



**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 LONTRAS

VOLUME 2 - PROJETO EXECUTIVO

**Tomo 3A - MEMORIA DE CALCULO -
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 : Dezembro/2012

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 Lontras

Volume 02 – PROJETO EXECUTIVO

Tomo 3A - Memória de Cálculo (Dimensionamento estrutural)

Revisão : Dezembro/2012

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	91
1.4.1 Norma e materiais.....	91
1.4.2 Ações	92
1.4.3 Memoria de calculo das lajes	95
1.5 CHUMBADORES.....	103
1.6 CONCEPÇÕES E DIRETRIZES CONSTRUTIVAS.....	104
1.6.1 CLASSES DE CONCRETO	104
1.6.2 JUNTAS DE CONSTRUÇÃO E DE DILATAÇÃO.....	104
1.6.3 LANÇAMENTO DO CONCRETO	104
1.6.4 REPAROS NO CONCRETO.....	105
1.6.5 ARMADURA DE AÇO.....	106
2 MEMORIA DE CALCULO DA TOMADA D'ÁGUA	108
3 MEMORIA DE CALCULO DA TOMADA D'ÁGUA	387

ÍNDICE FIGURA

Páginas

Figura 1.1 - Exemplo de uma barragem de concreto.....	93
Figura 1.2 - distribuição das perdas de cargas sob a estrutura do sangradouro.....	94
Figura 1.3 – Diagrama de supressões sob a estrutura do sangradouro da barragem Lontras.....	94

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. Diferencia-se 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, caso se mostre viável.

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.
- Etapa B3 - Projeto Executivo das Barragens Lontras e Inhuçu e Perímetro Irrigado
- Etapa B4 - Manuais de Operação e Manutenção do Sistema
- Etapa B5 - Avaliação Financeira e Econômica Final do Sistema – Barragens e Perímetro Irrigado.

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

O Projeto da **Barragem Lontras** 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 Cálculo;

Tomo 3A: Memória de Cálculo – Dimensionamento estrutural;

Tomo 4: Especificações técnicas e normas de medição e pagamento;

Tomo 5: Quantitativos e Orçamento;

Tomo 5A: Cálculo de Quantitativos;

Tomo 6: Relatório Síntese;

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

- **Apresentação**
- **Memória de cálculo do sangradouro**
- **Memória de cálculo da tomada d'água**
- **Memória de cálculo 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 Lontras.

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 (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 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

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 direita): 83.81 m

Comprimento do muro em planta (ombreira esquerda): 61.20 m

Espaçamento entre juntas: 20.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -6.00 m

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

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

Alívio por drenagem: 75 %

Porcentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

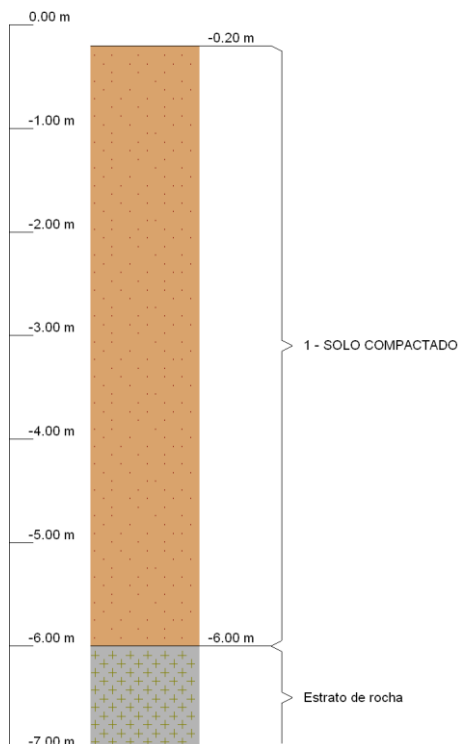
Coefficiente de atrito terreno-concreto: 0.60

ESTRATOS

Referências	Cota superior	Descrição	Coefficientes de empuxo
-------------	---------------	-----------	-------------------------

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

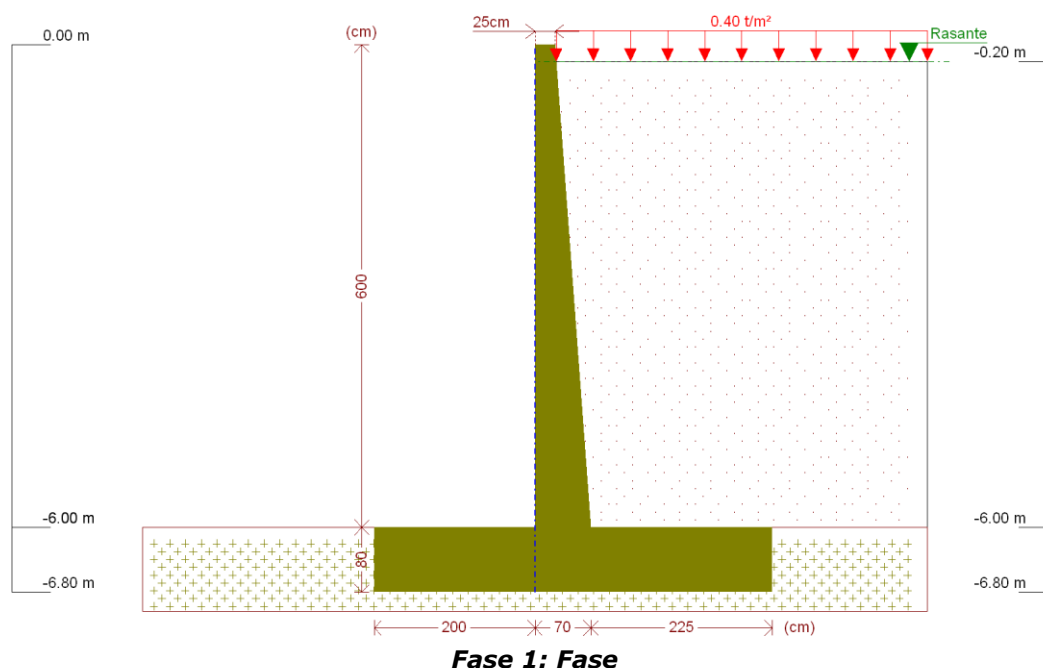
MURO

Altura: 6.00 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 70.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 80 cm
Balanços intradorso / tardoz: 200.0 / 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
-0.59	0.41	0.12	0.02	0.38	0.10
-1.19	0.91	0.56	0.22	0.75	0.25
-1.79	1.49	1.31	0.79	1.12	0.40
-2.39	2.16	2.38	1.91	1.49	0.55
-2.99	2.91	3.76	3.78	1.86	0.70
-3.59	3.75	5.45	6.57	2.23	0.85
-4.19	4.67	7.45	10.49	2.60	1.00
-4.79	5.68	9.77	15.72	2.97	1.15
-5.39	6.76	12.39	22.45	3.34	1.30
-5.99	7.94	15.33	30.86	3.71	1.45
Máximos	7.96 Cota: -6.00 m	15.38 Cota: -6.00 m	31.02 Cota: -6.00 m	3.72 Cota: -6.00 m	1.45 Cota: -6.00 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
-0.59	0.40	0.06	0.01	0.24	0.10
-1.19	0.90	0.42	0.15	0.61	0.25

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)
-1.79	1.48	1.09	0.61	0.98	0.40
-2.39	2.14	2.07	1.57	1.35	0.55
-2.99	2.88	3.36	3.23	1.72	0.70
-3.59	3.71	4.97	5.77	2.09	0.85
-4.19	4.63	6.89	9.38	2.46	1.00
-4.79	5.63	9.12	14.24	2.83	1.15
-5.39	6.71	11.66	20.56	3.20	1.30
-5.99	7.88	14.52	28.51	3.57	1.45
Máximos	7.90 Cota: -6.00 m	14.57 Cota: -6.00 m	28.65 Cota: -6.00 m	3.58 Cota: -6.00 m	1.45 Cota: -6.00 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		Tardez	
	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=3.8 m	Ø12.5c/10

SAPATA		
Armadura	Longitudinal	Transversal
Superior	Ø16c/25	Ø16c/10 Comprimento de ancoragem em prolongamento reto: 80 cm
Inferior	Ø16c/25	Ø16c/10 Comprimento de dobra no arranque: 30 cm

- VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Muro: LONTRAS MURO AA_OE (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL AA)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 114.17 t/m Calculado: 21.53 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: 8.7 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 8.7 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i>	Máximo: 30 cm	
- Tardoz:	Calculado: 10 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 10 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0016	
- Tardoz (-6.00 m):	Calculado: 0.00178	Passa
- Intradorso (-6.00 m):	Calculado: 0.00178	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: 0.00178	
- Tardoz:	Mínimo: 0.00047	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 7e-005	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Tardoz (-6.00 m):	Calculado: 0.00238	Passa
- Tardoz (-2.20 m):	Calculado: 0.002	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 0.00197	
- Tardoz (-6.00 m):	Calculado: 0.00238	Passa
- Tardoz (-2.20 m):	Calculado: 0.002	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
- Intradorso (-6.00 m):	Calculado: 0.00038	Passa
- Intradorso (-2.20 m):	Calculado: 0.00064	Passa

Referência: Muro: LONTRAS MURO AA_OE (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL AA)		
Verificação	Valores	Estado
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>		
- Intradorso (-6.00 m):	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00038	Passa
- Intradorso (-2.20 m):	Mínimo: 0 Calculado: 0.00064	Passa
Quantidade máxima geométrica de armadura vertical total: <i>EC-2, art. 5.4.7.2</i>	Máximo: 0.04	
- (0.00 m):	Calculado: 0.0044	Passa
- (-2.20 m):	Calculado: 0.00465	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras verticais: <i>Artigo 18.3.2.2 da norma NBR 6118:2003</i>	Mínimo: 2 cm	
- 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: 30.71 t/m Calculado: 17.3 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.224 mm	Passa
Comprimento de trespassse: <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: -6.00 m		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -6.00 m		

Referência: Muro: LONTRAS MURO AA_OE (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL AA)		
Verificação	Valores	Estado
- Seção crítica à flexão composta: Cota: -6.00 m, Md: 43.09 t·m/m, Nd: 7.58 t/m, Vd: 21.54 t/m, Tensão máxima do aço: 3.811 t/cm ² - Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -5.39 m - Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -6.00 m, M: 30.07 t·m/m, N: 7.93 t/m		
Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO AA_OE (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL AA)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i> - Coeficiente de segurança ao reviramento: - Coeficiente de segurança ao deslizamento:	Mínimo: 1.8 Calculado: 3.08 Mínimo: 1.5 Calculado: 1.5	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: - Tensão máxima:	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.84 kgf/cm ² Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 1.152 kgf/cm ²	Passa Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i> - Armadura superior tardoz: - Armadura inferior tardoz: - Armadura inferior intradorso:	Calculado: 20 cm ² /m Mínimo: 8.14 cm ² /m Mínimo: 0 cm ² /m Mínimo: 8.39 cm ² /m	Passa Passa Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i> - Tardoz: - Intradorso:	Máximo: 36.16 t/m Calculado: 14.15 t/m Calculado: 15.28 t/m	Passa Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 9.4 (pag.27).</i> - Arranque tardoz: - Arranque intradorso: - Armadura inferior tardoz (Dobra): - Armadura inferior intradorso (Dobra): - Armadura superior tardoz (Dobra):	Mínimo: 24 cm Calculado: 71 cm Mínimo: 10 cm Calculado: 71 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa Passa Passa Passa Passa

Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO AA_OE (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL AA)		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura superior intradorso:	Mínimo: 21 cm Calculado: 80 cm	Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i>	Mínimo: 3.5 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: Ø16	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø16	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø16	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 10 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 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: 10 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 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: 0.0025	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.0025	Passa
Quantidade mecânica mínima: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 17.3.5.2 (pag.90).</i>	Mínimo: 0.00172	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.0025	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.0025	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do tardo: 26.00 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 26.79 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): LONTRAS MURO AA_OE (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL AA)		
Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: Combinações sem sismo: - Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.25 m ; 14.85 m) - Raio: 20.37 m: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 12.312	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, 241.634 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.		

- QUANTITATIVOS

Referência: Muro (ombreira direita)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	280x6.11			1710.80
	Peso (kg)	280x3.84			1074.38
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		61x83.67		5103.87
	Peso (kg)		61x82.10		5008.17
Armadura base transversal	Comprimento (m)		559x6.11		3415.49
	Peso (kg)		559x6.00		3351.45
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		61x83.67		5103.87
	Peso (kg)		61x82.10		5008.17
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)			2x83.67	167.34
	Peso (kg)			2x131.36	262.72
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			838x4.81	4030.78
	Peso (kg)			838x7.55	6328.32
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			21x83.67	1757.07
	Peso (kg)			21x131.36	2758.60
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			838x2.98	2497.24
	Peso (kg)			838x4.68	3920.67
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)		559x1.81		1011.79
	Peso (kg)		559x1.78		992.82
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		558x4.81		2683.98
	Peso (kg)		558x4.72		2633.66
Totais	Comprimento (m)	2091.60	17319.00	9289.13	
	Peso (kg)	1313.52	16994.27	14583.93	32891.72
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	2300.76	19050.90	10218.04	
	Peso (kg)	1444.87	18693.70	16042.32	36180.89

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m ³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	1444.87	18693.70	16042.32	36180.89	570.75	41.49
Totais	1444.87	18693.70	16042.32	36180.89	570.75	41.49

Referência: Muro (ombreira esquerda)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	205x6.11			1252.55
	Peso (kg)	205x3.84			786.60
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		61x61.06		3724.66
	Peso (kg)		61x59.92		3654.82
Armadura base transversal	Comprimento (m)		408x6.11		2492.88
	Peso (kg)		408x6.00		2446.14
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		61x61.06		3724.66
	Peso (kg)		61x59.92		3654.82
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)			2x61.06	122.12
	Peso (kg)			2x95.86	191.73
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			612x4.81	2943.72
	Peso (kg)			612x7.55	4621.64
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			21x61.06	1282.26
	Peso (kg)			21x95.86	2013.15
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			612x2.98	1823.76
	Peso (kg)			612x4.68	2863.30
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)			10x61.06	610.60
	Peso (kg)			10x95.86	958.64
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	205x1.36			278.80
	Peso (kg)	205x0.85			175.09
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		408x1.81		738.48
	Peso (kg)		408x1.78		724.63
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		407x4.81		1957.67
	Peso (kg)		407x4.72		1920.96
Totais	Comprimento (m)	1531.35	12638.35	6782.46	
	Peso (kg)	961.69	12401.37	10648.46	24011.52
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	1684.49	13902.19	7460.71	
	Peso (kg)	1057.86	13641.51	11713.30	26412.67

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m ³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	1057.86	13641.51	11713.30	26412.67	416.77	30.29
Totais	1057.86	13641.51	11713.30	26412.67	416.77	30.29

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

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 direita): 62.66 m

Comprimento do muro em planta (ombreira esquerda): 57.34 m

Espaçamento entre juntas: 20.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -8.20 m

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

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

Alívio por drenagem: 75 %

Porcentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

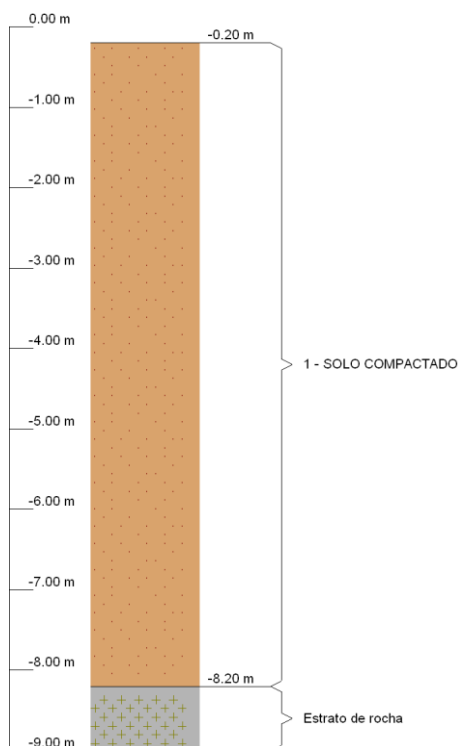
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

