m As = 2.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.01 cm	As = 2.80 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 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 1-2	Vd = 7.17 tf VRd2 = 35.00 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalhamento	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 34.38 cm Vc0 = 5.97 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR - Lance 13

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 5043 kgf.m As = 3.60 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.30 cm			Fd = 1.22 tf situação: GE Meq = 175 kgf.m As = 3.75 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.14 cm	As = 3.75 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 M = 3599 kgf.m fiss = 0.18 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3528 kgf.m As = 2.46 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.93 cm		Fd = 1.22 tf situação: GE Meq = 177 kgf.m As = 2.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.78 cm	As = 2.61 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.08 mm
2	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 3809 kgf.m As = 2.66 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.18 cm		Fd = 1.22 tf situação: GE Meq = 177 kgf.m As = 2.81 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.02 cm	As = 2.81 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 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 1-2	Vd = 7.19 tf VRd2 = 35.00 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 2794 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.21

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalhamento	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 34.38 cm Vc0 = 5.97 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos)			

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
			ø 5.0 c/ 17.5			

Ligações por barras passantes do VIGAMENTO SUPERIOR

Verificações dos esforços limites nas barras

Ligação	Momento		Tensão de tração	
	Ma (kgf.m)	Mr (kgf.m)	Tta (kgf/cm ²)	Ttr (kgf/cm ²)

Pavimento forro 1

Resultados dos Pilares

forro 1
Lance 14

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	30.00 X 30.00	3997.40 180.00	240.00 RR 240.00 RR	4.17 2.08	352 1792	469 2010	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 10	27.68 27.68
P2 1:20	30.00 X 30.00	3997.40 180.00	240.00 RR 240.00 RR	4.19 2.09	364 1789	472 2035	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 10	27.68 27.68
P3 1:20	30.00 X 30.00	3997.40 180.00	180.00 RR 180.00 RR	4.90 2.58	1214 2087	867 1722	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 10	20.76 20.76
P4 1:20	30.00 X 30.00	3997.40 180.00	180.00 RR 180.00 RR	4.89 2.58	1214 2078	857 1731	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 10	20.76 20.76

Cálculo do Pilar P1

Pavimento forro 1 - Lance 14

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 240.00 cm Esbeltez = 27.68	Msdtopo = 352 kgf.m Msdbase = 1792 kgf.m	Ndmax = 4.17 tf Ndmin = 2.08 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR li = 240.00 cm Esbeltez = 27.68	Msdtopo = 469 kgf.m Msdbase = 2010 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 75 Msdcentro = 1034 Msdbase = 1773	Madtopo = 9 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 35 Mcd = 2	Td = 2 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V1 Msd(x) = 1773 kgf.m Msd(y) = 1971 kgf.m Mrd(x) = 2334 kgf.m Mrd(y) = 2594 kgf.m Mrd/Msd=1.32
H	Msdtopo = 246 Msdcentro = 1084 Msdbase = 1971	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 35 Mcd = 2	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.19 tf VBd base = 1.19 tf VHd topo = 1.37 tf VHd base = 1.37 tf	Td = 2 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.19 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 1.37 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.10 Vc = 7.00 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.09 Vc = 6.94 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento forro 1 - Lance 14

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 240.00 cm Esbeltez = 27.68	Msdtopo = 364 kgf.m Msdbase = 1789 kgf.m	Ndmax = 4.19 tf Nadmin = 2.09 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR li = 240.00 cm Esbeltez = 27.68	Msdtopo = 472 kgf.m Msdbase = 2035 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 87 Msdcentro = 1027 Msdbase = 1770	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 35 Mcd = 2	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V2 Msd(x) = 1770 kgf.m Msd(y) = 1997 kgf.m Mrd(x) = 2312 kgf.m Mrd(y) = 2608 kgf.m Mrd/Msd=1.31
H	Msdtopo = 249 Msdcentro = 1098 Msdbase = 1997	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 35 Mcd = 2	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.20 tf VBd base = 1.20 tf VHd topo = 1.38 tf VHd base = 1.38 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.20 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 1.38 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.10 Vc = 7.01 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.09 Vc = 6.94 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P3

Pavimento forro 1 - Lance 14

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 180.00 cm Esbeltez = 20.76	Msdtopo = 1214 kgf.m Msdbase = 2087 kgf.m	Ndmax = 4.90 tf Ndmin = 2.58 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR li = 180.00 cm Esbeltez = 20.76	Msdtopo = 867 kgf.m Msdbase = 1722 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 822 Msdcentro = 924 Msdbase = 2087	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 22 Mcd = 1	Td = 2 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V1 Msd(x) = 2087 kgf.m Msd(y) = 1640 kgf.m Mrd(x) = 2748 kgf.m Mrd(y) = 2159 kgf.m Mrd/Msd=1.32
H	Msdtopo = 560 Msdcentro = 760 Msdbase = 1640	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 21 Mcd = 1	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.81 tf VBd base = 1.81 tf VHd topo = 1.44 tf VHd base = 1.44 tf	Td = 2 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.81 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 1.44 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.10 Vc = 7.02 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.13 Vc = 7.19 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P4

Pavimento forro 1 - Lance 14

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 180.00 cm Esbeltez = 20.76	Msdtopo = 1214 kgf.m Msdbase = 2078 kgf.m	Ndmax = 4.89 tf Nadmin = 2.58 tf ni = 0.03
H	Vínculo = RR li = 180.00 cm Esbeltez = 20.76	Msdtopo = 857 kgf.m Msdbase = 1731 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 822 Msdcentro = 918 Msdbase = 2078	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 22 Mcd = 1	Td = 2 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V2 Msd(x) = 2078 kgf.m Msd(y) = 1653 kgf.m Mrd(x) = 2743 kgf.m Mrd(y) = 2181 kgf.m Mrd/Msd=1.32
H	Msdtopo = 550 Msdcentro = 772 Msdbase = 1653	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 21 Mcd = 1	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.81 tf VBd base = 1.81 tf VHd topo = 1.44 tf VHd base = 1.44 tf	Td = 2 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.81 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 1.44 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.10 Vc = 7.02 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.13 Vc = 7.18 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

forro 1
Lance 14

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm ²) As h % armad
		lih vínc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)		
P1	30.00 X 30.00	240.00 RR 27.68	4.17 2.08	352 1792	75 1034 1773	9 0 0	Msd(x) = 1773 kgf.m Msd(y) = 1971 kgf.m Mrd(x) = 2334 kgf.m Mrd(y) = 2594 kgf.m Mrd/Msd=1.32	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		240.00 RR 27.68	0.02 0.00 0.00	469 2010	246 1084 1971	35 2 35 2		
P2	30.00 X 30.00	240.00 RR 27.68	4.19 2.09	364 1789	87 1027 1770	0 0 0	Msd(x) = 1770 kgf.m Msd(y) = 1997 kgf.m Mrd(x) = 2312 kgf.m Mrd(y) = 2608 kgf.m Mrd/Msd=1.31	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		240.00 RR 27.68	0.02 0.00 0.00	472 2035	249 1098 1997	35 2 35 2		
P3	30.00 X 30.00	180.00 RR 20.76	4.90 2.58	1214 2087	822 924 2087	0 0 0	Msd(x) = 2087 kgf.m Msd(y) = 1640 kgf.m Mrd(x) = 2748 kgf.m Mrd(y) = 2159 kgf.m Mrd/Msd=1.32	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		180.00 RR 20.76	0.03 0.00 0.00	867 1722	560 760 1640	22 1 21 1		
P4	30.00 X 30.00	180.00 RR 20.76	4.89 2.58	1214 2078	822 918 2078	0 0 0	Msd(x) = 2078 kgf.m Msd(y) = 1653 kgf.m Mrd(x) = 2743 kgf.m Mrd(y) = 2181 kgf.m Mrd/Msd=1.32	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		180.00 RR 20.76	0.03 0.00 0.00	857 1731	550 772 1653	22 1 21 1		

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Vigas do pavimento forro 1

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V4	633.16	2 ø 8.0		-1114.80 -1121.48	2 ø 10.0 2 ø 10.0		Aviso 19

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

Dados				Envoltória								
			Carga distribuída		Esforço axial							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P3		30.00						1.63				
1	258.00 240.00	240.00	1004.00	0.00	1.98	0.00	2.46		633.16		-1114.80 -1121.48	-0.10
P4		30.00						1.63				

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P3	30.00			2 ø 10.0 1.07					0.07	
1	240.00	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 12.5			0.05	0.10
P4	30.00			2 ø 10.0 1.08					0.07	

Cálculo da Viga V4

Pavimento forro 1 - Lance 14

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 904 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 M = 419 kgf.m fiss = 0.05 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1115 kgf.m As = 1.07 cm ²	As = 1.07 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²)

Nó	Flexão	Final
	A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	d = 24.50 cm % armad. = 0.26 fiss = 0.07 mm
2	Md = 1121 kgf.m As = 1.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.29 cm	As = 1.08 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 24.50 cm % armad. = 0.26 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 = 2.46 tf VRd2 = 25.05 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1901 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 = 24.60 cm Vc0 = 4.28 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Ligações por barras passantes do forro 1

Verificações dos esforços limites nas barras

Ligação	Momento		Tensão de tração	
	Ma (kgf.m)	Mr (kgf.m)	Tta (kgf/cm ²)	Ttr (kgf/cm ²)

Pavimento forro2

Resultados dos Pilares

forro2
Lance 15

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	30.00	4057.40	240.00	3.66	1012	1218	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 10	27.68
	X 30.00	60.00	240.00	1.95	352	469	2.45 2 ø		27.68
			RR				12.5		

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
							0.5 4 ø 12.5		
P2 1:20	30.00 X 30.00	4057.40 60.00	240.00 RR 240.00 RR	3.68 1.96	1026 364	1230 472	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 10	27.68 27.68

Cálculo do Pilar P1

Pavimento ferro2 - Lance 15

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 240.00 cm Esbeltez = 27.68	Msdtopo = 1012 kgf.m Msdbase = 352 kgf.m	Ndmax = 3.66 tf Ndmin = 1.95 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR li = 240.00 cm Esbeltez = 27.68	Msdtopo = 1218 kgf.m Msdbase = 469 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 877 Msdcentro = 611 Msdbase = 213	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 31 Mcd = 1	Td = 2 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V3 Msd(x) = 877 kgf.m Msd(y) = 1218 kgf.m Mrd(x) = 1964 kgf.m Mrd(y) = 2727 kgf.m Mrd/Msd=2.24
H	Msdtopo = 1218 Msdcentro = 918 Msdbase = 469	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 34 Mcd = 1	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.12 tf VBd base = 1.12 tf VHd topo = 1.30 tf VHd base = 1.30 tf	Td = 2 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.12 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 1.30 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento

	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.17 Vc = 7.45 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.15 Vc = 7.32 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm ² /m ø 5.0 c/ 10

Cálculo do Pilar P2

Pavimento ferro2 - Lance 15

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 30.00 cm h = 30.00 cm Cobrimento = 4.50 cm	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 260716 kgf/cm ² Peso específico = 2400.00 kgf/m ³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 240.00 cm Esbeltez = 27.68	Msdtopo = 1026 kgf.m Msdbase = 364 kgf.m	Ndmax = 3.68 tf Ndmin = 1.96 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR li = 240.00 cm Esbeltez = 27.68	Msdtopo = 1230 kgf.m Msdbase = 472 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 892 Msdcentro = 625 Msdbase = 225	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 32 Mcd = 1	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V3 Msd(x) = 892 kgf.m Msd(y) = 1230 kgf.m Mrd(x) = 1975 kgf.m Mrd(y) = 2724 kgf.m Mrd/Msd=2.21
H	Msdtopo = 1230 Msdcentro = 927 Msdbase = 472	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 34 Mcd = 1	Asl = 0.00 cm ²	4ø12.5 4.91 cm ² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
l 45	VBd topo = 1.12 tf VBd base = 1.12 tf VHd topo = 1.32 tf VHd base = 1.32 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.12 tf VRd2 = 37.23 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3580 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 1.32 tf	Td = 1 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
	VRd2 = 37.23 tf	TRd2 = 3580 kgf.m	

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.17 Vc = 7.44 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 6.35 tf k = 1.15 Vc = 7.32 tf	Vmin = 3.32 tf Aswmin = 3.48 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 = 7.50 cm Ae = 506.25 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf Zs = 0.00 tf	Asw = 3.48 cm²/m ø 5.0 c/ 10

Cálculo dos Pilares

forro2
Lance 15

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados					Resultados					
Pilar	Seção (cm)	lib	Nd	MBd	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²)		
		vínc	máx	topo					As h	
		esb B	Nd	base						
		lih	mín	MHd	MHsdtopo	MB2d				
		vínc	(tf)	topo	MHsdcentro	MBcd				
		esb H	ni	MHd	MHsdbase	MH2d				
		(cm)	Zr	base	(kgf.m)	MHcd				
				(kgf.m)		(kgf.m)				
P1	30.00 X 30.00	240.00	3.66	1012	877	0 0 0 31 1 34 1	Msdx) = 877 kgf.m Msdy) = 1218 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5		
		RR		1.95	352				611	
		27.68			213					
		240.00	0.02	1218	1218					
P2	30.00 X 30.00	240.00	3.68	1026	892	0 0 0 32 1 34 1	Msdx) = 892 kgf.m Msdy) = 1230 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5		
		RR		1.96	364				625	
		27.68			225					
		240.00	0.02	1230	1230					
		RR	0.00	469	918		Mrdx) = 1964 kgf.m Mrdy) = 2727 kgf.m Mrd/Msd=2.24	0.5		
		27.68	0.00	469	469					
		240.00	3.68	1026	892	0 0 0 32 1 34 1			Msdx) = 892 kgf.m Msdy) = 1230 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		RR		1.96	364					
27.68			225							
240.00	0.02	1230	1230							
		RR	0.00	472	927		Mrdx) = 1975 kgf.m Mrdy) = 2724 kgf.m Mrd/Msd=2.21	0.5		
		27.68	0.00	472	472					

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Larg Barra (cm)	Perm. (kgf/m)	Acid. (kgf/m)	Nd (tf)	Rd (tf)	Vd (tf)	Rmáx (tf)	Mdmáx (kgf.m)	Md+ (kgf.m)	Md- (kgf.m)	flecha (cm)
P2		30.00						1.14				
1	264.29 240.00	240.00	644.00	0.00	1.74	0.00	2.02		543.25		-1110.76 -758.45	-0.39
P4		30.00						1.29				