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 tardo: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

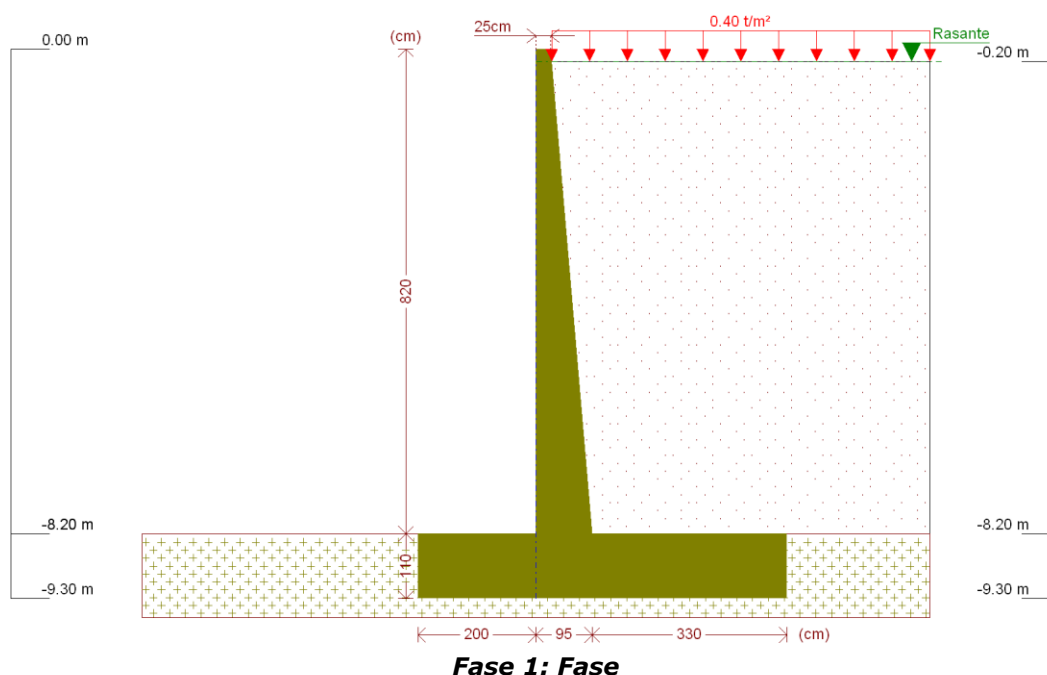
MURO

Altura: 8.20 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 95.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 110 cm
Balanços intradorso / tardo: 200.0 / 330.0 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
-0.81	0.59	0.25	0.07	0.52	0.15
-1.63	1.37	1.09	0.60	1.03	0.36
-2.45	2.33	2.53	2.09	1.55	0.56
-3.27	3.48	4.56	5.03	2.06	0.77
-4.09	4.80	7.17	9.91	2.57	0.97
-4.92	6.30	10.38	17.20	3.08	1.18
-5.74	7.97	14.17	27.41	3.60	1.38
-6.56	9.83	18.55	41.01	4.11	1.59
-7.38	11.87	23.53	58.49	4.62	1.79
-8.20	14.09	29.09	80.35	5.14	2.00
Máximos	14.09 Cota: -8.20 m	29.09 Cota: -8.20 m	80.35 Cota: -8.20 m	5.14 Cota: -8.20 m	2.00 Cota: -8.20 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
-0.81	0.59	0.16	0.04	0.38	0.15
-1.63	1.36	0.89	0.46	0.89	0.36

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)
-2.45	2.31	2.21	1.74	1.40	0.56
-3.27	3.44	4.12	4.37	1.92	0.77
-4.09	4.75	6.62	8.83	2.43	0.97
-4.92	6.24	9.70	15.62	2.94	1.18
-5.74	7.91	13.38	25.23	3.45	1.38
-6.56	9.76	17.65	38.13	3.97	1.59
-7.38	11.79	22.50	54.82	4.48	1.79
-8.20	13.99	27.95	75.79	5.00	2.00
Máximos	13.99 Cota: -8.20 m	27.95 Cota: -8.20 m	75.79 Cota: -8.20 m	5.00 Cota: -8.20 m	2.00 Cota: -8.20 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

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 Ø20				
Ancoragem intradorso / tardez: 16 / 15 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradorso		Tardez	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Emendas: 0.35 m	Ø16c/10	Ø16c/15 Emendas: 1 m Reforço 1: Ø16 h=3.3 m	Ø16c/10

SAPATA		
Armadura	Longitudinal	Transversal
Superior	Ø12.5c/10	Ø16c/10 Comprimento de ancoragem em prolongamento reto: 105 cm
Inferior	Ø12.5c/10	Ø16c/10
Comprimento de dobra no arranque: 30 cm		

- VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Muro: LONTRAS MURO BB_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL BB)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 174.09 t/m Calculado: 40.72 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: 8.4 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 8.4 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i>	Máximo: 30 cm	
- Tardoz:	Calculado: 10 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 10 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0016	
- Tardoz (-8.20 m):	Calculado: 0.0021	Passa
- Intradorso (-8.20 m):	Calculado: 0.0021	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: 0.0021	
- 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 (-8.20 m):	Calculado: 0.0028	Passa
- Tardoz (-4.90 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 (-8.20 m):	Calculado: 0.0028	Passa
- Tardoz (-4.90 m):	Calculado: 0.00199	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
- Intradorso (-8.20 m):	Calculado: 0.00028	Passa
- Intradorso (-4.90 m):	Calculado: 0.00039	Passa

Referência: Muro: LONTRAS MURO BB_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL BB)		
Verificação	Valores	Estado
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>		
- Intradorso (-8.20 m):	Mínimo: 2e-005 Calculado: 0.00028	Passa
- Intradorso (-4.90 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
- (-4.90 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: 42.79 t/m Calculado: 32.76 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.297 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
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: 6.2 cm ² Calculado: 6.3 cm ²	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Tardoz: -8.20 m		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -8.20 m		

Referência: Muro: LONTRAS MURO BB_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL BB)		
Verificação	Valores	Estado
- Seção crítica à flexão composta: Cota: -8.20 m, Md: 112.49 t·m/m, Nd: 19.73 t/m, Vd: 40.72 t/m, Tensão máxima do aço: 4.432 t/cm ² - Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -7.36 m - Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -8.20 m, M: 78.53 t·m/m, N: 14.05 t/m		
Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO BB_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL BB)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i> - Coeficiente de segurança ao reviramento: - Coeficiente de segurança ao deslizamento:	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.72 Mínimo: 1.5 Calculado: 1.51	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: - Tensão máxima:	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 1.26 kgf/cm ² Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 2.069 kgf/cm ²	Passa Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i> - Armadura superior tardo:z: - Armadura inferior tardo:z: - Armadura inferior intradorso:	Calculado: 20 cm ² /m Mínimo: 18.61 cm ² /m Mínimo: 0 cm ² /m Mínimo: 11.48 cm ² /m	Passa Passa Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i> - Tardo:z: - Intradorso:	Máximo: 49.45 t/m Calculado: 31.73 t/m Calculado: 22.22 t/m	Passa Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 9.4 (pag.27).</i> - Arranque tardo:z: - Arranque intradorso: - Armadura inferior tardo:z (Dobra): - Armadura inferior intradorso (Dobra): - Armadura superior tardo:z (Dobra):	Mínimo: 37 cm Calculado: 102 cm Mínimo: 12 cm Calculado: 102 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa Passa Passa Passa Passa

Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO BB_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL BB)		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura superior intradorso:	Mínimo: 49 cm Calculado: 105 cm	Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i>	Mínimo: 3.5 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: 10 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 cm	Passa
- 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>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 10 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 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>	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 tardo: 83.14 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 51.71 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): LONTRAS MURO BB_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL BB - OMBREIRA DIREITA)		
Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: Combinações sem sismo: - Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.35 m ; 17.92 m) - Raio: 25.62 m: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 9.352	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, 330.212 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.		

- QUANTITATIVOS

Referência: Muro (ombreira direita)		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	210x8.31				1745.10
	Peso (kg)	210x5.22				1095.92
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			83x62.52		5189.16
	Peso (kg)			83x98.16		8146.98
Armadura base transversal	Comprimento (m)			418x8.32		3477.76
	Peso (kg)			418x13.06		5460.08
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			83x62.52		5189.16
	Peso (kg)			83x98.16		8146.98
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)				2x62.52	125.04
	Peso (kg)				2x154.60	309.19
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			626x6.11		3824.86
	Peso (kg)			626x9.59		6005.03
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		62x62.52			3876.24
	Peso (kg)		62x61.35			3803.56
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			626x4.28		2679.28
	Peso (kg)			626x6.72		4206.47
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		34x62.52			2125.68
	Peso (kg)		34x61.35			2085.82
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	210x1.67				350.70
	Peso (kg)	210x1.05				220.24
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			418x2.31		965.58
	Peso (kg)			418x3.63		1515.96
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			417x4.61		1922.37
	Peso (kg)			417x7.24		3018.12
Totais	Comprimento (m)	2095.80	6001.92	23248.17	125.04	
	Peso (kg)	1316.16	5889.38	36499.62	309.19	44014.35
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	2305.38	6602.11	25572.99	137.54	
	Peso (kg)	1447.78	6478.31	40149.59	340.11	48415.79

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)					Concreto (m ³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	1447.78	6478.32	40149.58	340.11	48415.79	739.07	39.16
Totais	1447.78	6478.32	40149.58	340.11	48415.79	739.07	39.16

Referência: Muro (ombreira esquerda)		CA-50-A				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	192x8.31				1595.52
	Peso (kg)	192x5.22				1001.99
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			83x57.20		4747.60
	Peso (kg)			83x89.80		7453.73
Armadura base transversal	Comprimento (m)			383x8.32		3186.56
	Peso (kg)			383x13.06		5002.90
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			83x57.20		4747.60
	Peso (kg)			83x89.80		7453.73
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)				2x57.20	114.40
	Peso (kg)				2x141.44	282.88
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			573x6.11		3501.03
	Peso (kg)			573x9.59		5496.62
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		62x57.20			3546.40
	Peso (kg)		62x56.13			3479.91
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			573x4.28		2452.44
	Peso (kg)			573x6.72		3850.33
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		34x57.20			1944.80
	Peso (kg)		34x56.13			1908.34
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	192x1.67				320.64
	Peso (kg)	192x1.05				201.36
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			383x2.31		884.73
	Peso (kg)			383x3.63		1389.03
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			382x4.61		1761.02
	Peso (kg)			382x7.24		2764.80
Totais	Comprimento (m)	1916.16	5491.20	21280.98	114.40	
	Peso (kg)	1203.35	5388.25	33411.14	282.88	40285.62
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	2107.78	6040.32	23409.08	125.84	
	Peso (kg)	1323.69	5927.07	36752.25	311.17	44314.18

Resumo de medição (incluídas perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)					Concreto (m ³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	1323.69	5927.07	36752.25	311.17	44314.18	676.33	35.84
Totais	1323.69	5927.07	36752.25	311.17	44314.18	676.33	35.84

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

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 direita) : 200.00 m

Comprimento do muro em planta (ombreira esquerda) : 200.00 m

Espaçamento entre juntas: 20.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -3.65 m

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

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

Alívio por drenagem: 75 %

Porcentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

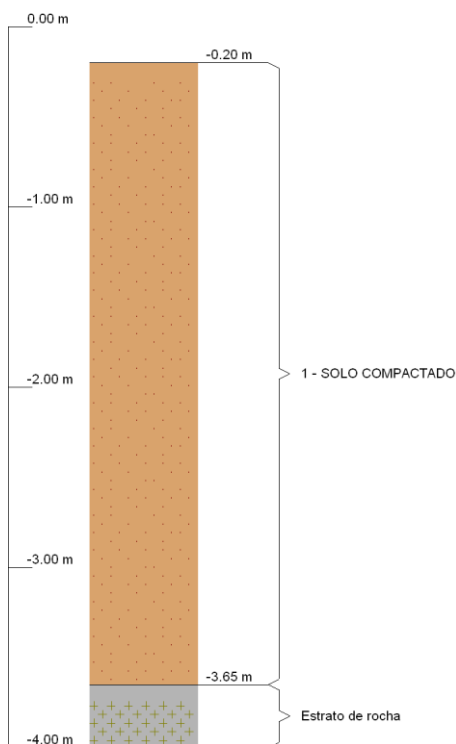
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

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 tardo: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

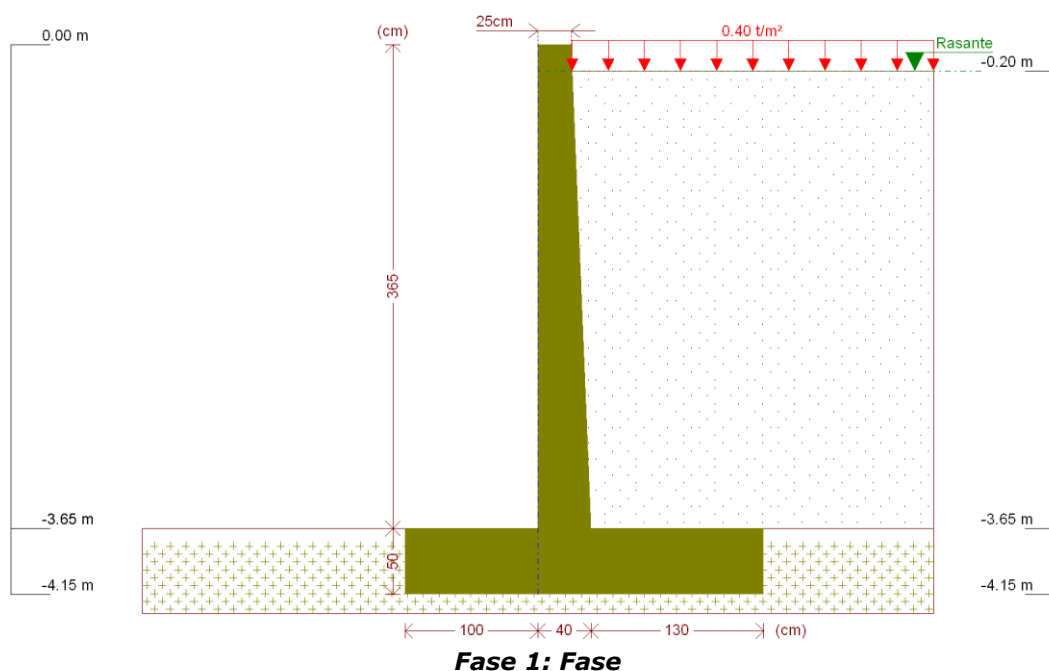
MURO

Altura: 3.65 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 40.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 50 cm
Balanços intradorso / tardo: 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
-0.35	0.23	0.03	0.00	0.22	0.04
-0.71	0.48	0.18	0.04	0.44	0.13
-1.07	0.74	0.43	0.15	0.65	0.22
-1.43	1.02	0.80	0.37	0.86	0.31
-1.79	1.32	1.28	0.75	1.08	0.40
-2.15	1.64	1.86	1.32	1.29	0.49
-2.51	1.97	2.56	2.12	1.51	0.58
-2.87	2.32	3.36	3.20	1.72	0.67
-3.23	2.68	4.28	4.58	1.93	0.76
-3.59	3.06	5.30	6.32	2.15	0.85
Máximos	3.13 Cota: -3.65 m	5.48 Cota: -3.65 m	6.64 Cota: -3.65 m	2.19 Cota: -3.65 m	0.86 Cota: -3.65 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
-0.35	0.23	0.01	0.00	0.09	0.04
-0.71	0.47	0.11	0.02	0.30	0.13

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)
-1.07	0.74	0.32	0.10	0.51	0.22
-1.43	1.02	0.63	0.27	0.73	0.31
-1.79	1.31	1.06	0.58	0.94	0.40
-2.15	1.63	1.60	1.06	1.16	0.49
-2.51	1.96	2.24	1.76	1.37	0.58
-2.87	2.30	3.00	2.71	1.58	0.67
-3.23	2.66	3.86	3.96	1.80	0.76
-3.59	3.04	4.84	5.54	2.01	0.85
Máximos	3.11 Cota: -3.65 m	5.01 Cota: -3.65 m	5.84 Cota: -3.65 m	2.05 Cota: -3.65 m	0.86 Cota: -3.65 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 Ø12.5				
Ancoragem intradorso / tardez: 16 / 16 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradorso		Tardez	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Emendas: 0.35 m	Ø16c/30	Ø10c/10 Emendas: 0.7 m	Ø16c/30

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: LONTRAS MURO CC_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL CC)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 56.62 t/m Calculado: 7.67 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: 28.4 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 28.4 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i>	Máximo: 30 cm	
- Tardoz:	Calculado: 30 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 30 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0016	
- Tardoz (-3.65 m):	Calculado: 0.00166	Passa
- Intradorso (-3.65 m):	Calculado: 0.00166	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: 0.00166	
- Tardoz:	Mínimo: 0.0004	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 0.00013	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: - Tardoz (-3.65 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.002	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: - Tardoz (-3.65 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 (-3.65 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00066	Passa
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: - Intradorso (-3.65 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00066	Passa

Referência: Muro: LONTRAS MURO CC_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL CC)		
Verificação	Valores	Estado
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: 17.05 t/m Calculado: 6.25 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.127 mm	Passa
Comprimento de trespassse: <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
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: -3.65 m		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -3.65 m		
- Seção crítica à flexão composta: Cota: -3.65 m, Md: 9.25 t·m/m, Nd: 2.90 t/m, Vd: 7.67 t/m, Tensão máxima do aço: 3.227 t/cm ²		
- Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -3.30 m		
- Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -3.65 m, M: 6.32 t·m/m, N: 3.12 t/m		
Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO CC_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL CC)		
Verificação	Valores	Estado

Referência: Sapata corrida: LONTRAS 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: - Coeficiente de segurança ao deslizamento:	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.69 Mínimo: 1.5 Calculado: 1.5	Passa 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: - Tensão máxima:	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.55 kgf/cm ² Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 0.888 kgf/cm ²	Passa Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i> - Armadura superior tardez: - Armadura inferior tardez: - Armadura inferior intradorso:	Calculado: 10 cm ² /m Mínimo: 3.22 cm ² /m Mínimo: 0 cm ² /m Mínimo: 2.8 cm ² /m	Passa Passa Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i> - Tardoz: - Intradorso:	Máximo: 24.61 t/m Calculado: 5.68 t/m Calculado: 5.34 t/m	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: 16 cm Calculado: 42 cm Mínimo: 10 cm Calculado: 42 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 17 cm Calculado: 50 cm	Passa Passa Passa Passa Passa Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i> - Inferior: - Lateral:	Mínimo: 3.5 cm Calculado: 5 cm Calculado: 7 cm	Passa Passa

Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO CC_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL CC)		
Verificação	Valores	Estado
- 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: 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: 0.002	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 tardez: 6.09 t.m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 5.31 t.m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): LONTRAS MURO CC_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL CC)		
Verificação	Valores	Estado

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): LONTRAS MURO CC_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL CC)		
Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: Combinações sem sismo: - Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.15 m ; 8.83 m) - Raio: 12.19 m: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 18.012	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, 141.211 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.		

- QUANTITATIVOS

Referência: Muro (ombreira direita)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	668x3.76			2511.68
	Peso (kg)	668x2.36			1577.34
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			13x199.86	2598.18
	Peso (kg)			13x313.78	4079.14
Armadura base transversal	Comprimento (m)	2000x3.76			7520.00
	Peso (kg)	2000x2.36			4722.56
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			13x199.86	2598.18
	Peso (kg)			13x313.78	4079.14
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		2x199.86		399.72
	Peso (kg)		2x196.11		392.23
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			1001x2.56	2562.56
	Peso (kg)			1001x4.02	4023.22
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		12x199.86		2398.32
	Peso (kg)		12x196.11		2353.35
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			1001x1.73	1731.73
	Peso (kg)			1001x2.72	2718.82
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		6x199.86		1199.16
	Peso (kg)		6x196.11		1176.68
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	668x1.07			714.76
	Peso (kg)	668x0.67			448.87
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)	2000x1.42			2840.00
	Peso (kg)	2000x0.89			1783.52
Totais	Comprimento (m)	13586.44	3997.20	9490.65	
	Peso (kg)	8532.29	3922.26	14900.32	27354.87
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	14945.08	4396.92	10439.72	
	Peso (kg)	9385.52	4314.49	16390.35	30090.36

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	9385.52	4314.49	16390.35	30090.36	507.25	54.00
Totais	9385.52	4314.49	16390.35	30090.36	507.25	54.00

Referência: Muro (ombreira esquerda)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	668x3.76			2511.68
	Peso (kg)	668x2.36			1577.34
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			13x199.86	2598.18
	Peso (kg)			13x313.78	4079.14
Armadura base transversal	Comprimento (m)	2000x3.76			7520.00
	Peso (kg)	2000x2.36			4722.56
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			13x199.86	2598.18
	Peso (kg)			13x313.78	4079.14
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		2x199.86		399.72
	Peso (kg)		2x196.11		392.23
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			1001x2.56	2562.56
	Peso (kg)			1001x4.02	4023.22
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		12x199.86		2398.32
	Peso (kg)		12x196.11		2353.35
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			1001x1.73	1731.73
	Peso (kg)			1001x2.72	2718.82
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		6x199.86		1199.16
	Peso (kg)		6x196.11		1176.68
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	668x1.07			714.76
	Peso (kg)	668x0.67			448.87
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)	2000x1.42			2840.00
	Peso (kg)	2000x0.89			1783.52
Totais	Comprimento (m)	13586.44	3997.20	9490.65	
	Peso (kg)	8532.29	3922.26	14900.32	27354.87
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	14945.08	4396.92	10439.72	
	Peso (kg)	9385.52	4314.49	16390.35	30090.36

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	9385.52	4314.49	16390.35	30090.36	507.25	54.00
Totais	9385.52	4314.49	16390.35	30090.36	507.25	54.00

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

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 direita): 114.36 m

Comprimento do muro em planta (ombreira esquerda): 105.70 m

Espaçamento entre juntas: 20.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -6.00 m

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

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

Alívio por drenagem: 75 %

Porcentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

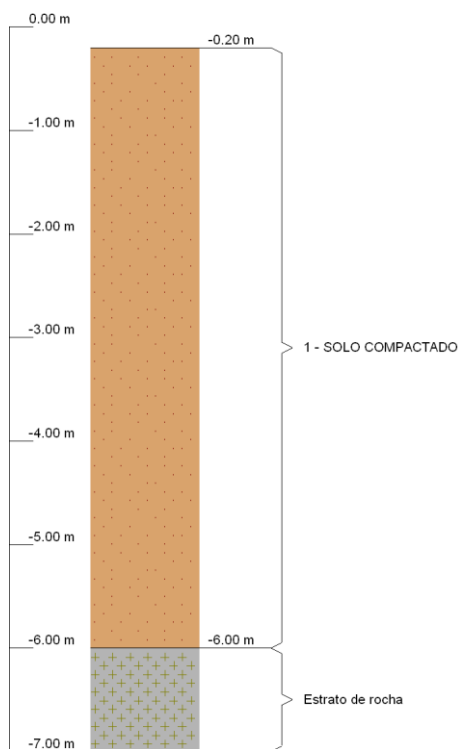
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

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 tardo: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

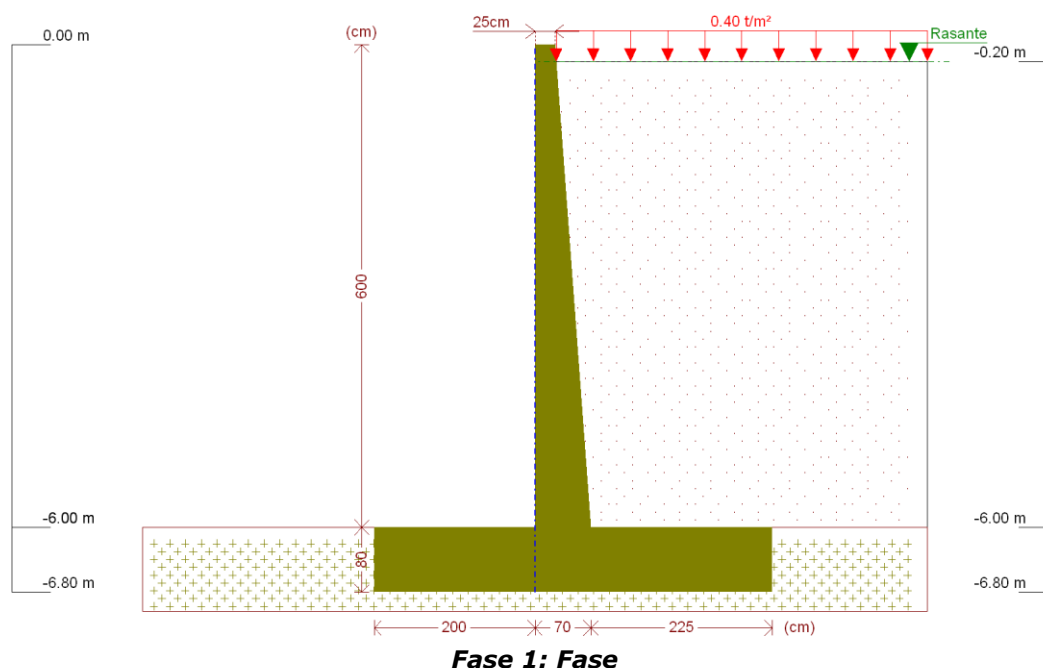
MURO

Altura: 6.00 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 70.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 80 cm
Balanços intradorso / tardo: 200.0 / 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
-0.59	0.41	0.12	0.02	0.38	0.10
-1.19	0.91	0.56	0.22	0.75	0.25
-1.79	1.49	1.31	0.79	1.12	0.40
-2.39	2.16	2.38	1.91	1.49	0.55
-2.99	2.91	3.76	3.78	1.86	0.70
-3.59	3.75	5.45	6.57	2.23	0.85
-4.19	4.67	7.45	10.49	2.60	1.00
-4.79	5.68	9.77	15.72	2.97	1.15
-5.39	6.76	12.39	22.45	3.34	1.30
-5.99	7.94	15.33	30.86	3.71	1.45
Máximos	7.96 Cota: -6.00 m	15.38 Cota: -6.00 m	31.02 Cota: -6.00 m	3.72 Cota: -6.00 m	1.45 Cota: -6.00 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
-0.59	0.40	0.06	0.01	0.24	0.10
-1.19	0.90	0.42	0.15	0.61	0.25

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)
-1.79	1.48	1.09	0.61	0.98	0.40
-2.39	2.14	2.07	1.57	1.35	0.55
-2.99	2.88	3.36	3.23	1.72	0.70
-3.59	3.71	4.97	5.77	2.09	0.85
-4.19	4.63	6.89	9.38	2.46	1.00
-4.79	5.63	9.12	14.24	2.83	1.15
-5.39	6.71	11.66	20.56	3.20	1.30
-5.99	7.88	14.52	28.51	3.57	1.45
Máximos	Cota: -6.00 m	Cota: -6.00 m	Cota: -6.00 m	Cota: -6.00 m	Cota: -6.00 m
Mínimos	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	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		Tardez	
	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=3.8 m	Ø12.5c/10

SAPATA		
Armadura	Longitudinal	Transversal
Superior	Ø16c/25	Ø16c/10 Comprimento de ancoragem em prolongamento reto: 80 cm
Inferior	Ø16c/25	Ø16c/10
Comprimento de dobra no arranque: 30 cm		

- VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Muro: LONTRAS MURO DD_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL DD)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 114.17 t/m Calculado: 21.53 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: 8.7 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 8.7 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i>	Máximo: 30 cm	
- Tardoz:	Calculado: 10 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 10 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0016	
- Tardoz (-6.00 m):	Calculado: 0.00178	Passa
- Intradorso (-6.00 m):	Calculado: 0.00178	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: 0.00178	
- Tardoz:	Mínimo: 0.00047	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 7e-005	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Tardoz (-6.00 m):	Calculado: 0.00238	Passa
- Tardoz (-2.20 m):	Calculado: 0.002	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 0.00197	
- Tardoz (-6.00 m):	Calculado: 0.00238	Passa
- Tardoz (-2.20 m):	Calculado: 0.002	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
- Intradorso (-6.00 m):	Calculado: 0.00038	Passa
- Intradorso (-2.20 m):	Calculado: 0.00064	Passa

Referência: Muro: LONTRAS MURO DD_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL DD)		
Verificação	Valores	Estado
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>		
- Intradorso (-6.00 m):	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00038	Passa
- Intradorso (-2.20 m):	Mínimo: 0 Calculado: 0.00064	Passa
Quantidade máxima geométrica de armadura vertical total: <i>EC-2, art. 5.4.7.2</i>	Máximo: 0.04	
- (0.00 m):	Calculado: 0.0044	Passa
- (-2.20 m):	Calculado: 0.00465	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras verticais: <i>Artigo 18.3.2.2 da norma NBR 6118:2003</i>	Mínimo: 2 cm	
- 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: 30.71 t/m Calculado: 17.3 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.224 mm	Passa
Comprimento de trespassse: <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: -6.00 m		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -6.00 m		

Referência: Muro: LONTRAS MURO DD_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL DD)		
Verificação	Valores	Estado
- Seção crítica à flexão composta: Cota: -6.00 m, Md: 43.09 t·m/m, Nd: 7.58 t/m, Vd: 21.54 t/m, Tensão máxima do aço: 3.811 t/cm ² - Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -5.39 m - Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -6.00 m, M: 30.07 t·m/m, N: 7.93 t/m		
Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO DD_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL DD - OMBREIRA DIREITA)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i> - Coeficiente de segurança ao reviramento: - Coeficiente de segurança ao deslizamento:	Mínimo: 1.8 Calculado: 3.08 Mínimo: 1.5 Calculado: 1.5	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: - Tensão máxima:	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.84 kgf/cm ² Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 1.152 kgf/cm ²	Passa Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i> - Armadura superior tardo:z: - Armadura inferior tardo:z: - Armadura inferior intradorso:	Calculado: 20 cm ² /m Mínimo: 8.14 cm ² /m Mínimo: 0 cm ² /m Mínimo: 8.39 cm ² /m	Passa Passa Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i> - Tardo:z: - Intradorso:	Máximo: 36.16 t/m Calculado: 14.15 t/m Calculado: 15.28 t/m	Passa Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 9.4 (pag.27).</i> - Arranque tardo:z: - Arranque intradorso: - Armadura inferior tardo:z (Dobra): - Armadura inferior intradorso (Dobra): - Armadura superior tardo:z (Dobra):	Mínimo: 24 cm Calculado: 71 cm Mínimo: 10 cm Calculado: 71 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa Passa Passa Passa Passa

Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO DD_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL DD - OMBREIRA DIREITA)		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura superior intradorso:	Mínimo: 21 cm Calculado: 80 cm	Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i>	Mínimo: 3.5 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: Ø16	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø16	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø16	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 10 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 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: 10 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 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: 0.0025	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.0025	Passa
Quantidade mecânica mínima: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 17.3.5.2 (pag.90).</i>	Mínimo: 0.00172	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.0025	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.0025	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do tardo: 26.00 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 26.79 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

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

Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: Combinações sem sismo: - Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.25 m ; 14.85 m) - Raio: 20.37 m: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 12.312	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, 241.634 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.