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	30.00			2 ø 8.0 0.90					0.07	
1	240.00	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 12.5			0.03	0.07
P2	30.00			2 ø 8.0 0.90					0.07	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P1	30.00			2 ø 8.0 1.05					0.12	
1	240.00	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 12.5			0.03	0.39
P3	30.00			2 ø 8.0 0.90					0.05	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

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)	Flecha (cm)
P2	30.00			2 ø 10.0 1.07					0.07	
1	240.00	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 12.5			0.03	0.39
P4	30.00			2 ø 8.0 0.90					0.05	

Cálculo da Viga V2

Pavimento forro2 - Lance 15

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 904 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 M = 315 kgf.m fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 904 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.07 mm
2	Md = 904 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 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 = 1.80 tf VRd2 = 25.05 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1901 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 = 24.60 cm Vc0 = 4.28 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento forro2 - Lance 15

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 904 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 M = 324 kgf.m fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1099 kgf.m As = 1.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.26 cm	As = 1.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.12 mm
2	Md = 904 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 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 = 2.01 tf VRd2 = 25.05 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1901 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 = 24.60 cm Vc0 = 4.28 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento forro2 - Lance 15

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 260716 kgf/cm²
Peso específico = 2400.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 30.00 cm	Md = 904 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 M = 324 kgf.m fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1111 kgf.m As = 1.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	As = 1.07 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 24.50 cm % armad. = 0.26 fiss = 0.07 mm
2	Md = 904 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	As = 0.90 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 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 = 2.02 tf VRd2 = 25.05 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1901 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 = 24.60 cm Vc0 = 4.28 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.32 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Ligações por barras passantes do forro2

Verificações dos esforços limites nas barras

Ligação	Momento		Tensão de tração	
	Ma (kgf.m)	Mr (kgf.m)	Tta (kgf/cm ²)	Ttr (kgf/cm ²)

Dados das Lajes

forro2

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2400.00 kgf/m³

Lance 15

cobr = 4.50 cm

Seção (cm)						Cargas (kgf/m ²)			
Laje	Tipo	H	ee ec	enx eny	eex eey	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total
R1	Maciça	8				196.68	200.00 100.00	0.00 0.00	496.68

3 MEMORIA DE CALCULO DA DESCARGA DE FUNDO

MEMORIAL DE CÁLCULO

BAZILISEM EN HUEVO

QUANTITATIVOS

1- TORRE:

- VOLUME CONCRETO $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ - - - - - $409,08 \text{ m}^3$
- FORMAS - - - - - $1.161,56 \text{ m}^2$

2- GALERIA: (MEDIDA POR METRO LINEAR)

- VOLUME CONCRETO $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ - - - - - $29,86 \text{ m}^3/\text{m}$
- FORMAS - - - - - $320,4 \text{ m}^2/\text{m}$
- CONCRETO REGULAMINAR - - - - - $12,76 \text{ m}^3/\text{m}$

3- BOD DE MONTANTE:

- VOLUME CONCRETO $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ - - - - - $226,49 \text{ m}^3$
- FORMAS - - - - - $206,57 \text{ m}^2$

4- BOD DE TUBO DE:

- VOLUME CONCRETO $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ - - - - - $9,65 \text{ m}^3$
- FORMAS - - - - - $242,76 \text{ m}^2$

- VOLUME CONCRETO CICLOPIEDRO - - - - - $459,57 \text{ m}^3$

- CONCRETO REGULAMINAR: - - - - - $316,80 \text{ m}^3$

5- BLOCS DE APOIO DA TUBOÇÃO (MEDIDA POR UNIDADE)

- VOLUME CONCRETO $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ - - - - - $1,94 \text{ m}^3$
- FORMAS - - - - - $5,63 \text{ m}^2$

MEMORIAL DE CÁLCULO

BARRAGEM INHUGU - DEBORA DE FUNDO

1. INTRODUÇÃO

A PRESENTE MEMORIA DE CÁLCULO REFERE SE AO PROJETO DE CÁLCULO ESTRUTURAL DAS PARTES QUE CONSTITUEM A OBRA DE FUNDO:

PORTE 1 - TORRE

PORTE 2 - GALERIA-BOD DE MONTANTE

PORTE 3 - BOD DE JERANTE

2. MATERIAIS EM PRECISÃO

CONCRETO ESTRUTURAL - $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

ACAO CA50A - $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

3. CARGAS

3.1. PESO PRÓPRIO - - - - - $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

3.2. PRESSÕES VERTICAIS PRODUZIDAS PELO SOLO - - - - - $\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$

3.3. PRESSÕES HORIZONTAIS PRODUZIDAS PELO SOLO - COEFICIENTE DE EMPUJO - - - - - $k = \frac{1}{2}(45 - \phi_2)$

3.4. PRESSÕES HORIZONTAIS PRODUZIDAS PELA AÇÃO DO VENTO - (NBR-6123) - - - - - $V_0 = 30 \text{ m/s}$

4. ANÁLISE ESTRUTURAL - VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.

FERAM ESTABELECIDAS AS CONDIÇÕES ESTABELECIDAS PELA NBR-6118.

5. BIBLIOGRAFIA

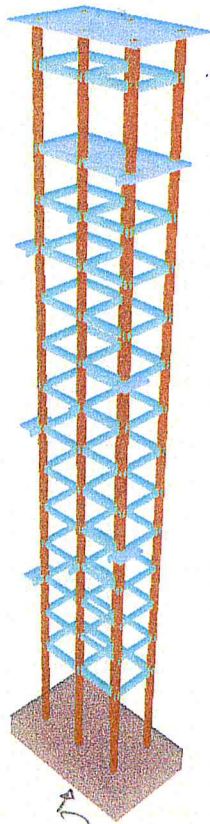
- [1] FUSCO, PB - FUNDAMENTOS DA TÉCNICA DE ARMAR
- [2] SUSSEKIND, JC - CURSO DE CONCRETO ARMADO
- [3] TEORIA DE ANSON MARTON
- [4] NORMAS BRASILEIRAS

MEMORIAL DE CÁLCULO

5. ANÁLISE ESTRUTURAL DA TORRE

PARA ANÁLISE ESTRUTURAL DA TORRE FORAM UTILIZADOS O PROGRAMA SAP2000 PARA O ADEQUAMENTO VERTICAL E O PROGRAMA SAP 2000 PARA A AÇÃO DO VENTO.

5.1. ELEMENTOS ESTRUTURAIS



BLOCO DE FUNDAMENTO ASSESENTADO EM ROCHA COM $f_r = 7 \text{ MPa}$.