- QUANTITATIVOS

Referência: Muro (ombreira direita)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	382x6.11			2334.02
	Peso (kg)	382x3.84			1465.76
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		61x114.22		6967.42
	Peso (kg)		61x112.08		6836.78
Armadura base transversal	Comprimento (m)		763x6.11		4661.93
	Peso (kg)		763x6.00		4574.52
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		61x114.22		6967.42
	Peso (kg)		61x112.08		6836.78
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)			2x114.22	228.44
	Peso (kg)			2x179.33	358.65
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			1143x4.81	5497.83
	Peso (kg)			1143x7.55	8631.59
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			21x114.22	2398.62
	Peso (kg)			21x179.33	3765.83
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			1143x2.98	3406.14
	Peso (kg)			1143x4.68	5347.64
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)			10x114.22	1142.20
	Peso (kg)			10x179.33	1793.25
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	382x1.36			519.52
	Peso (kg)	382x0.85			326.26
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		763x1.81		1381.03
	Peso (kg)		763x1.78		1355.14
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		762x4.81		3665.22
	Peso (kg)		762x4.72		3596.50
Totais	Comprimento (m)	2853.54	23643.02	12673.23	
	Peso (kg)	1792.02	23199.72	19896.96	44888.70
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	3138.89	26007.32	13940.55	
	Peso (kg)	1971.22	25519.69	21886.66	49377.57

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m ³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	1971.22	25519.69	21886.66	49377.57	778.79	56.61
Totais	1971.22	25519.69	21886.66	49377.57	778.79	56.61

Referência: Muro (ombreira esquerda)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	353x6.11			2156.83
	Peso (kg)	353x3.84			1354.49
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		61x105.56		6439.16
	Peso (kg)		61x103.58		6318.43
Armadura base transversal	Comprimento (m)		705x6.11		4307.55
	Peso (kg)		705x6.00		4226.78
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		61x105.56		6439.16
	Peso (kg)		61x103.58		6318.43
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)			2x105.56	211.12
	Peso (kg)			2x165.73	331.46
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			1057x4.81	5084.17
	Peso (kg)			1057x7.55	7982.15
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			21x105.56	2216.76
	Peso (kg)			21x165.73	3480.31
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			1057x2.98	3149.86
	Peso (kg)			1057x4.68	4945.28
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)			10x105.56	1055.60
	Peso (kg)			10x165.73	1657.29
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	353x1.36			480.08
	Peso (kg)	353x0.85			301.49
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		705x1.81		1276.05
	Peso (kg)		705x1.78		1252.12
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		704x4.81		3386.24
	Peso (kg)		704x4.72		3322.75
Totais	Comprimento (m)	2636.91	21848.16	11717.51	
	Peso (kg)	1655.98	21438.51	18396.49	41490.98
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	2900.60	24032.98	12889.26	
	Peso (kg)	1821.58	23582.36	20236.14	45640.08

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	1821.58	23582.36	20236.14	45640.08	719.82	52.32
Totais	1821.58	23582.36	20236.14	45640.08	719.82	52.32

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

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: 71.00 m

Comprimento do muro em planta: 28.91 m

Espaçamento entre juntas: 20.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -4.00 m

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

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

Alívio por drenagem: 75 %

Porcentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

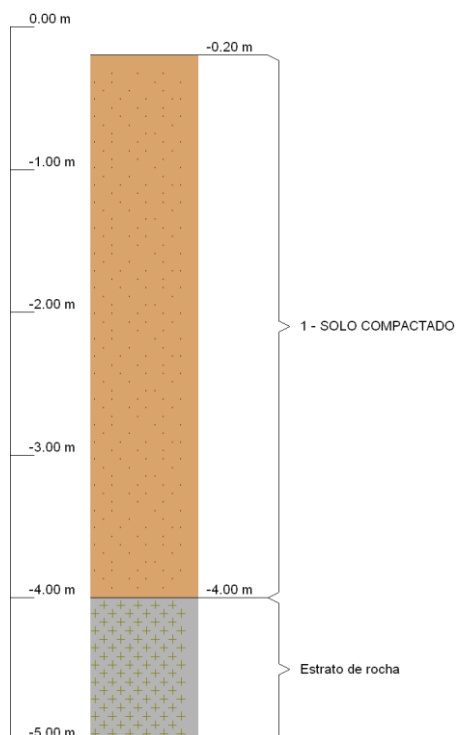
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

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 tardo: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

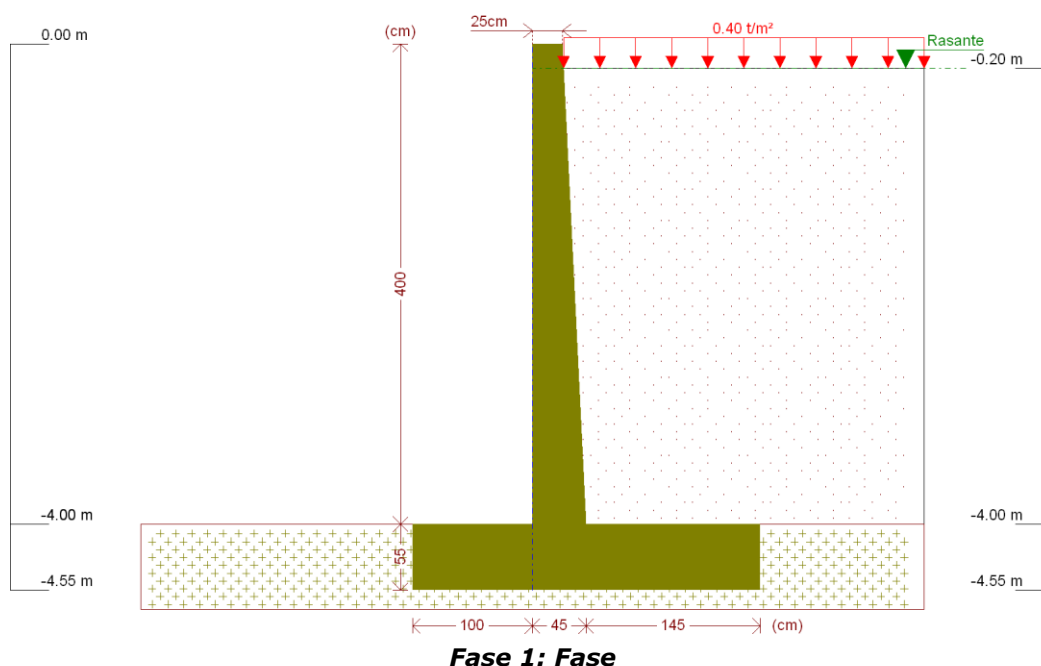
MURO

Altura: 4.00 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 45.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 55 cm
Balanços intradorso / tardo: 100.0 / 145.0 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
-0.39	0.25	0.04	0.00	0.25	0.05
-0.79	0.54	0.23	0.06	0.49	0.15
-1.19	0.85	0.55	0.21	0.73	0.25
-1.59	1.19	1.01	0.53	0.97	0.35
-1.99	1.55	1.60	1.05	1.21	0.45
-2.39	1.94	2.33	1.85	1.45	0.55
-2.79	2.35	3.20	2.96	1.69	0.65
-3.19	2.78	4.20	4.46	1.93	0.75
-3.59	3.24	5.34	6.38	2.17	0.85
-3.99	3.73	6.61	8.79	2.41	0.95
Máximos	3.74 Cota: -4.00 m	6.65 Cota: -4.00 m	8.86 Cota: -4.00 m	2.42 Cota: -4.00 m	0.95 Cota: -4.00 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
-0.39	0.25	0.01	0.00	0.11	0.05
-0.79	0.54	0.15	0.03	0.35	0.15

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)
-1.19	0.85	0.41	0.15	0.59	0.25
-1.59	1.18	0.82	0.39	0.83	0.35
-1.99	1.54	1.36	0.83	1.07	0.45
-2.39	1.92	2.03	1.52	1.31	0.55
-2.79	2.33	2.84	2.51	1.55	0.65
-3.19	2.76	3.79	3.85	1.79	0.75
-3.59	3.22	4.87	5.60	2.03	0.85
-3.99	3.70	6.09	7.81	2.27	0.95
Máximos	3.71 Cota: -4.00 m	6.13 Cota: -4.00 m	7.87 Cota: -4.00 m	2.28 Cota: -4.00 m	0.95 Cota: -4.00 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 Ø12.5				
Ancoragem intradorso / tardez: 16 / 15 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradorso		Tardez	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Emendas: 0.35 m	Ø16c/25	Ø16c/20 Emendas: 1.1 m	Ø16c/25

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: LONTRAS 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: 9.3 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: 0.0016	
- Tardoz (-4.00 m):	Calculado: 0.00177	Passa
- Intradorso (-4.00 m):	Calculado: 0.00177	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: 0.00177	
- Tardoz:	Mínimo: 0.00044	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 0.00011	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: - Tardoz (-4.00 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00222	Passa
Quantía mínima mecânica vertical face tracionada: - Tardoz (-4.00 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 (-4.00 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00059	Passa
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: - Intradorso (-4.00 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00059	Passa

Referência: Muro: LONTRAS MURO EE_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL EE)		
Verificação	Valores	Estado
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	
- 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: 19.27 t/m Calculado: 7.54 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.183 mm	Passa
Comprimento de trespassse: <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: -4.00 m		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -4.00 m		
- Seção crítica à flexão composta: Cota: -4.00 m, Md: 12.33 t·m/m, Nd: 3.49 t/m, Vd: 9.31 t/m, Tensão máxima do aço: 3.055 t/cm ²		
- Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -3.61 m		
- Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -4.00 m, M: 8.47 t·m/m, N: 3.73 t/m		

Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO EE_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL EE - OMBREIRA DIREITA)		
Verificação	Valores	Estado

Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO EE_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL EE - OMBREIRA DIREITA)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i> - Coeficiente de segurança ao reviramento: - Coeficiente de segurança ao deslizamento:	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.58 Mínimo: 1.5 Calculado: 1.5	Passa 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: - Tensão máxima:	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.618 kgf/cm ² Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 1.053 kgf/cm ²	Passa Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i> - Armadura superior tardez: - Armadura inferior tardez: - Armadura inferior intradorso:	Calculado: 10 cm ² /m Mínimo: 4.08 cm ² /m Mínimo: 0 cm ² /m Mínimo: 3.05 cm ² /m	Passa Passa Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i> - Tardoz: - Intradorso:	Máximo: 25.98 t/m Calculado: 7.21 t/m Calculado: 5.88 t/m	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: 25 cm Calculado: 47 cm Mínimo: 10 cm Calculado: 47 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 21 cm Calculado: 55 cm	Passa Passa Passa Passa Passa Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i> - Inferior: - Lateral:	Mínimo: 3.5 cm Calculado: 5 cm Calculado: 7 cm	Passa Passa

Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO EE_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL EE - OMBREIRA DIREITA)		
Verificação	Valores	Estado
- 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: 8.61 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 6.46 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): LONTRAS MURO EE_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL EE)		
Verificação	Valores	Estado

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): LONTRAS MURO EE_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL EE)		
Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: Combinações sem sismo: - Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.16 m ; 9.73 m) - Raio: 13.40 m: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 16.99	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, 157.811 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.		

- QUANTITATIVOS

Referência: Muro (ombreira direita)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	238x4.11			978.18
	Peso (kg)	238x2.58			614.30
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			17x70.86	1204.62
	Peso (kg)			17x111.25	1891.25
Armadura base transversal	Comprimento (m)			356x4.10	1459.60
	Peso (kg)			356x6.44	2291.57
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			17x70.86	1204.62
	Peso (kg)			17x111.25	1891.25
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		2x70.86		141.72
	Peso (kg)		2x69.53		139.06
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			356x2.76	982.56
	Peso (kg)			356x4.33	1542.62
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		15x70.86		1062.90
	Peso (kg)		15x69.53		1042.97
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			356x1.93	687.08
	Peso (kg)			356x3.03	1078.72
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		8x70.86		566.88
	Peso (kg)		8x69.53		556.25
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	238x1.12			266.56
	Peso (kg)	238x0.70			167.40
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			356x1.86	662.16
	Peso (kg)			356x2.92	1039.59
Totais	Comprimento (m)	1244.74	1771.50	6200.64	
	Peso (kg)	781.70	1738.28	9735.00	12254.98
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	1369.21	1948.65	6820.70	
	Peso (kg)	859.87	1912.11	10708.50	13480.48

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	859.87	1912.11	10708.50	13480.48	212.65	20.59
Totais	859.87	1912.11	10708.50	13480.48	212.65	20.59

Referência: Muro (ombreira esquerda)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	97x4.11			398.67
	Peso (kg)	97x2.58			250.36
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			17x28.77	489.09
	Peso (kg)			17x45.17	767.87
Armadura base transversal	Comprimento (m)			145x4.10	594.50
	Peso (kg)			145x6.44	933.37
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			17x28.77	489.09
	Peso (kg)			17x45.17	767.87
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		2x28.77		57.54
	Peso (kg)		2x28.23		56.46
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			145x2.76	400.20
	Peso (kg)			145x4.33	628.31
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		15x28.77		431.55
	Peso (kg)		15x28.23		423.46
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			145x1.93	279.85
	Peso (kg)			145x3.03	439.36
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		8x28.77		230.16
	Peso (kg)		8x28.23		225.84
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	97x1.12			108.64
	Peso (kg)	97x0.70			68.23
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			145x1.86	269.70
	Peso (kg)			145x2.92	423.43
Totais	Comprimento (m)	507.31	719.25	2522.43	
	Peso (kg)	318.59	705.76	3960.21	4984.56
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	558.04	791.18	2774.67	
	Peso (kg)	350.45	776.34	4356.23	5483.02

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m ³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	350.45	776.34	4356.23	5483.02	86.59	8.38
Totais	350.45	776.34	4356.23	5483.02	86.59	8.38

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

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 direita): 178.26 m

Comprimento do muro em planta (ombreira esquerda): 178.26 m

Espaçamento entre juntas: 20.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -4.00 m

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

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

Alívio por drenagem: 75 %

Porcentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

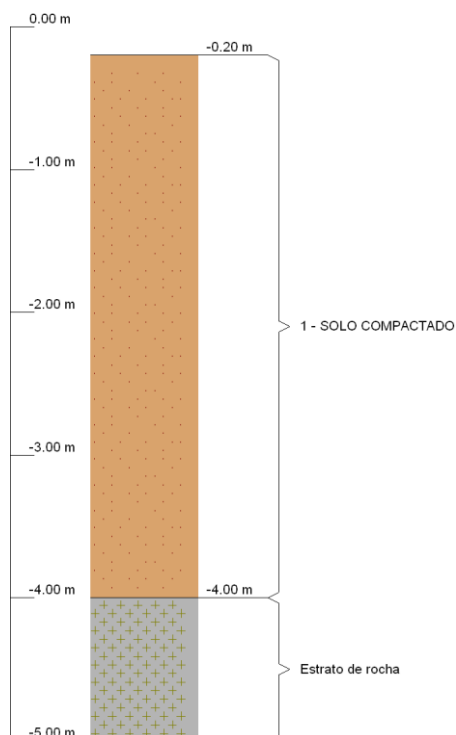
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

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 tardo: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

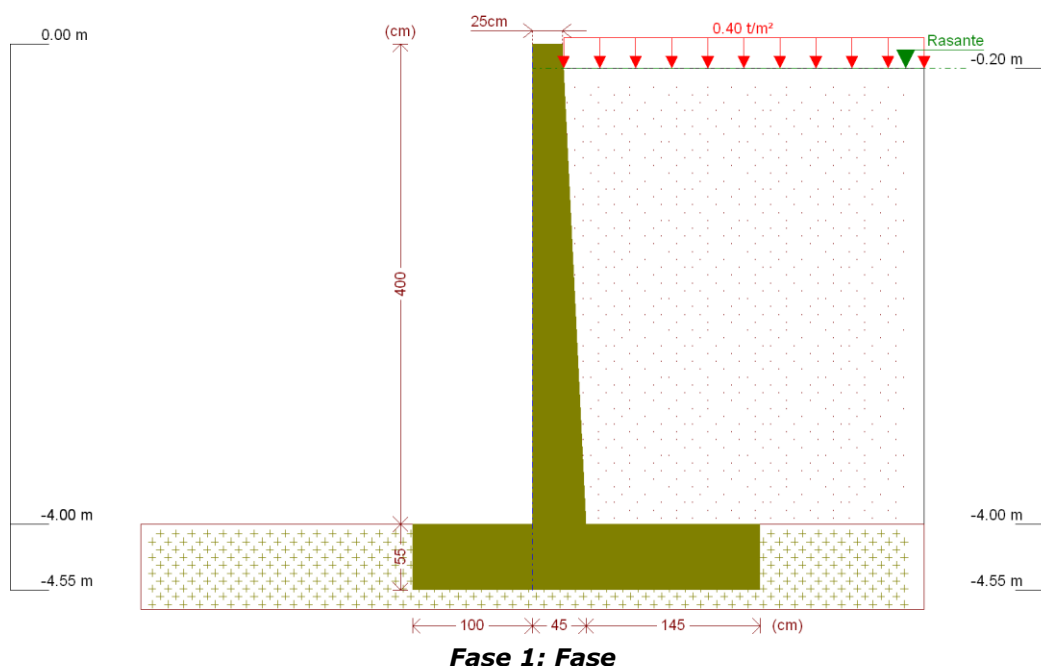
MURO

Altura: 4.00 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 45.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 55 cm
Balanços intradorso / tardo: 100.0 / 145.0 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
-0.39	0.25	0.04	0.00	0.25	0.05
-0.79	0.54	0.23	0.06	0.49	0.15
-1.19	0.85	0.55	0.21	0.73	0.25
-1.59	1.19	1.01	0.53	0.97	0.35
-1.99	1.55	1.60	1.05	1.21	0.45
-2.39	1.94	2.33	1.85	1.45	0.55
-2.79	2.35	3.20	2.96	1.69	0.65
-3.19	2.78	4.20	4.46	1.93	0.75
-3.59	3.24	5.34	6.38	2.17	0.85
-3.99	3.73	6.61	8.79	2.41	0.95
Máximos	3.74 Cota: -4.00 m	6.65 Cota: -4.00 m	8.86 Cota: -4.00 m	2.42 Cota: -4.00 m	0.95 Cota: -4.00 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
-0.39	0.25	0.01	0.00	0.11	0.05
-0.79	0.54	0.15	0.03	0.35	0.15

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)
-1.19	0.85	0.41	0.15	0.59	0.25
-1.59	1.18	0.82	0.39	0.83	0.35
-1.99	1.54	1.36	0.83	1.07	0.45
-2.39	1.92	2.03	1.52	1.31	0.55
-2.79	2.33	2.84	2.51	1.55	0.65
-3.19	2.76	3.79	3.85	1.79	0.75
-3.59	3.22	4.87	5.60	2.03	0.85
-3.99	3.70	6.09	7.81	2.27	0.95
Máximos	3.71 Cota: -4.00 m	6.13 Cota: -4.00 m	7.87 Cota: -4.00 m	2.28 Cota: -4.00 m	0.95 Cota: -4.00 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 Ø12.5				
Ancoragem intradorso / tardez: 16 / 15 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradorso		Tardez	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Emendas: 0.35 m	Ø16c/25	Ø16c/20 Emendas: 1.1 m	Ø16c/25

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: LONTRAS MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 67.97 t/m Calculado: 9.3 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: 0.0016	
- Tardoz (-4.00 m):	Calculado: 0.00177	Passa
- Intradorso (-4.00 m):	Calculado: 0.00177	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: 0.00177	
- Tardoz:	Mínimo: 0.00044	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 0.00011	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: - Tardoz (-4.00 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00222	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: - Tardoz (-4.00 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 (-4.00 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00059	Passa
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: - Intradorso (-4.00 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00059	Passa

Referência: Muro: LONTRAS MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF)		
Verificação	Valores	Estado
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	
- 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: 19.27 t/m Calculado: 7.54 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.183 mm	Passa
Comprimento de trespassse: <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: -4.00 m		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -4.00 m		
- Seção crítica à flexão composta: Cota: -4.00 m, Md: 12.33 t·m/m, Nd: 3.49 t/m, Vd: 9.31 t/m, Tensão máxima do aço: 3.055 t/cm ²		
- Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -3.61 m		
- Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -4.00 m, M: 8.47 t·m/m, N: 3.73 t/m		

Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF - OMBREIRA DIREITA)		
Verificação	Valores	Estado

Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF - OMBREIRA DIREITA)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação de estabilidade: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i> - Coeficiente de segurança ao reviramento: - Coeficiente de segurança ao deslizamento:	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.58 Mínimo: 1.5 Calculado: 1.5	Passa 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: - Tensão máxima:	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.618 kgf/cm ² Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 1.053 kgf/cm ²	Passa Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i> - Armadura superior tardez: - Armadura inferior tardez: - Armadura inferior intradorso:	Calculado: 10 cm ² /m Mínimo: 4.08 cm ² /m Mínimo: 0 cm ² /m Mínimo: 3.05 cm ² /m	Passa Passa Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i> - Tardoz: - Intradorso:	Máximo: 25.98 t/m Calculado: 7.21 t/m Calculado: 5.88 t/m	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: 25 cm Calculado: 47 cm Mínimo: 10 cm Calculado: 47 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 21 cm Calculado: 55 cm	Passa Passa Passa Passa Passa Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i> - Inferior: - Lateral:	Mínimo: 3.5 cm Calculado: 5 cm Calculado: 7 cm	Passa Passa

Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF - OMBREIRA DIREITA)		
Verificação	Valores	Estado
- 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: 8.61 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 6.46 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): LONTRAS MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF)		
Verificação	Valores	Estado

Referência: Verificações de estabilidade (Círculo de deslizamento desfavorável): LONTRAS MURO FF_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL FF)		
Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: Combinações sem sismo: - Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.16 m ; 9.73 m) - Raio: 13.40 m: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 16.99	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, 157.811 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.		

- QUANTITATIVOS

Referência: Muro (ombreira direita)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	595x4.11			2445.45
	Peso (kg)	595x2.58			1535.74
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			17x178.12	3028.04
	Peso (kg)			17x279.65	4754.02
Armadura base transversal	Comprimento (m)			892x4.10	3657.20
	Peso (kg)			892x6.44	5741.80
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			17x178.12	3028.04
	Peso (kg)			17x279.65	4754.02
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		2x178.12		356.24
	Peso (kg)		2x174.78		349.56
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			892x2.76	2461.92
	Peso (kg)			892x4.33	3865.21
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		15x178.12		2671.80
	Peso (kg)		15x174.78		2621.70
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			892x1.93	1721.56
	Peso (kg)			892x3.03	2702.85
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		8x178.12		1424.96
	Peso (kg)		8x174.78		1398.24
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	595x1.12			666.40
	Peso (kg)	595x0.70			418.50
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			892x1.86	1659.12
	Peso (kg)			892x2.92	2604.82
Totais	Comprimento (m)	3111.85	4453.00	15555.88	
	Peso (kg)	1954.24	4369.50	24422.72	30746.46
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	3423.04	4898.30	17111.47	
	Peso (kg)	2149.66	4806.45	26865.00	33821.11

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	2149.66	4806.45	26865.00	33821.11	533.89	51.70
Totais	2149.66	4806.45	26865.00	33821.11	533.89	51.70

Referência: Muro (ombreira esquerda)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	595x4.11			2445.45
	Peso (kg)	595x2.58			1535.74
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			17x178.12	3028.04
	Peso (kg)			17x279.65	4754.02
Armadura base transversal	Comprimento (m)			892x4.10	3657.20
	Peso (kg)			892x6.44	5741.80
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			17x178.12	3028.04
	Peso (kg)			17x279.65	4754.02
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		2x178.12		356.24
	Peso (kg)		2x174.78		349.56
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			892x2.76	2461.92
	Peso (kg)			892x4.33	3865.21
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		15x178.12		2671.80
	Peso (kg)		15x174.78		2621.70
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			892x1.93	1721.56
	Peso (kg)			892x3.03	2702.85
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		8x178.12		1424.96
	Peso (kg)		8x174.78		1398.24
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	595x1.12			666.40
	Peso (kg)	595x0.70			418.50
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			892x1.86	1659.12
	Peso (kg)			892x2.92	2604.82
Totais	Comprimento (m)	3111.85	4453.00	15555.88	
	Peso (kg)	1954.24	4369.50	24422.72	30746.46
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	3423.04	4898.30	17111.47	
	Peso (kg)	2149.66	4806.45	26865.00	33821.11

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m ³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	2149.66	4806.45	26865.00	33821.11	533.89	51.70
Totais	2149.66	4806.45	26865.00	33821.11	533.89	51.70

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

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 direita): 128.30 m

Comprimento do muro em planta (ombreira esquerda): 128.30 m

Espaçamento entre juntas: 20.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -8.00 m

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

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

Alívio por drenagem: 75 %

Porcentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

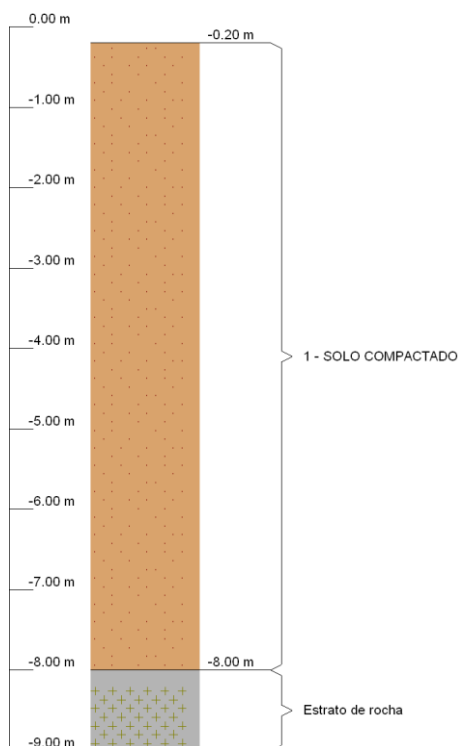
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

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 tardo: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

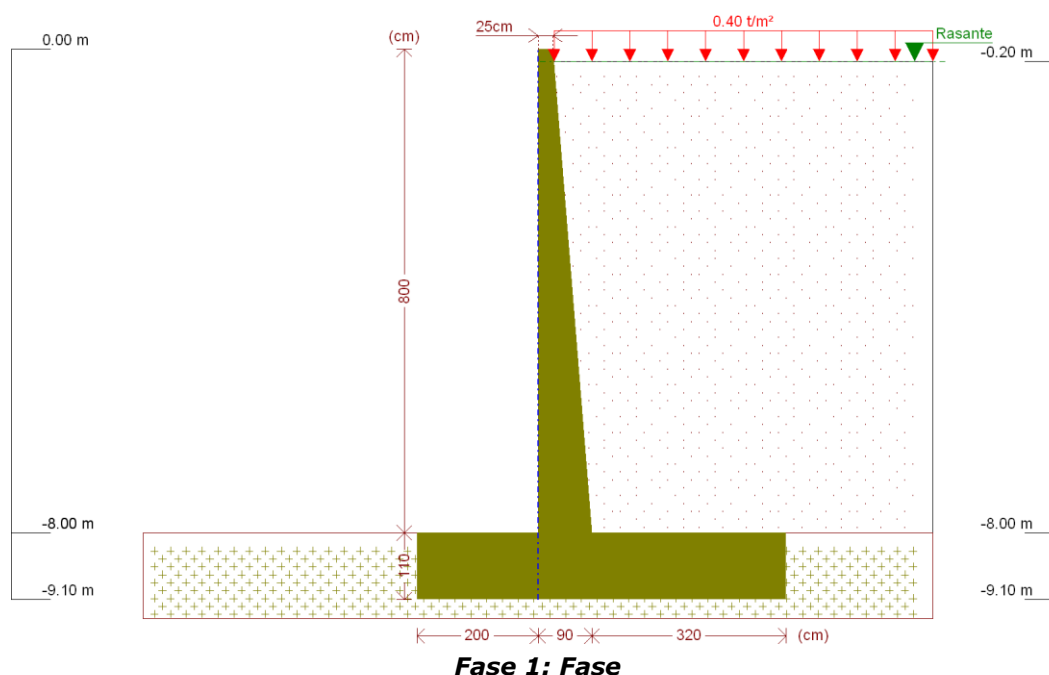
MURO

Altura: 8.00 m
Espessura sup.: 25.0 cm
Espessura inf.: 90.0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 110 cm
Balanços intradorso / tardo: 200.0 / 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
-0.79	0.57	0.23	0.06	0.51	0.15
-1.59	1.31	1.03	0.55	1.00	0.35
-2.39	2.22	2.39	1.92	1.50	0.55
-3.19	3.28	4.31	4.63	2.00	0.75
-3.99	4.51	6.78	9.12	2.50	0.95
-4.79	5.90	9.81	15.83	2.99	1.15
-5.59	7.46	13.40	25.23	3.49	1.35
-6.39	9.17	17.55	37.76	3.99	1.55
-7.19	11.05	22.26	53.86	4.48	1.75
-7.99	13.09	27.52	73.99	4.98	1.95
Máximos	13.12 Cota: -8.00 m	27.59 Cota: -8.00 m	74.27 Cota: -8.00 m	4.99 Cota: -8.00 m	1.95 Cota: -8.00 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
-0.79	0.56	0.15	0.04	0.36	0.15
-1.59	1.30	0.84	0.42	0.86	0.35

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)
-2.39	2.19	2.08	1.59	1.36	0.55
-3.19	3.25	3.88	4.00	1.86	0.75
-3.99	4.47	6.24	8.10	2.35	0.95
-4.79	5.85	9.16	14.34	2.85	1.15
-5.59	7.39	12.64	23.17	3.35	1.35
-6.39	9.10	16.67	35.04	3.85	1.55
-7.19	10.97	21.27	50.40	4.34	1.75
-7.99	13.00	26.42	69.70	4.84	1.95
Máximos	13.03 Cota: -8.00 m	26.48 Cota: -8.00 m	69.96 Cota: -8.00 m	4.85 Cota: -8.00 m	1.95 Cota: -8.00 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		Tardez	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Emendas: 0.35 m	Ø16c/10	Ø16c/15 Emendas: 1 m Reforço 1: Ø16 h=2.9 m	Ø16c/10

SAPATA		
Armadura	Longitudinal	Transversal
Superior	Ø12.5c/10	Ø16c/10 Comprimento de ancoragem em prolongamento reto: 100 cm
Inferior	Ø12.5c/10	Ø16c/10
Comprimento de dobra no arranque: 30 cm		

- VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Muro: LONTRAS 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: 38.62 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: 8.4 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 8.4 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i>	Máximo: 30 cm	
- Tardoz:	Calculado: 10 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 10 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0016	
- Tardoz (-8.00 m):	Calculado: 0.00222	Passa
- Intradorso (-8.00 m):	Calculado: 0.00222	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: 0.00222	
- Tardoz:	Mínimo: 0.00059	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 5e-005	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Tardoz (-8.00 m):	Calculado: 0.00296	Passa
- Tardoz (-5.10 m):	Calculado: 0.002	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 0.00197	
- Tardoz (-8.00 m):	Calculado: 0.00296	Passa
- Tardoz (-5.10 m):	Calculado: 0.002	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
- Intradorso (-8.00 m):	Calculado: 0.00029	Passa
- Intradorso (-5.10 m):	Calculado: 0.0004	Passa

Referência: Muro: LONTRAS MURO GG_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL GG)		
Verificação	Valores	Estado
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>		
- Intradorso (-8.00 m):	Mínimo: 2e-005 Calculado: 0.00029	Passa
- Intradorso (-5.10 m):	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.0004	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: 0.00441	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: 40.74 t/m Calculado: 31.24 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.277 mm	Passa
Comprimento de trespasse: <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
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: -8.00 m		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -8.00 m		

Referência: Muro: LONTRAS MURO GG_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL GG)		
Verificação	Valores	Estado
- Seção crítica à flexão composta: Cota: -8.00 m, Md: 103.22 t·m/m, Nd: 12.62 t/m, Vd: 38.63 t/m, Tensão máxima do aço: 4.432 t/cm ² - Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -7.20 m - Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -8.00 m, M: 72.55 t·m/m, N: 13.08 t/m		
Referência: Sapata corrida: LONTRAS 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: - Coeficiente de segurança ao deslizamento:	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.71 Mínimo: 1.5 Calculado: 1.51	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: - Tensão máxima:	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 1.227 kgf/cm ² Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 2.008 kgf/cm ²	Passa Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i> - Armadura superior tardo:z - Armadura inferior tardo:z - Armadura inferior intradorso:	Calculado: 20 cm ² /m Mínimo: 17.16 cm ² /m Mínimo: 0 cm ² /m Mínimo: 10.98 cm ² /m	Passa Passa Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i> - Tardo:z - Intradorso:	Máximo: 49.45 t/m Calculado: 29.95 t/m Calculado: 21.44 t/m	Passa Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 9.4 (pag.27).</i> - Arranque tardo:z - Arranque intradorso: - Armadura inferior tardo:z (Dobra): - Armadura inferior intradorso (Dobra): - Armadura superior tardo:z (Dobra):	Mínimo: 37 cm Calculado: 102 cm Mínimo: 10 cm Calculado: 102 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa Passa Passa Passa Passa

Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO GG_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL GG)		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura superior intradorso:	Mínimo: 45 cm Calculado: 100 cm	Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i>	Mínimo: 3.5 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: 10 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 cm	Passa
- 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>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 10 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 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>	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 tardo: 76.78 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 49.50 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

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

Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: Combinações sem sismo: - Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.34 m ; 17.47 m) - Raio: 24.99 m: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 9.323	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, 313.177 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.