MEMORIAL DE CÁLCULO

6.2. REAÇÕES DE APOIO DEVIDO A CARGA VERTICAL

P1: Hipótese(s)						P2: Hipótese(s)						P3: Hipótese(s)					
Axial	Mx	My	Qx	Qy		Axial	Mx	My	Qx	Qy		Axial	Mx	My	Qx	Qy	
44.41	-0.06	0.00	-0.02	0.01	Permanente	48.48	-0.00	0.00	-0.00	0.01	Permanente	45.81	0.06	0.04	0.02	0.03	Permanente
1.75	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	Sobrecarga	2.27	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	Sobrecarga	2.24	0.00	-0.00	0.00	0.00	Sobrecarga

P4: Hipótese(s)						P5: Hipótese(s)						P6: Hipótese(s)					
Axial	Mx	My	Qx	Qy		Axial	Mx	My	Qx	Qy		Axial	Mx	My	Qx	Qy	
57.36	-0.06	-0.06	-0.02	-0.01	Permanente	62.69	0.00	-0.03	0.00	-0.00	Permanente	58.51	0.07	-0.10	0.02	-0.03	Permanente
2.20	0.00	0.00	0.00	0.00	Sobrecarga	2.40	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	Sobrecarga	2.44	0.00	-0.00	0.00	-0.00	Sobrecarga

6.3. ACR DO VENTO (NBR - 6128)

Cálculo de Cargas de Vento

Cálculo da Pressão Dinâmica

$V_0 =$ 30 m/s
 $S_1 =$ 1
 $S_2 =$ CAT I
 $S_3 =$ CALSSE A
 $S_3 =$ 1

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

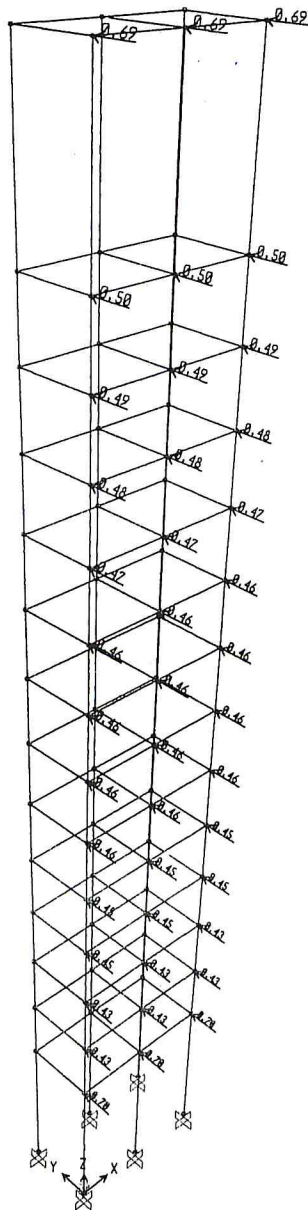
Cargas na Estrutura

ϕ = Índice de área exposta
 A_e = Área efetiva da estrutura
 A_f = Área frontal
 C_a = Coeficiente de arrasto
 A_{ec} = Área da estrutura corrigida
 A_{ee} = Área corrigida da escada
 A_{cc} = Área corrigida dos cabos
 A_t = Área corrigida total

MEMORIAL DE CÁLCULO

VENTO NA DIREÇÃO Y

Cota (m)	Módulo	Sz	Vk (m/s)	q (kgf/m ²)	Ae (m ²)	Af (m ²)	Ø	Ca	Aec (m ²)	Aee (m ²)	Acc (m ²)	Af (m ²)	F-90 (kgf)
7,6	I	1,08	32,4	64,35	12,07	57	0,21	2,57	31,02	1,52	0	32,54	2093,95
10,6	II	1,13	33,9	70,45	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1296,28
13,6	III	1,13	33,9	70,45	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1296,28
16,6	IV	1,15	34,5	72,96	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1342,46
19,6	VII	1,15	34,5	72,96	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1342,46
22,6	VII	1,16	34,8	74,24	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1366,02
25,6	VIII	1,16	34,8	74,24	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1366,02
28,6	VIX	1,17	35,1	75,52	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1389,57
31,6	X	1,17	35,1	75,52	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1389,57
34,6	XI	1,18	35,4	76,82	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1413,49
37,6	XII	1,19	35,7	78,13	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1437,59
40,6	XIII	1,2	36	79,44	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1461,7
43,6	XIV	1,21	36,3	80,77	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1486,17
50,4	XV	1,21	36,3	80,77	51	51	1	0,5	25,5	0	0	25,5	2059,64



REAÇÕES DE APOIO NO TOPO DO BOCO

Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m
1	VENTOY	LinStatic		-3,4647	47,9556	14,78949
2	VENTOY	LinStatic		-3,4645	47,9817	14,78889
3	VENTOY	LinStatic		-3,4647	47,9556	14,78949
4	VENTOY	LinStatic		-3,4655	-47,9555	14,79235
5	VENTOY	LinStatic		-3,4653	-47,9818	14,79175
6	VENTOY	LinStatic		-3,4655	-47,9555	14,79235

MEMORIAL DE CÁLCULO

6.4. CARGA NOS PILARES

$$N_{MAX} = 62,89 + 240 + 48,0 = 113,29 \text{ t}$$
$$M = 14,8 \text{ t.m}$$

$$N_{MIN} = 44,41 - 48,0 = -3,59 \text{ t}$$
$$M = 14,80 \text{ t.m}$$

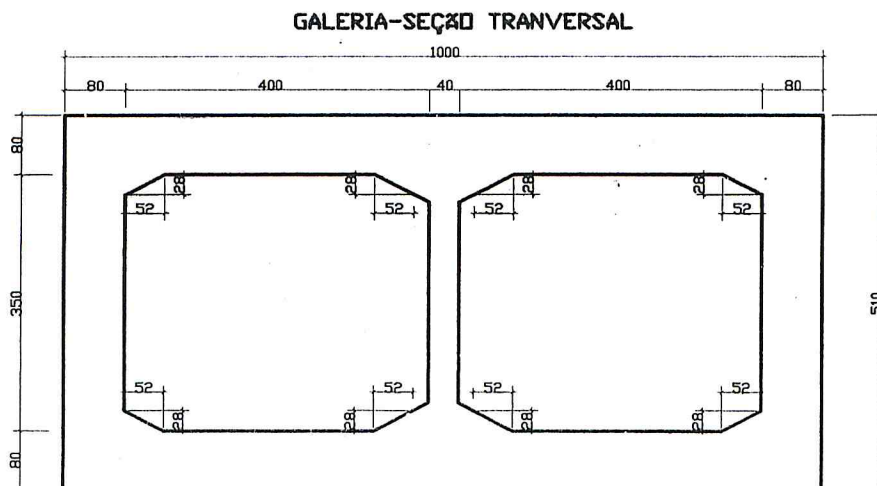
6.5. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES FOI FEITO COM EMPREGO DO PROGRAMA DE COMPUTADOR.

6.6. OS EFORTOS NAS VIGAS E LAJES, BEM COMO O BLOCO DE FUNDAÇÃO FORAM OBTIDOS ATRAVÉS DOS PROGRAMAS SAP 2000 E CYCLOD.

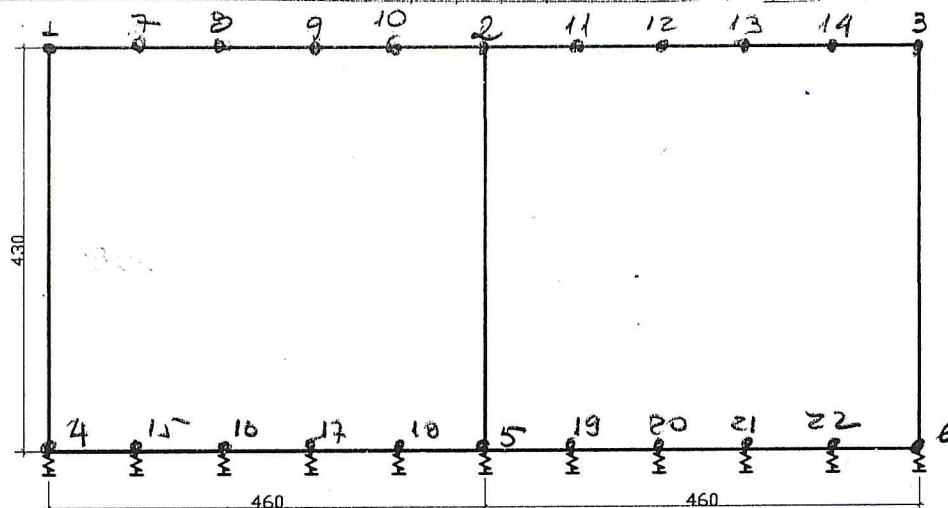
MEMORIAL DE CÁLCULO

7. ANÁLISE ESTRUTURAL DA GALERIA

7.10 ESQUEMA ESTRUTURAL



O MODELO PARA O CÁLCULO DA GALERIA CORRESPONDE A UM PORTICO PLANO COM n ELEMENTOS FINITOS. A REAÇÃO DO SOLO NA BASE DA GALERIA É MODELIADA CONSIDERANDO O SOLO ELÁSTICO, MEDIANTE ELEMENTOS SIMULADORES QUE CORRESPONDEM A MOLAS FICTÍCIAS, COMO É A FIGURA ABAIXO:



$K = 550 \text{ t/mm}$ (MÓDULO DE REAÇÃO DO SOLO)

SOLO DE ALTA RESISTÊNCIA

MEMORIAL DE CÁLCULO

CARREGAMENTO:

a) PESO DO TERREO: $\gamma_t = 1,8 \text{ t/m}^3$

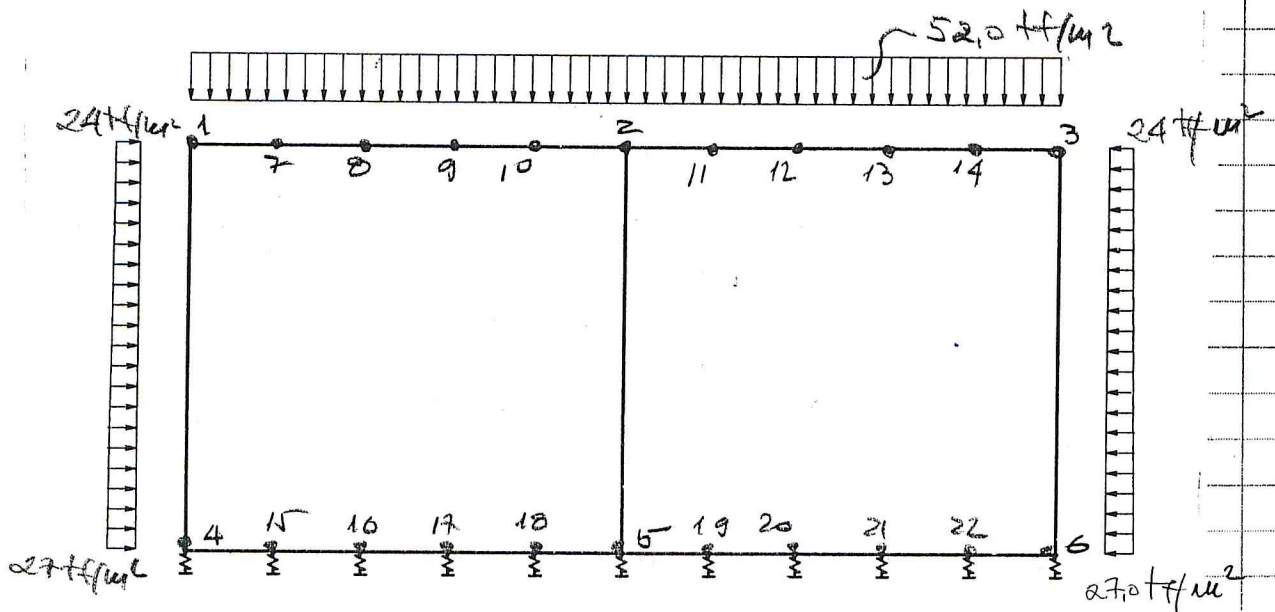
A CARGA DO TERREO SOBRE A GALERIA FOI DEU-
ZIDA EM RAZÃO DO AQUECIMENTO DO MES-
MO DEVIDO A TEMPERATURAS ALTAS.
DE ACORDO COM A TABELA DE MARSTON, OBTEN-
SE: $q = 52,0 \text{ t/m}^2$

b) CARGA DE TERRA:

$$p_1 = 40 \times 0,6 = 24,0 \text{ t/m}^2$$

$$p_2 = 24 + 3,0 = 27,0 \text{ t/m}^2$$

c) ESQUEMA DE CARREGAMENTO



MEMORIAL DE CÁLCULO

7.2. OS ESFORÇOS FORA OBTIDOS ATRAVÉS DA REDO-
LUBAS DO POSIÇÃO PLANO ANALISADO PELO
PROGRAMA SAP 2000

7.3. DIMENSIONAMENTO

O DIMENSIONAMENTO FOI FEITO À
FLEXÃO COMPOSTA E FORÇA NORMAL
COM O AUXÍLIO DE PROGRAMA DE
COMPUTADOR

CALCULO ELETRONICO

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM INHUÇU

Data:10/03/13

1. Dados gerais da estrutura

Projeto: BARRAGEM INHUÇU

Chave: TORRE

2. Dados geométricos de grupos e pisos

Grupo	Nome do grupo	Piso	Nome piso	Altura	Cota
15	Piso 15	15	Piso 15	2.05	50.15
14	Piso 14	14	Piso 14	4.50	48.10
13	Piso 13	13	Piso 13	3.00	43.60
12	Piso 12	12	Piso 12	3.00	40.60
11	Piso 11	11	Piso 11	3.00	37.60
10	Piso 10	10	Piso 10	3.00	34.60
9	Piso 9	9	Piso 9	3.00	31.60
8	Piso 8	8	Piso 8	3.00	28.60
7	Piso 7	7	Piso 7	3.00	25.60
6	Piso 6	6	Piso 6	3.00	22.60
5	Piso 5	5	Piso 5	3.00	19.60
4	Piso 4	4	Piso 4	3.00	16.60
3	Piso 3	3	Piso 3	3.00	13.60
2	Piso 2	2	Piso 2	3.00	10.60
1	Piso 1	1	Piso 1	7.60	7.60
0	Fundação				0.00

3. Dados geométricos de pilares, pilares-paredes e cortinas

3.1. Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ângulo do pilar em graus sexagesimais

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM INHUÇU

Data:10/03/13

Dados dos pilares

Referência	Coord(P.Fixo)	GI- GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo
P1	(2.05, 5.10)	0-15	Sem vinculação exterior	0.0	Centro
P2	(5.60, 5.10)	0-15	Sem vinculação exterior	0.0	Centro
P3	(9.15, 5.10)	0-15	Sem vinculação exterior	0.0	Centro
P4	(2.05, 1.70)	0-15	Sem vinculação exterior	0.0	Centro
P5	(5.60, 1.70)	0-15	Sem vinculação exterior	0.0	Centro
P6	(9.15, 1.70)	0-15	Sem vinculação exterior	0.0	Centro