- QUANTITATIVOS

Referência: Muro (ombreira direita)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	429x8.11			3479.19
	Peso (kg)	429x5.09			2184.93
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			81x128.16	10380.96
	Peso (kg)			81x201.21	16298.11
Armadura base transversal	Comprimento (m)			856x8.12	6950.72
	Peso (kg)			856x12.75	10912.63
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			81x128.16	10380.96
	Peso (kg)			81x201.21	16298.11
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)			2x128.16	256.32
	Peso (kg)			2x201.21	402.42
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			1283x5.96	7646.68
	Peso (kg)			1283x9.36	12005.29
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		61x128.16		7817.76
	Peso (kg)		61x125.76		7671.18
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			1283x4.13	5298.79
	Peso (kg)			1283x6.48	8319.10
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		33x128.16		4229.28
	Peso (kg)		33x125.76		4149.98
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	429x1.67			716.43
	Peso (kg)	429x1.05			449.92
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			856x2.31	1977.36
	Peso (kg)			856x3.63	3104.46
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			855x4.21	3599.55
	Peso (kg)			855x6.61	5651.29
Totais	Comprimento (m)	4195.62	12047.04	46491.34	
	Peso (kg)	2634.85	11821.16	72991.41	87447.42
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	4615.18	13251.74	51140.47	
	Peso (kg)	2898.34	13003.27	80290.55	96192.16

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	2898.34	13003.27	80290.55	96192.16	1451.07	78.26
Totais	2898.34	13003.27	80290.55	96192.16	1451.07	78.26

Referência: Muro (ombreira esquerda)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	429x8.11			3479.19
	Peso (kg)	429x5.09			2184.93
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			81x128.16	10380.96
	Peso (kg)			81x201.21	16298.11
Armadura base transversal	Comprimento (m)			856x8.12	6950.72
	Peso (kg)			856x12.75	10912.63
Armadura longitudinal	Comprimento (m)			81x128.16	10380.96
	Peso (kg)			81x201.21	16298.11
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)			2x128.16	256.32
	Peso (kg)			2x201.21	402.42
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			1283x5.96	7646.68
	Peso (kg)			1283x9.36	12005.29
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)		61x128.16		7817.76
	Peso (kg)		61x125.76		7671.18
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			1283x4.13	5298.79
	Peso (kg)			1283x6.48	8319.10
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)		33x128.16		4229.28
	Peso (kg)		33x125.76		4149.98
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	429x1.67			716.43
	Peso (kg)	429x1.05			449.92
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			856x2.31	1977.36
	Peso (kg)			856x3.63	3104.46
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)			855x4.21	3599.55
	Peso (kg)			855x6.61	5651.29
Totais	Comprimento (m)	4195.62	12047.04	46491.34	
	Peso (kg)	2634.85	11821.16	72991.41	87447.42
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	4615.18	13251.74	51140.47	
	Peso (kg)	2898.34	13003.27	80290.55	96192.16

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m ³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	2898.34	13003.27	80290.55	96192.16	1451.07	78.26
Totais	2898.34	13003.27	80290.55	96192.16	1451.07	78.26

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

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): 40.00 m

Comprimento do muro em planta (ombreira direita): 40.00 m

Espaçamento entre juntas: 20.00 m

Tipo de fundação: Sapata corrida

- DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -6.00 m

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

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

Alívio por drenagem: 75 %

Porcentagem de empuxo passivo: 50 %

Cota empuxo passivo: 0.00 m

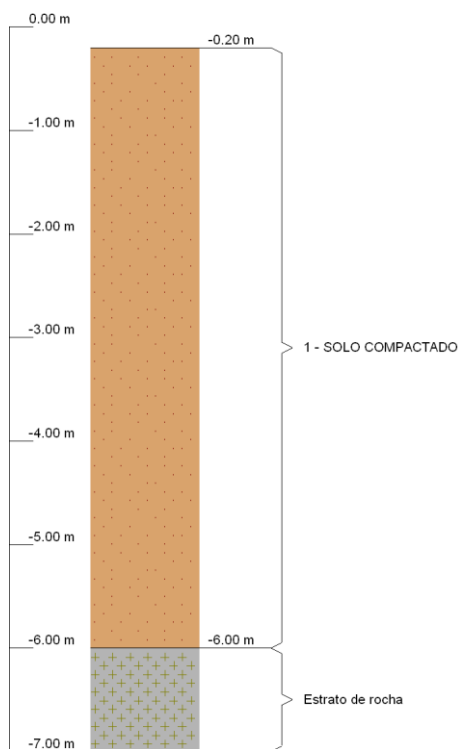
Tensão admissível: 2.00 kgf/cm²

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 tardo: 0.32 Passivo intradorso: 3.09

- SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



- GEOMETRIA

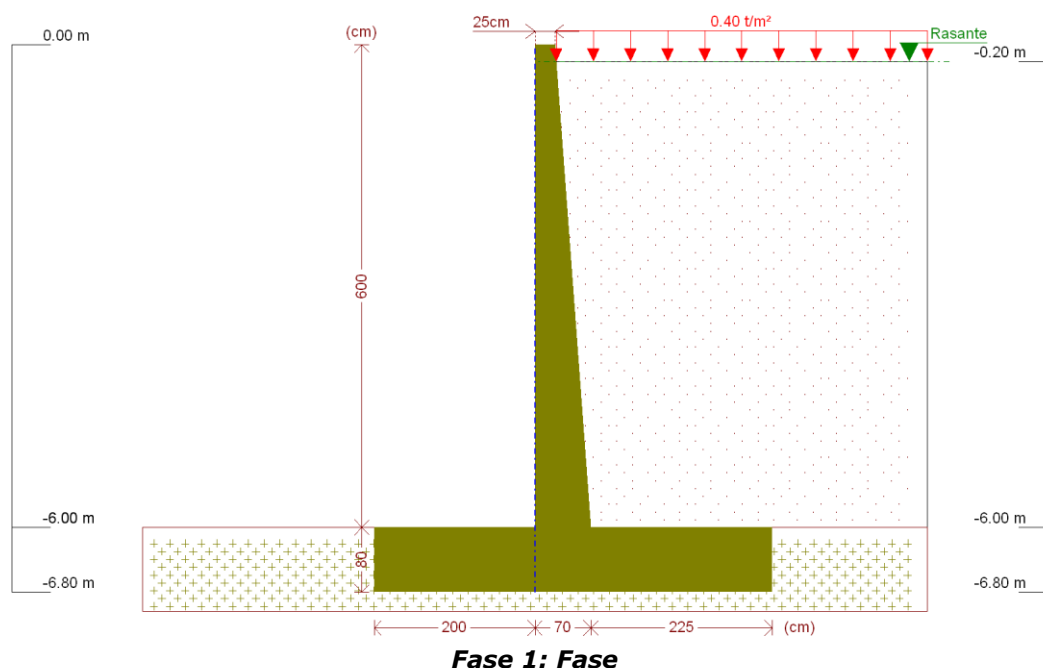
MURO

Altura: 6,00 m
Espessura sup.: 25,0 cm
Espessura inf.: 70,0 cm

SAPATA CORRIDA

Com balanço externo e interno
Altura: 80 cm
Balanços intradorso / tardo: 200,0 / 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
-0.59	0.41	0.12	0.02	0.38	0.10
-1.19	0.91	0.56	0.22	0.75	0.25
-1.79	1.49	1.31	0.79	1.12	0.40
-2.39	2.16	2.38	1.91	1.49	0.55
-2.99	2.91	3.76	3.78	1.86	0.70
-3.59	3.75	5.45	6.57	2.23	0.85
-4.19	4.67	7.45	10.49	2.60	1.00
-4.79	5.68	9.77	15.72	2.97	1.15
-5.39	6.76	12.39	22.45	3.34	1.30
-5.99	7.94	15.33	30.86	3.71	1.45
Máximos	7.96 Cota: -6.00 m	15.38 Cota: -6.00 m	31.02 Cota: -6.00 m	3.72 Cota: -6.00 m	1.45 Cota: -6.00 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
-0.59	0.40	0.06	0.01	0.24	0.10
-1.19	0.90	0.42	0.15	0.61	0.25

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)
-1.79	1.48	1.09	0.61	0.98	0.40
-2.39	2.14	2.07	1.57	1.35	0.55
-2.99	2.88	3.36	3.23	1.72	0.70
-3.59	3.71	4.97	5.77	2.09	0.85
-4.19	4.63	6.89	9.38	2.46	1.00
-4.79	5.63	9.12	14.24	2.83	1.15
-5.39	6.71	11.66	20.56	3.20	1.30
-5.99	7.88	14.52	28.51	3.57	1.45
Máximos	Cota: -6.00 m	Cota: -6.00 m	Cota: -6.00 m	Cota: -6.00 m	Cota: -6.00 m
Mínimos	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	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		Tardez	
	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=3.8 m	Ø12.5c/10

SAPATA		
Armadura	Longitudinal	Transversal
Superior	Ø16c/25	Ø16c/10 Comprimento de ancoragem em prolongamento reto: 80 cm
Inferior	Ø16c/25	Ø16c/10
Comprimento de dobra no arranque: 30 cm		

- VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Muro: LONTRAS MURO HH_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL HH)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro:	Máximo: 114.17 t/m Calculado: 21.53 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: 8.7 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 8.7 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2, artigo 5.4.7.3.2</i>	Máximo: 30 cm	
- Tardoz:	Calculado: 10 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 10 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0016	
- Tardoz (-6.00 m):	Calculado: 0.00178	Passa
- Intradorso (-6.00 m):	Calculado: 0.00178	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: 0.00178	
- Tardoz:	Mínimo: 0.00047	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 7e-005	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Tardoz (-6.00 m):	Calculado: 0.00238	Passa
- Tardoz (-2.20 m):	Calculado: 0.002	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 0.00197	
- Tardoz (-6.00 m):	Calculado: 0.00238	Passa
- Tardoz (-2.20 m):	Calculado: 0.002	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
- Intradorso (-6.00 m):	Calculado: 0.00038	Passa
- Intradorso (-2.20 m):	Calculado: 0.00064	Passa

Referência: Muro: LONTRAS MURO HH_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL HH)		
Verificação	Valores	Estado
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>		
- Intradorso (-6.00 m):	Mínimo: 1e-005 Calculado: 0.00038	Passa
- Intradorso (-2.20 m):	Mínimo: 0 Calculado: 0.00064	Passa
Quantidade máxima geométrica de armadura vertical total: <i>EC-2, art. 5.4.7.2</i>	Máximo: 0.04	
- (0.00 m):	Calculado: 0.0044	Passa
- (-2.20 m):	Calculado: 0.00465	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras verticais: <i>Artigo 18.3.2.2 da norma NBR 6118:2003</i>	Mínimo: 2 cm	
- 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: 30.71 t/m Calculado: 17.3 t/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Artigo 17.3.3 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.224 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: -6.00 m		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -6.00 m		

Referência: Muro: LONTRAS MURO HH_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL HH)		
Verificação	Valores	Estado
- Seção crítica à flexão composta: Cota: -6.00 m, Md: 43.09 t·m/m, Nd: 7.58 t/m, Vd: 21.54 t/m, Tensão máxima do aço: 3.811 t/cm ² - Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -5.39 m - Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -6.00 m, M: 30.07 t·m/m, N: 7.93 t/m		
Referência: Sapata corrida: LONTRAS 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: - Coeficiente de segurança ao deslizamento:	Mínimo: 1.8 Calculado: 3.08 Mínimo: 1.5 Calculado: 1.5	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: - Tensão máxima:	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.84 kgf/cm ² Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 1.152 kgf/cm ²	Passa Passa
Flexão na sapata: <i>Verificação baseada em critérios de resistências</i> - Armadura superior tardoz: - Armadura inferior tardoz: - Armadura inferior intradorso:	Calculado: 20 cm ² /m Mínimo: 8.14 cm ² /m Mínimo: 0 cm ² /m Mínimo: 8.39 cm ² /m	Passa Passa Passa
Esforço cortante: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 19.4 (pag.11).</i> - Tardoz: - Intradorso:	Máximo: 36.16 t/m Calculado: 14.15 t/m Calculado: 15.28 t/m	Passa Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 9.4 (pag.27).</i> - Arranque tardoz: - Arranque intradorso: - Armadura inferior tardoz (Dobra): - Armadura inferior intradorso (Dobra): - Armadura superior tardoz (Dobra):	Mínimo: 24 cm Calculado: 71 cm Mínimo: 10 cm Calculado: 71 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Passa Passa Passa Passa Passa

Referência: Sapata corrida: LONTRAS MURO HH_OD (DIMENSIONAMENTO DO MURO ALA - PERFIL HH)		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura superior intradorso:	Mínimo: 21 cm Calculado: 80 cm	Passa
Cobrimento: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 7.4 (pag.15).</i>	Mínimo: 3.5 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: Ø16	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø16	Passa
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø16	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros.</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 10 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 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: 10 cm	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 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: 0.0025	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.0025	Passa
Quantidade mecânica mínima: <i>Norma NBR 6118:2003. Artigo 17.3.5.2 (pag.90).</i>	Mínimo: 0.00172	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.0025	Passa
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.0025	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do tardo: 26.00 t·m/m		
- Momento fletor desfavorável na seção de referência do intradorso: 26.79 t·m/m		

- VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE (CÍRCULO DE DESLIZAMENTO DESFAVORÁVEL)

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

Verificação	Valores	Estado
Círculo de deslizamento desfavorável: Combinações sem sismo: - Fase: Coordenadas do centro do círculo (0.25 m ; 14.85 m) - Raio: 20.37 m: <i>Valor introduzido pelo usuário.</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 12.312	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, 241.634 t/m na interseção com tal círculo. Isto é necessário para garantir a validade do coeficiente de segurança calculado.		

- QUANTITATIVOS

Referência: Muro (ombreira direita)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	134x6.11			818.74
	Peso (kg)	134x3.84			514.17
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		61x39.86		2431.46
	Peso (kg)		61x39.11		2385.87
Armadura base transversal	Comprimento (m)		267x6.11		1631.37
	Peso (kg)		267x6.00		1600.78
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		61x39.86		2431.46
	Peso (kg)		61x39.11		2385.87
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)			2x39.86	79.72
	Peso (kg)			2x62.58	125.16
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			400x4.81	1924.00
	Peso (kg)			400x7.55	3020.68
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			21x39.86	837.06
	Peso (kg)			21x62.58	1314.18
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			400x2.98	1192.00
	Peso (kg)			400x4.68	1871.44
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)			10x39.86	398.60
	Peso (kg)			10x62.58	625.80
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	134x1.36			182.24
	Peso (kg)	134x0.85			114.45
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		267x1.81		483.27
	Peso (kg)		267x1.78		474.21
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		266x4.81		1279.46
	Peso (kg)		266x4.72		1255.47
Totais	Comprimento (m)	1000.98	8257.02	4431.38	
	Peso (kg)	628.62	8102.20	6957.26	15688.08
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	1101.08	9082.72	4874.52	
	Peso (kg)	691.48	8912.42	7652.99	17256.89

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50-A (kg)				Concreto (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C30, em geral	Limpeza
Referência: Muro	691.48	8912.42	7652.99	17256.89	272.40	19.80
Totais	691.48	8912.42	7652.99	17256.89	272.40	19.80

Referência: Muro (ombreira esquerda)		CA-50-A			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura base transversal	Comprimento (m)	134x6.11			818.74
	Peso (kg)	134x3.84			514.17
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		61x39.86		2431.46
	Peso (kg)		61x39.11		2385.87
Armadura base transversal	Comprimento (m)		267x6.11		1631.37
	Peso (kg)		267x6.00		1600.78
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		61x39.86		2431.46
	Peso (kg)		61x39.11		2385.87
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)			2x39.86	79.72
	Peso (kg)			2x62.58	125.16
Armadura inferior - Transversal	Comprimento (m)			400x4.81	1924.00
	Peso (kg)			400x7.55	3020.68
Armadura inferior - Longitudinal	Comprimento (m)			21x39.86	837.06
	Peso (kg)			21x62.58	1314.18
Armadura superior - Transversal	Comprimento (m)			400x2.98	1192.00
	Peso (kg)			400x4.68	1871.44
Armadura superior - Longitudinal	Comprimento (m)			10x39.86	398.60
	Peso (kg)			10x62.58	625.80
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)	134x1.36			182.24
	Peso (kg)	134x0.85			114.45
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		267x1.81		483.27
	Peso (kg)		267x1.78		474.21
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)		266x4.81		1279.46
	Peso (kg)		266x4.72		1255.47
Totais	Comprimento (m)	1000.98	8257.02	4431.38	
	Peso (kg)	628.62	8102.20	6957.26	15688.08
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m)	1101.08	9082.72	4874.52	
	Peso (kg)	691.48	8912.42	7652.99	17256.89

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	691.48	8912.42	7652.99	17256.89	272.40	19.80
Totais	691.48	8912.42	7652.99	17256.89	272.40	19.80

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.

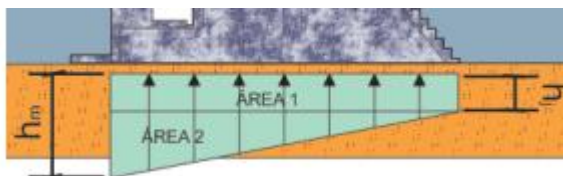


Figura 1.1 - Exemplo de uma barragem de concreto

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 medio de 1×10^{-6} m/s.

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

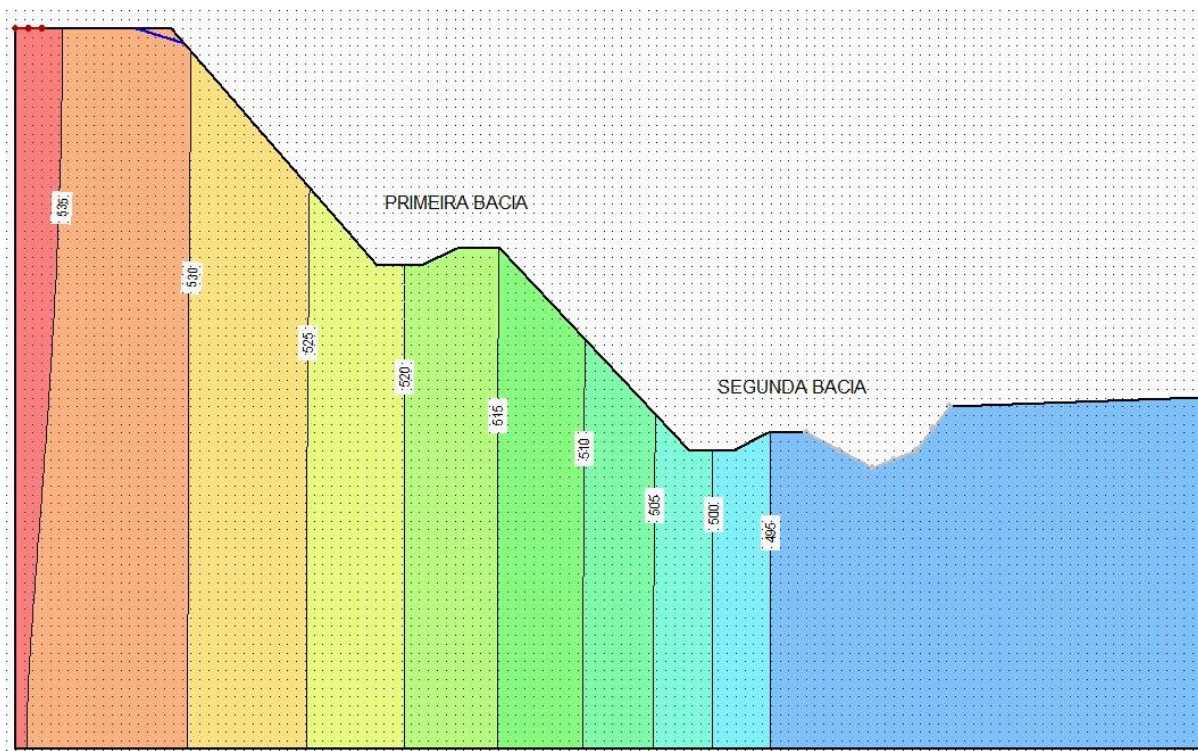


Figura 1.2 - distribuição das perdas de cargas sob a estrutura do sangradouro

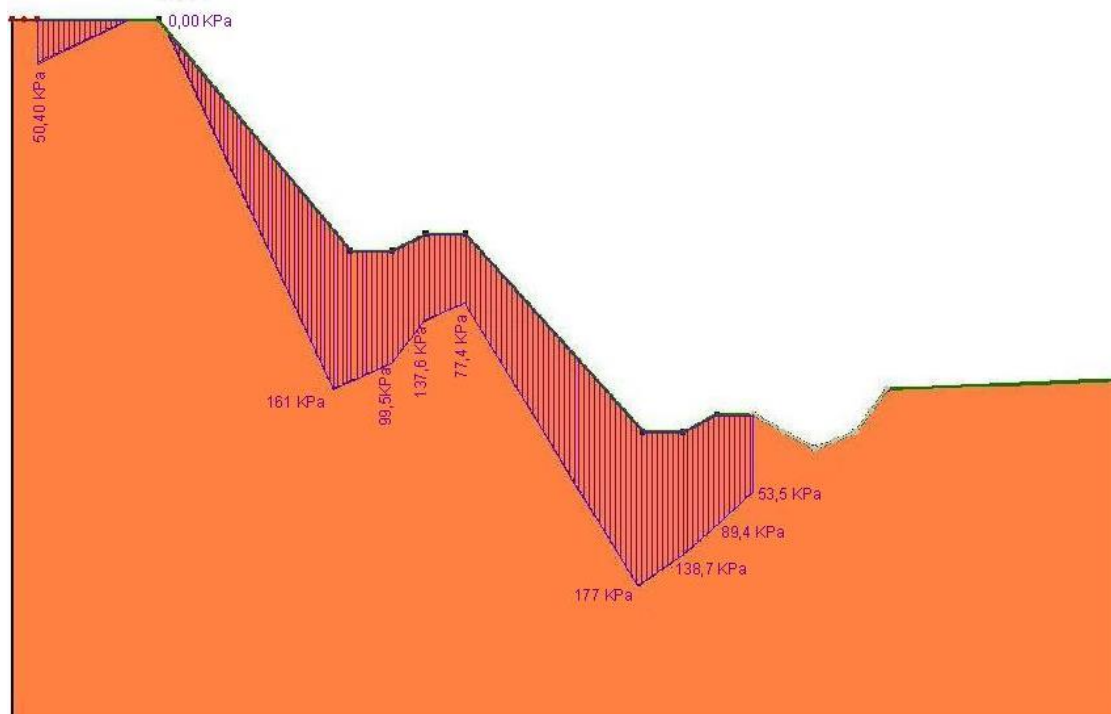


Figura 1.3 - Diagrama de supressões sob a estrutura do sangradouro da barragem Lontras

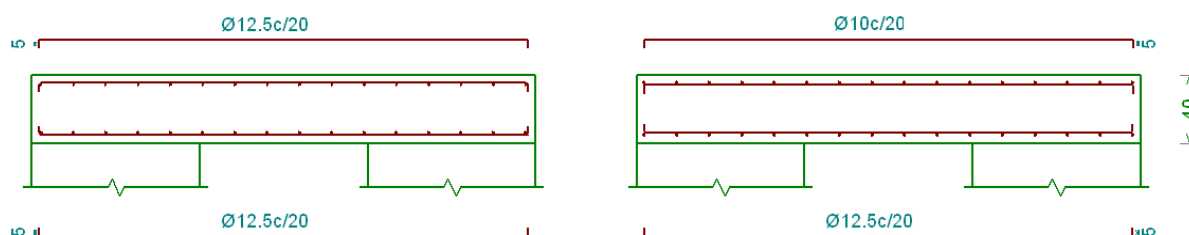
1.4.3 Memória de cálculo das lajes

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 dinâmicos 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 cálculo

Referência: L-1		
Verificação	Valores	Estado
Diâmetro máximo permitido para esta espessura: <i>Artigo 20.1 da norma NBR 6118:2003</i>	Máximo: 4 cm Calculado: 1.3 cm	Passa

Referência: L-1		
Verificação	Valores	Estado
<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>- Armadura superior direção Y:</p>	<p>Máximo: 33 cm</p> <p>Calculado: 20 cm</p> <p>Calculado: 20 cm</p> <p>Calculado: 20 cm</p> <p>Calculado: 20 cm</p>	Passa
<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: 18.7 cm</p> <p>Calculado: 18.7 cm</p> <p>Calculado: 18.7 cm</p> <p>Calculado: 19 cm</p>	Passa

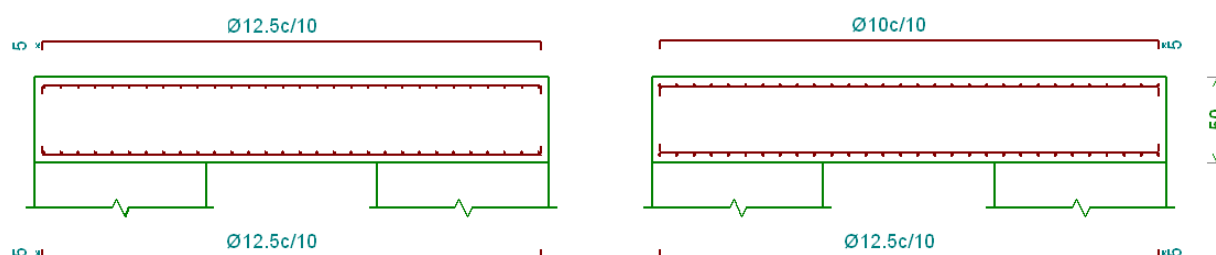
Referência: L-1		
Verificação	Valores	Estado
<p>Armadura máxima permitida, inclusive emendas:</p> <p><i>Artigo 19.3.3 da norma NBR 6118:2003</i></p> <p>- Armadura máxima inferior direção X. Região central:</p> <p>- Armadura máxima superior direção X. Região inicial:</p> <p>- Armadura máxima superior 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: 160 cm²</p> <p>Calculado: 12.3 cm²</p> <p>Calculado: 12.3 cm²</p> <p>Calculado: 12.3 cm²</p> <p>Calculado: 10.1 cm²</p> <p>Calculado: 10.1 cm²</p> <p>Calculado: 10.1 cm²</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: 3.1 cm²/m</p> <p>Calculado: 6.2 cm²/m</p>	<p>Passa</p>
<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>	<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>Mínimo: 0.4 cm²/m</p> <p>Calculado: 6.2 cm²/m</p>	<p>Passa</p>

Referência: L-1		
Verificação	Valores	Estado
- Verificação da armadura negativa direção X:	Mínimo: 0.3 cm ² /m Calculado: 6.2 cm ² /m	Passa
- 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 de quantidades por flexão com ações dinâmicas:		
<i>Artigo 17.2 da norma NBR 6118:2003</i>		
- Verificação da armadura positiva direção X:	Mínimo: 0.4 cm ² /m Calculado: 6.2 cm ² /m	Passa
- Verificação da armadura negativa direção X:	Mínimo: 0.3 cm ² /m Calculado: 6.2 cm ² /m	Passa
- 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>		
- Esforço Cortante na direção X:	Máximo: 23.0493 t/m Calculado: 2.49468 t/m	Passa

Referência: L-1		
Verificação	Valores	Estado
- 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
Diâmetro máximo permitido para esta espessura:	Máximo: 5 cm	
<i>Artigo 20.1 da norma NBR 6118:2003</i>	Calculado: 1.3 cm	Passa

Referência: L-2		
Verificação	Valores	Estado
<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
<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>	Passa

Referência: L-2		
Verificação	Valores	Estado
<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>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>Passa</p>
<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>Mínimo: 0.4 cm²/m</p> <p>Calculado: 12.3 cm²/m</p>	<p>Passa</p>

Referência: L-2		
Verificação	Valores	Estado
- Verificação da armadura negativa direção X:	Mínimo: 0.3 cm ² /m Calculado: 12.3 cm ² /m	Passa
- 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 de quantidades por flexão com ações dinâmicas:		
<i>Artigo 17.2 da norma NBR 6118:2003</i>		
- Verificação da armadura positiva direção X:	Mínimo: 0.3 cm ² /m Calculado: 12.3 cm ² /m	Passa
- Verificação da armadura negativa direção X:	Mínimo: 0.2 cm ² /m Calculado: 12.3 cm ² /m	Passa
- 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>		
- Esforço Cortante na direção X:	Máximo: 30.1743 t/m Calculado: 2.83992 t/m	Passa

Referência: L-2		
Verificação	Valores	Estado
- 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

1.5 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**.