4. Dimensões, coeficientes de engastamento e coeficientes de flambagem para cada piso

Referência pilar	Piso	Dimensões	Coefs. engastamento		Coefs. flambagem	
			Ext.Superior	Ext.Inferior	Flambagem x	Flamb. Y
Para todos os pilares	15	0.40x0.40	0.09	1.00	1.00	1.00
	14	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	13	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	12	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	11	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	10	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	9	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	8	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	7	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	6	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	5	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	4	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	3	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	2	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	1	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00

5. Lajes e elementos de fundação

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM INHUÇU

Data:10/03/13

Lajes fundação	Altura (cm)	Coef. de recalque (tf/m ³)	Tensão admissível em combinações fundamentais (kgf/cm ²)	Tensão admissível em combinações acidentais (kgf/cm ²)
Todas	200	20000.00	7.00	9.10

6. Normas consideradas

Concreto: NBR 6118:2003

Aços dobrados: AISI

Aços laminados e soldados: NBR8800

7. Ações consideradas

7.1. Verticais

Nome do grupo	S.C.U (tf/m ²)	C. permanentes (tf/m ²)
Piso 15	0.05	0.10
Piso 14	0.00	0.00
Piso 13	0.30	0.10
Piso 12	0.00	0.00
Piso 11	0.00	0.00
Piso 10	0.00	0.00
Piso 9	0.00	0.00
Piso 8	0.00	0.00
Piso 7	0.00	0.00
Piso 6	0.00	0.00
Piso 5	0.00	0.00
Piso 4	0.00	0.00
Piso 3	0.30	0.00
Piso 2	0.00	0.00
Piso 1	0.00	0.00
Fundação	0.00	3.20

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM INHUÇU

Data:10/03/13

7.2. Hipóteses/ações de carga

Automáticas	Permanente Sobrecarga
-------------	--------------------------

7.3. Relatório de cargas

Cargas especiais introduzidas (em tf, tf/m e tf/m²)

Grupo	Hipótese(s)	Tipo	Valor	Coordenadas
1	Permanente	Linear	1.61	(9.15, 1.90) (9.15, 2.75)
2	Permanente	Linear	3.22	(5.60, 1.90) (5.60, 2.75)
3	Permanente	Linear	0.05	(1.05, 2.70) (2.05, 2.70)
	Permanente	Linear	0.05	(1.05, 0.70) (1.05, 2.70)
	Permanente	Linear	0.05	(1.05, 0.70) (2.05, 0.70)
	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.85) (2.05, 2.75)
	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.50) (2.05, 0.70)
4	Permanente	Linear	3.22	(5.60, 0.70) (5.60, 1.70)
5	Permanente	Linear	0.05	(9.15, 2.70) (10.15, 2.70)
	Permanente	Linear	0.05	(10.15, 0.70) (10.15, 2.70)
	Permanente	Linear	0.05	(9.15, 0.70) (10.15, 0.70)
	Permanente	Linear	1.61	(9.15, 0.70) (9.15, 1.70)
	Permanente	Linear	1.61	(9.15, 1.85) (9.15, 2.70)
6	Permanente	Linear	3.22	(5.60, 1.95) (5.60, 2.70)
7	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.85) (2.05, 2.70)
	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.45) (2.05, 0.70)
	Permanente	Linear	0.05	(1.05, 2.70) (2.05, 2.70)
	Permanente	Linear	0.05	(1.05, 0.70) (1.05, 2.70)
	Permanente	Linear	0.05	(1.05, 0.70) (2.05, 0.70)
8	Permanente	Linear	3.22	(5.60, 1.50) (5.60, 0.80)
9	Permanente	Linear	1.61	(9.15, 1.50) (9.15, 0.70)
	Permanente	Linear	1.61	(9.20, 1.90) (9.20, 2.70)
	Permanente	Linear	0.05	(9.15, 2.70) (10.15, 2.70)

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM INHUÇU

Data:10/03/13

Grupo	Hipótese(s)	Tipo	Valor	Coordenadas
	Permanente	Linear	0.05	(10.15, 0.70) (10.15, 2.70)
	Permanente	Linear	0.05	(9.15, 0.70) (10.15, 0.70)
10	Permanente	Linear	3.22	(5.60, 1.85) (5.60, 2.65)
11	Permanente	Linear	0.05	(1.05, 2.70) (2.05, 2.70)
	Permanente	Linear	0.05	(1.05, 0.70) (1.05, 2.70)
	Permanente	Linear	0.05	(1.05, 0.70) (2.05, 0.70)
	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.85) (2.05, 2.70)
	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.45) (2.05, 0.70)
12	Permanente	Linear	3.22	(5.60, 1.50) (5.60, 0.70)
13	Permanente	Linear	0.72	(2.05, 5.10) (5.60, 5.10)
	Permanente	Linear	0.72	(5.60, 5.10) (9.15, 5.10)
	Permanente	Linear	0.72	(2.05, 1.70) (2.05, 5.10)
	Permanente	Linear	0.72	(2.05, 1.70) (5.60, 1.70)
	Permanente	Linear	0.72	(5.60, 1.70) (9.15, 1.70)
	Permanente	Linear	0.72	(9.15, 1.70) (9.15, 5.10)
	Permanente	Linear	1.61	(9.15, 1.50) (9.15, 0.70)
	Permanente	Linear	0.10	(9.15, 5.30) (10.15, 5.30)
	Permanente	Linear	0.10	(10.15, 0.70) (10.15, 5.30)
	Permanente	Linear	0.10	(9.15, 0.70) (10.15, 0.70)
14	Permanente	Concentrada	10.00	(2.05, 3.40)
	Permanente	Concentrada	10.00	(5.60, 3.40)
	Permanente	Concentrada	10.00	(9.15, 3.40)

8. Estados limites

E.L.U. Concreto	NRB 6118:2003(ELU) Uso da edificação: Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas. Edificações residenciais de acesso restrito
E.L.U. Concreto em fundações	NRB 6118:2003(ELU) Uso da edificação: Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas. Edificações residenciais de acesso restrito
Tensões sobre o terreno	Ações características

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM INHUÇU

Data: 10/03/13

Deslocamentos

Ações características

9. Situações de projeto

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

▪ Com coeficientes de combinação

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

▪ Sem coeficientes de combinação

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

Donde:

- G_k Ação permanente
- Q_k Ação variável
- γ_G Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes
- $\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal
- $\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento
($i > 1$)
- $\Psi_{p,1}$ Coeficiente de combinação da ação variável principal
- $\Psi_{a,i}$ Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento
($i > 1$)

9.1. Coeficientes parciais de segurança (γ) e coeficientes de combinação (ψ)

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM INHUÇU

Data: 10/03/13

- E.L.U. Concreto: NBR 6118:2003
- E.L.U. Concreto em fundações: NBR 6118:2003

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.00	1.40	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.40	1.00	0.50
Vento (Q)	0.00	1.40	1.00	0.60
Neve (Q)	0.00	1.40	1.00	0.50
Sismo (A)				

Situação 2				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.00	1.20	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.30	0.30
Vento (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Neve (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.00(*)

(*) Fração das solicitações sísmicas a considerar na direção ortogonal: As solicitações obtidas dos resultados da análise em cada uma das direções ortogonais combinar-se-ão com o 0 % dos da outra.

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM INHUÇU

Data:10/03/13

- Tensões sobre o terreno
- Deslocamentos

Situação 1: Ações variáveis sem sismo		
	Coeficientes parciais de segurança (γ)	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00
Vento (Q)	0.00	1.00
Neve (Q)	0.00	1.00
Sismo (A)		

Situação 2: Sísmica		
	Coeficientes parciais de segurança (γ)	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00
Vento (Q)	0.00	0.00
Neve (Q)	0.00	1.00
Sismo (A)	-1.00	1.00

10. Materiais utilizados

10.1. Concretos

Elemento	Concreto	Pisos	Fck (kgf/cm ²)	γ_c
Pisos	C25, em geral	Todas	255	1.40
Fundação	C25, em geral	Todas	255	1.40
Pilares e pilares-paredes	C25, em geral	Todas	255	1.40
Cortinas	C25, em geral	Todas	255	1.40

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM INHUÇU

Data:10/03/13

10.2. Aços por elemento

10.2.1. Aços em barras

Elemento	Posição	Aço	Fyk (kgf/cm ²)	γ_s
Pilares e pilares-paredes	Barras(Verticais)	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
	Estribos(Horizontais)	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
Vigas	Negativos(superior)	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
	Positivos(inferior)	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
	Montagem(superior)	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
	Pele(lateral)	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
	Estribos	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
Pisos	Punção	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
	Negativos(superior)	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
	Positivos(inferior)	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
	Negativos nervuras	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
	Positivos nervuras	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
Lajes de fundação	Punção	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
	Negativos(superior)	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15
	Positivos(inferior)	CA-50-A e CA-60-B	5097 a 6116	1.15

10.2.2. Aços em perfis

Tipo aço	Aço	Lim. elástico (kgf/cm ²)	Módulo de elasticidade (kgf/cm ²)
Aços dobrados	A-36	2548	2089704
Aços laminados	A-36	2548	2100000

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
5	0	DEAD	LinStatic	-10,8126	2,2633	0	0	0	7,01905
5	2,15	DEAD	LinStatic	-6,5126	2,2633	0	0	0	2,15294
5	4,3	DEAD	LinStatic	-2,2126	2,2633	0	0	0	-2,71316
5	0	COMB1	Combination	-118,5112	57,4311	0	0	0	67,00318
5	2,15	COMB1	Combination	-114,2112	0,9936	0	0	0	4,77439
5	4,3	COMB1	Combination	-109,9112	-52,2189	0	0	0	60,41934
6	0	DEAD	LinStatic	-20,5749	-8,793E-14	0	0	0	-1,654E-13
6	2,15	DEAD	LinStatic	-18,4249	-8,793E-14	0	0	0	2,363E-14
6	4,3	DEAD	LinStatic	-16,2749	-8,793E-14	0	0	0	2,127E-13
6	0	COMB1	Combination	-283,5775	-8,109E-13	0	0	0	-1,531E-12
6	2,15	COMB1	Combination	-281,4275	-8,109E-13	0	0	0	2,12E-13
6	4,3	COMB1	Combination	-279,2775	-8,109E-13	0	0	0	1,955E-12
7	0	DEAD	LinStatic	-10,8126	-2,2633	0	0	0	-7,01905
7	2,15	DEAD	LinStatic	-6,5126	-2,2633	0	0	0	-2,15294
7	4,3	DEAD	LinStatic	-2,2126	-2,2633	0	0	0	2,71316
7	0	COMB1	Combination	-118,5112	-57,4311	0	0	0	-67,00318
7	2,15	COMB1	Combination	-114,2112	-0,9936	0	0	0	-4,77439
7	4,3	COMB1	Combination	-109,9112	52,2189	0	0	0	-60,41934
8	0	DEAD	LinStatic	2,2633	-2,2126	0	0	0	2,71316
8	0,46	DEAD	LinStatic	2,2633	-1,0051	0	0	0	3,45322
8	0,92	DEAD	LinStatic	2,2633	0,2024	0	0	0	3,63782
8	0	COMB1	Combination	-52,2189	-109,9112	0	0	0	-60,41934
8	0,46	COMB1	Combination	-52,2189	-84,7837	0	0	0	-15,63949
8	0,92	COMB1	Combination	-52,2189	-59,6562	0	0	0	17,58171
9	0	DEAD	LinStatic	2,2633	0,2024	0	0	0	3,63782
9	0,46	DEAD	LinStatic	2,2633	1,1224	0	0	0	3,33311
9	0,92	DEAD	LinStatic	2,2633	2,0424	0	0	0	2,60519
9	0	COMB1	Combination	-52,2189	-59,6562	0	0	0	17,58171
9	0,46	COMB1	Combination	-52,2189	-34,8162	0	0	0	39,31038
9	0,92	COMB1	Combination	-52,2189	-9,9762	0	0	0	49,61266
10	0	DEAD	LinStatic	2,2633	2,0424	0	0	0	2,60519
10	0,46	DEAD	LinStatic	2,2633	2,9624	0	0	0	1,45407
10	0,92	DEAD	LinStatic	2,2633	3,8824	0	0	0	-0,12025

10	0	COMB1	Combination	-52,2189	-9,9762	0	0	0	49,61266
10	0,46	COMB1	Combination	-52,2189	14,8638	0	0	0	48,48853
10	0,92	COMB1	Combination	-52,2189	39,7038	0	0	0	35,93801
11	0	DEAD	LinStatic	2,2633	3,8824	0	0	0	-0,12025
11	0,46	DEAD	LinStatic	2,2633	4,8024	0	0	0	-2,11777
11	0,92	DEAD	LinStatic	2,2633	5,7224	0	0	0	-4,53848
11	0	COMB1	Combination	-52,2189	39,7038	0	0	0	35,93801
11	0,46	COMB1	Combination	-52,2189	64,5438	0	0	0	11,96108
11	0,92	COMB1	Combination	-52,2189	89,3838	0	0	0	-23,44224
12	0	DEAD	LinStatic	2,2633	5,7224	0	0	0	-4,53848
12	0,46	DEAD	LinStatic	2,2633	6,9299	0	0	0	-7,44853
12	0,92	DEAD	LinStatic	2,2633	8,1374	0	0	0	-10,91402
12	0	COMB1	Combination	-52,2189	89,3838	0	0	0	-23,44224
12	0,46	COMB1	Combination	-52,2189	114,5113	0	0	0	-70,33809
12	0,92	COMB1	Combination	-52,2189	139,6388	0	0	0	-128,7926
13	0	DEAD	LinStatic	2,2633	-8,1374	0	0	0	-10,91402
13	0,46	DEAD	LinStatic	2,2633	-6,9299	0	0	0	-7,44853
13	0,92	DEAD	LinStatic	2,2633	-5,7224	0	0	0	-4,53848
13	0	COMB1	Combination	-52,2189	-139,6388	0	0	0	-128,7926
13	0,46	COMB1	Combination	-52,2189	-114,5113	0	0	0	-70,33809
13	0,92	COMB1	Combination	-52,2189	-89,3838	0	0	0	-23,44224
14	0	DEAD	LinStatic	2,2633	-5,7224	0	0	0	-4,53848
14	0,46	DEAD	LinStatic	2,2633	-4,8024	0	0	0	-2,11777
14	0,92	DEAD	LinStatic	2,2633	-3,8824	0	0	0	-0,12025
14	0	COMB1	Combination	-52,2189	-89,3838	0	0	0	-23,44224
14	0,46	COMB1	Combination	-52,2189	-64,5438	0	0	0	11,96108
14	0,92	COMB1	Combination	-52,2189	-39,7038	0	0	0	35,93801
15	0	DEAD	LinStatic	2,2633	-3,8824	0	0	0	-0,12025
15	0,46	DEAD	LinStatic	2,2633	-2,9624	0	0	0	1,45407
15	0,92	DEAD	LinStatic	2,2633	-2,0424	0	0	0	2,60519
15	0	COMB1	Combination	-52,2189	-39,7038	0	0	0	35,93801
15	0,46	COMB1	Combination	-52,2189	-14,8638	0	0	0	48,48853
15	0,92	COMB1	Combination	-52,2189	9,9762	0	0	0	49,61266
16	0	DEAD	LinStatic	2,2633	-2,0424	0	0	0	2,60519
16	0,46	DEAD	LinStatic	2,2633	-1,1224	0	0	0	3,33311
16	0,92	DEAD	LinStatic	2,2633	-0,2024	0	0	0	3,63782

16	0	COMB1	Combination	-52,2189	9,9762	0	0	0	49,61266
16	0,46	COMB1	Combination	-52,2189	34,8162	0	0	0	39,31038
16	0,92	COMB1	Combination	-52,2189	59,6562	0	0	0	17,58171
17	0	DEAD	LinStatic	2,2633	-0,2024	0	0	0	3,63782
17	0,46	DEAD	LinStatic	2,2633	1,0051	0	0	0	3,45322
17	0,92	DEAD	LinStatic	2,2633	2,2126	0	0	0	2,71316
17	0	COMB1	Combination	-52,2189	59,6562	0	0	0	17,58171
17	0,46	COMB1	Combination	-52,2189	84,7837	0	0	0	-15,63949
17	0,92	COMB1	Combination	-52,2189	109,9112	0	0	0	-60,41934
18	0	DEAD	LinStatic	-2,2633	7,6262	0	0	0	7,01905
18	0,46	DEAD	LinStatic	-2,2633	8,8337	0	0	0	3,23326
18	0,92	DEAD	LinStatic	-2,2633	10,0412	0	0	0	-1,10797
18	0	COMB1	Combination	-57,4311	91,2306	0	0	0	67,00318
18	0,46	COMB1	Combination	-57,4311	92,4381	0	0	0	24,7594
18	0,92	COMB1	Combination	-57,4311	93,6456	0	0	0	-18,03983
19	0	DEAD	LinStatic	-2,2633	3,7164	0	0	0	-1,10797
19	0,46	DEAD	LinStatic	-2,2633	4,6364	0	0	0	-3,02912
19	0,92	DEAD	LinStatic	-2,2633	5,5564	0	0	0	-5,37346
19	0	COMB1	Combination	-57,4311	39,4159	0	0	0	-18,03983
19	0,46	COMB1	Combination	-57,4311	40,3359	0	0	0	-36,38275
19	0,92	COMB1	Combination	-57,4311	41,2559	0	0	0	-55,14888
20	0	DEAD	LinStatic	-2,2633	-0,7253	0	0	0	-5,37346
20	0,46	DEAD	LinStatic	-2,2633	0,1947	0	0	0	-5,25143
20	0,92	DEAD	LinStatic	-2,2633	1,1147	0	0	0	-5,55259
20	0	COMB1	Combination	-57,4311	-12,7158	0	0	0	-55,14888
20	0,46	COMB1	Combination	-57,4311	-11,7958	0	0	0	-49,51123
20	0,92	COMB1	Combination	-57,4311	-10,8758	0	0	0	-44,29678
21	0	DEAD	LinStatic	-2,2633	-5,1457	0	0	0	-5,55259
21	0,46	DEAD	LinStatic	-2,2633	-4,2257	0	0	0	-3,39715
21	0,92	DEAD	LinStatic	-2,2633	-3,3057	0	0	0	-1,66491
21	0	COMB1	Combination	-57,4311	-64,8201	0	0	0	-44,29678
21	0,46	COMB1	Combination	-57,4311	-63,9001	0	0	0	-14,69114
21	0,92	COMB1	Combination	-57,4311	-62,9801	0	0	0	14,4913
22	0	DEAD	LinStatic	-2,2633	-9,5676	0	0	0	-1,66491
22	0,46	DEAD	LinStatic	-2,2633	-8,3601	0	0	0	2,45848
22	0,92	DEAD	LinStatic	-2,2633	-7,1526	0	0	0	6,02641

22	0	COMB1	Combination	-57,4311	-117,0827	0	0	0	14,4913
22	0,46	COMB1	Combination	-57,4311	-115,8752	0	0	0	68,07162
22	0,92	COMB1	Combination	-57,4311	-114,6677	0	0	0	121,09649
23	0	DEAD	LinStatic	-2,2633	7,1526	0	0	0	6,02641
23	0,46	DEAD	LinStatic	-2,2633	8,3601	0	0	0	2,45848
23	0,92	DEAD	LinStatic	-2,2633	9,5676	0	0	0	-1,66491
23	0	COMB1	Combination	-57,4311	114,6677	0	0	0	121,09649
23	0,46	COMB1	Combination	-57,4311	115,8752	0	0	0	68,07162
23	0,92	COMB1	Combination	-57,4311	117,0827	0	0	0	14,4913
24	0	DEAD	LinStatic	-2,2633	3,3057	0	0	0	-1,66491
24	0,46	DEAD	LinStatic	-2,2633	4,2257	0	0	0	-3,39715
24	0,92	DEAD	LinStatic	-2,2633	5,1457	0	0	0	-5,55259
24	0	COMB1	Combination	-57,4311	62,9801	0	0	0	14,4913
24	0,46	COMB1	Combination	-57,4311	63,9001	0	0	0	-14,69114
24	0,92	COMB1	Combination	-57,4311	64,8201	0	0	0	-44,29678
25	0	DEAD	LinStatic	-2,2633	-1,1147	0	0	0	-5,55259
25	0,46	DEAD	LinStatic	-2,2633	-0,1947	0	0	0	-5,25143
25	0,92	DEAD	LinStatic	-2,2633	0,7253	0	0	0	-5,37346
25	0	COMB1	Combination	-57,4311	10,8758	0	0	0	-44,29678
25	0,46	COMB1	Combination	-57,4311	11,7958	0	0	0	-49,51123
25	0,92	COMB1	Combination	-57,4311	12,7158	0	0	0	-55,14888
26	0	DEAD	LinStatic	-2,2633	-5,5564	0	0	0	-5,37346
26	0,46	DEAD	LinStatic	-2,2633	-4,6364	0	0	0	-3,02912
26	0,92	DEAD	LinStatic	-2,2633	-3,7164	0	0	0	-1,10797
26	0	COMB1	Combination	-57,4311	-41,2559	0	0	0	-55,14888
26	0,46	COMB1	Combination	-57,4311	-40,3359	0	0	0	-36,38275
26	0,92	COMB1	Combination	-57,4311	-39,4159	0	0	0	-18,03983
27	0	DEAD	LinStatic	-2,2633	-10,0412	0	0	0	-1,10797
27	0,46	DEAD	LinStatic	-2,2633	-8,8337	0	0	0	3,23326
27	0,92	DEAD	LinStatic	-2,2633	-7,6262	0	0	0	7,01905
27	0	COMB1	Combination	-57,4311	-93,6456	0	0	0	-18,03983
27	0,46	COMB1	Combination	-57,4311	-92,4381	0	0	0	24,7594
27	0,92	COMB1	Combination	-57,4311	-91,2306	0	0	0	67,00318



consórcio