FERRAGEM	COMPRIMENTO TOTAL	PESO (kg/m)	PESO (Kgf)
φ=12,5mm	2,158,512.00	0,98	2,115,341.76

1.6 CONCEPÇÕES E DIRETRIZES CONSTRUTIVAS

1.6.1 CLASSES DE CONCRETO

Para obras hidráulicas de grande porte, adota-se uma resistência a compressão f_{ck} 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 mudanças 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 = 78.59 tf
 Adicional = 78.01 tf
 Acidental = 5.97 tf
 Total = 162.56 tf
 Área aproximada = 29.84 m²
 Relação = 5447.03 kgf/m²

AVISO: Relação de carga por área não usual para edifícios

Deslocamento horizontal:

Direção X = 1.45 cm (limite 2.22)
 Direção Y = 1.52 cm (limite 2.22)

Coeficiente Gama-Z:

Direção X = 1.04 (limite 1.10)
 Direção Y = 1.04 (limite 1.10)

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	7.24	0.00	0.04	4.12	0.40
forro 1	3720	10.76	0.22	0.29	4.10	0.39
VIGAMENTO SUPERIOR	3540	55.33	0.75	0.75	4.05	0.39
PATAMAR 11	3090	24.02	0.87	0.88	3.76	0.33
PATAMAR 10	2840	12.22	0.72	0.73	3.61	0.29
PATAMAR 9	2590	12.22	0.71	0.72	3.44	0.25
PATAMAR 8	2340	12.22	0.70	0.71	3.23	0.21
PATAMAR 7	2090	12.22	0.68	0.70	3.00	0.18
PATAMAR 6	1840	12.22	0.67	0.68	2.73	0.14
PATAMAR 5	1590	12.22	0.66	0.67	2.43	0.11
PATAMAR 4	1340	12.22	0.64	0.65	2.10	0.08
PATAMAR 3	1090	12.22	0.62	0.63	1.74	0.05
PATAMAR 2	840	12.22	0.60	0.61	1.36	0.03
PATAMAR 1	590	6.14	0.57	0.57	0.98	0.01
PLATÔ INFERIOR	300	6.26	0.50	0.50	0.44	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	7.44	0.00	0.04	0.05	4.64
forro 1	3720	10.56	0.22	0.29	0.05	4.62
VIGAMENTO SUPERIOR	3540	55.33	0.75	0.75	0.04	4.57
PATAMAR 11	3090	24.02	0.87	0.88	0.01	4.23
PATAMAR 10	2840	12.22	0.72	0.73	0.00	4.04
PATAMAR 9	2590	12.22	0.71	0.72	0.00	3.82
PATAMAR 8	2340	12.22	0.70	0.71	0.00	3.57
PATAMAR 7	2090	12.22	0.68	0.70	-0.01	3.28
PATAMAR 6	1840	12.22	0.67	0.68	-0.01	2.97
PATAMAR 5	1590	12.22	0.66	0.67	-0.01	2.63
PATAMAR 4	1340	12.22	0.64	0.65	-0.01	2.25
PATAMAR 3	1090	12.22	0.62	0.63	-0.01	1.86

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 2	840	12.22	0.60	0.61	-0.01	1.44
PATAMAR 1	590	6.14	0.57	0.57	0.00	1.02
PLATÔ INFERIOR	300	6.26	0.50	0.50	0.00	0.46

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)	6.86	7.63
Gama-Z	1.04	1.04

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	11.35	0.51	1.04	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V2	298.12	309.52	11.32	0.51	1.04	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V3	298.12	309.52	0.02	12.09	1.00	1.04
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V4	298.12	309.52	0.02	12.49	1.00	1.04
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V1	178.87	185.71	6.86	0.53	1.04	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V2	178.87	185.71	6.86	0.53	1.04	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V3	178.87	185.71	0.03	7.63	1.00	1.04
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4	178.87	185.71	0.03	7.63	1.00	1.04
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V1	298.12	309.52	11.13	0.48	1.04	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V2	298.12	309.52	11.09	0.48	1.04	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V3	298.12	309.52	0.02	11.82	1.00	1.04
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V4	298.12	309.52	0.02	12.25	1.00	1.04
G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V1	298.12	309.52	8.73	0.28	1.03	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V2	298.12	309.52	8.68	0.28	1.03	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V3	298.12	309.52	0.01	8.89	1.00	1.03
G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V4	298.12	309.52	0.01	9.84	1.00	1.03
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V1	178.87	185.71	5.14	0.30	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V2	178.87	185.71	5.13	0.30	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V3	178.87	185.71	0.02	5.60	1.00	1.03
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V4	178.87	185.71	0.02	5.62	1.00	1.03
G1+G2+S+1.4V1	298.12	309.52	8.51	0.26	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4V2	298.12	309.52	8.48	0.26	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4V3	298.12	309.52	0.01	8.66	1.00	1.03
G1+G2+S+1.4V4	298.12	309.52	0.01	9.63	1.00	1.03

Deslocamentos Horizontais

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3780.00			
Deslocamento limite (cm)	2.22			
Deslocamento característico (cm)	4.85	-4.85	5.05	-5.05
$\psi 1$	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento freqüente (cm)	1.45	-1.45	1.52	-1.52

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento freqüente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
forro2	60.00	1.45	-1.45	1.52	-1.52	0.01	-0.01	0.00	0.00	0.07
forro 1	180.00	1.45	-1.45	1.51	-1.51	0.02	-0.02	0.02	-0.02	0.21
VIGAMENTO SUPERIOR	450.00	1.43	-1.43	1.49	-1.49	0.09	-0.09	0.10	-0.10	0.53
PATAMAR 11	250.00	1.34	-1.34	1.39	-1.39	0.05	-0.05	0.05	-0.05	0.29
PATAMAR 10	250.00	1.29	-1.29	1.34	-1.34	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 9	250.00	1.23	-1.23	1.27	-1.27	0.07	-0.07	0.08	-0.08	0.29
PATAMAR 8	250.00	1.16	-1.16	1.20	-1.20	0.08	-0.08	0.09	-0.09	0.29
PATAMAR 7	250.00	1.07	-1.07	1.11	-1.11	0.10	-0.10	0.10	-0.10	0.29
PATAMAR 6	250.00	0.98	-0.98	1.01	-1.01	0.11	-0.11	0.11	-0.11	0.29
PATAMAR 5	250.00	0.87	-0.87	0.90	-0.90	0.12	-0.12	0.12	-0.12	0.29
PATAMAR 4	250.00	0.75	-0.75	0.78	-0.78	0.13	-0.13	0.13	-0.13	0.29
PATAMAR 3	250.00	0.63	-0.63	0.65	-0.65	0.14	-0.14	0.14	-0.14	0.29
PATAMAR 2	250.00	0.49	-0.49	0.50	-0.50	0.14	-0.14	0.15	-0.15	0.29
PATAMAR 1	290.00	0.35	-0.35	0.36	-0.36	0.19	-0.19	0.20	-0.20	0.34
PLATÔ INFERIOR	300.00	0.16	-0.16	0.16	-0.16	0.16	-0.16	0.16	-0.16	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)	78.59	-15897.25	1427.18	0.00	0.00	-18.40
Adicional (G2)	78.01	-43316.79	-1257.45	0.00	0.00	-25.45
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	-4.25
Água (A)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento X+ (V1)	0.00	0.00	218229.30	0.00	10.60	-0.26
Vento X- (V2)	0.00	0.00	-218229.30	0.00	-10.60	0.26
Vento Y+ (V3)	0.00	226531.65	0.00	-10.89	0.00	-6.12
Vento Y- (V4)	0.00	-226531.65	0.00	10.89	0.00	6.12
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	156.59	-59214.04	169.73	0.00	0.00	-43.85
G1+G2+S+0.5Q+A	159.58	-61084.56	462.69	0.00	0.00	-45.98
G1+G2+S+0.5Q+A+0.6V1	159.58	-61084.56	131400.28	0.00	6.36	-46.13
G1+G2+S+0.5Q+A+0.6V2	159.58	-61084.56	-130474.89	0.00	-6.36	-45.82
G1+G2+S+0.5Q+A+0.6V3	159.58	74834.44	462.69	-6.53	0.00	-49.65
G1+G2+S+0.5Q+A+0.6V4	159.58	-197003.55	462.69	6.53	0.00	-42.31
G1+G2+S+0.5Q+A+V1	159.58	-61084.56	218691.99	0.00	10.60	-46.23
G1+G2+S+0.5Q+A+V2	159.58	-61084.56	-217766.61	0.00	-10.60	-45.72
G1+G2+S+0.5Q+A+V3	159.58	165447.09	462.69	-10.89	0.00	-52.10
G1+G2+S+0.5Q+A+V4	159.58	-287616.20	462.69	10.89	0.00	-39.86
G1+G2+S+0.5Q+V1	159.58	-61084.56	218691.99	0.00	10.60	-46.23
G1+G2+S+0.5Q+V2	159.58	-61084.56	-217766.61	0.00	-10.60	-45.72
G1+G2+S+0.5Q+V3	159.58	165447.09	462.69	-10.89	0.00	-52.10
G1+G2+S+0.5Q+V4	159.58	-287616.20	462.69	10.89	0.00	-39.86
G1+G2+S+A	156.59	-59214.04	169.73	0.00	0.00	-43.85
G1+G2+S+A+0.6V1	156.59	-59214.04	131107.32	0.00	6.36	-44.01
G1+G2+S+A+0.6V2	156.59	-59214.04	-130767.85	0.00	-6.36	-43.70
G1+G2+S+A+0.6V3	156.59	76704.95	169.73	-6.53	0.00	-47.52
G1+G2+S+A+0.6V4	156.59	-195133.04	169.73	6.53	0.00	-40.18
G1+G2+S+A+V1	156.59	-59214.04	218399.03	0.00	10.60	-44.11
G1+G2+S+A+V2	156.59	-59214.04	-218059.57	0.00	-10.60	-43.60
G1+G2+S+A+V3	156.59	167317.61	169.73	-10.89	0.00	-49.97
G1+G2+S+A+V4	156.59	-285745.69	169.73	10.89	0.00	-37.73
G1+G2+S+Q	162.56	-62955.07	755.65	0.00	0.00	-48.10
G1+G2+S+Q+0.6V1	162.56	-62955.07	131693.23	0.00	6.36	-48.26
G1+G2+S+Q+0.6V2	162.56	-62955.07	-130181.94	0.00	-6.36	-47.95
G1+G2+S+Q+0.6V3	162.56	72963.92	755.65	-6.53	0.00	-51.77
G1+G2+S+Q+0.6V4	162.56	-198874.06	755.65	6.53	0.00	-44.43
G1+G2+S+Q+A	162.56	-62955.07	755.65	0.00	0.00	-48.10
G1+G2+S+Q+A+0.6V1	162.56	-62955.07	131693.23	0.00	6.36	-48.26
G1+G2+S+Q+A+0.6V2	162.56	-62955.07	-130181.94	0.00	-6.36	-47.95

Fundação S1-2-3-4						
COMBINAÇÃO:	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Vx (tf)	Vy (tf)	Mt (kgf/m)
G1+G2+S+Q+A+0.6V3	162.56	72963.92	755.65	-6.53	0.00	-51.77
G1+G2+S+Q+A+0.6V4	162.56	-198874.06	755.65	6.53	0.00	-44.43
G1+G2+S+V1	156.59	-59214.04	218399.03	0.00	10.60	-44.11
G1+G2+S+V2	156.59	-59214.04	-218059.57	0.00	-10.60	-43.60
G1+G2+S+V3	156.59	167317.61	169.73	-10.89	0.00	-49.97
G1+G2+S+V4	156.59	-285745.69	169.73	10.89	0.00	-37.73

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	65.38	-10.43	58.87	-6.34	52.64	-2.43	47.27	0.00	42.27	0.00
P2	66.65	-9.40	60.18	-5.27	54.02	-1.29	48.75	0.00	43.75	0.00
P3	89.04	0.00	82.56	0.00	76.35	0.00	66.06	0.00	61.39	0.00
P4	88.22	0.00	81.71	0.00	75.50	0.00	70.52	0.00	60.51	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	37.58	0.00	33.30	0.00	29.36	0.00	25.83	0.00	22.65	0.00
P2	39.11	0.00	34.80	0.00	30.90	0.00	27.34	0.00	24.21	0.00
P3	51.75	0.00	47.79	0.00	38.89	0.00	35.67	0.00	27.54	0.00
P4	56.16	0.00	46.87	0.00	43.26	0.00	34.72	0.00	31.87	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	19.90	0.00	17.50	0.00	13.61	0.00	3.12	0.00	2.71	0.00
P2	21.44	0.00	19.07	0.00	13.69	0.00	3.13	0.00	2.73	0.00
P3	25.11	0.00	17.76	0.00	13.99	0.00	3.63	0.00		
P4	24.11	0.00	22.02	0.00	13.99	0.00	3.62	0.00		

Pavimento PLATÔ INFERIOR

Relatório das Sapatas

PLATÔ INFERIOR

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

Lance 1

cobr = 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
B1	218691.99 287616.20	10.60 10.89	162.56 344.81	2.50	2500.00 0.50	30	500.00 520.00	260.00	29 ø 12.5 c/17.5 (35.59 cm ²)	29 ø 12.5 c/17.5 (35.59 cm ²)

Relatório de cálculo das sapatas

PLATÔ INFERIOR
Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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.	Dir. B	Dir. H
					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)	Nt Ns Ns>Nt	Md As (cm ² /m) A's (cm ² /m)	Md As (cm ² /m) A's (cm ² /m)
B1	218691.99 287616.20	10.60 10.89	162.56 344.81	2.50	-0.05 2.73	0.08 2.60	218399.03 847110.98 3.88	287616.20 871664.47 3.03	10.60 123.33 11.64	10.89 123.33 11.32		7861.29 6.70 0.00	26223.21 6.70 0.00		

Relatório de cálculo dos cálices das Sapatas

PLATÔ INFERIOR
Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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

Resultados dos Pilares

PLATÔ INFERIOR
Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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	89.90	4725	4847	9.42 3 ø	ø 5.0 c/ 7.5	5.77 5.77
			RR	-25.39	6501	6648	20.0 3 ø		
P2 1:20	30.00 X	577.40 300.00	300.00	91.61	4704	4858	9.42 3 ø	ø 5.0 c/ 7.5	34.60 34.60
			RR	-24.38	6471	6661	20.0 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
	30.00		300.00 RR				9.42 3 ø 20.0 2.8 8 ø 20.0		
P3 1:20	30.00 X 30.00	577.40 300.00	300.00 RR 300.00 RR	122.41 -2.45	4695 6467	4832 6678	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0 2.8 8 ø 20.0	ø 5.0 c/ 7.5	34.60 34.60
P4 1:20	30.00 X 30.00	577.40 300.00	300.00 RR 300.00 RR	121.23 -3.48	4716 6496	4830 6673	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0 2.8 8 ø 20.0	ø 5.0 c/ 7.5	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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 4725 kgf.m Msdbase = 6501 kgf.m	Ndmax = 89.90 tf Ndmin = -25.39 tf ni = 0.35
H	Vínculo = RR li = 50.00 cm Esbeltez = 5.77	Msdtopo = 4847 kgf.m Msdbase = 6648 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 44 Msdcentro = 18 Msdbase = 28	Madtopo = 593 Madcentro = 593 Madbase = 593 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	G1+G2+S+1.4V4 Msdx = 28 kgf.m Msdy = 7226 kgf.m Mrdx = 34 kgf.m Mrdy = 8723 kgf.m Mrd/Msd=1.21
H	Msdtopo = 4752 Msdcentro = 2653 Msdbase = 6633	Madtopo = 593 Madcentro = 593 Madbase = 593 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 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 3.83 tf VRd2 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 1.00 Vc = 7.58 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 1.00 Vc = 7.58 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 4704 kgf.m Msdbase = 6471 kgf.m	Ndmax = 91.61 tf Ndmin = -24.38 tf ni = 0.36
H	Vínculo = RR li = 300.00 cm Esbeltez = 34.60	Msdtopo = 4858 kgf.m Msdbase = 6661 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 31 Msdcentro = 15 Msdbase = 9	Madtopo = 569 Madcentro = 569 Madbase = 569 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 9 kgf.m Msdy) = 7198 kgf.m Mrdx) = 12 kgf.m Mrdy) = 9008 kgf.m Mrd/Msd=1.25
H	Msdtopo = 4747 Msdcentro = 2651 Msdbase = 6629	Madtopo = 569 Madcentro = 569 Madbase = 569 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 = 3.73 tf VBd base = 3.73 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 = 3.73 tf VRd2 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 3.84 tf VRd2 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 1.00 Vc = 7.58 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 1.00 Vc = 7.58 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm ² Ecs = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 4695 kgf.m Msdbase = 6467 kgf.m	Ndmax = 122.41 tf Ndmin = -2.45 tf ni = 0.48
H	Vínculo = RR li = 300.00 cm Esbeltez = 34.60	Msdtopo = 4832 kgf.m Msdbase = 6678 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 22 Msdcentro = 12 Msdbase = 4	Madtopo = 43 Madcentro = 43 Madbase = 43 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	G1+G2+S+1.4V3 Msdx) = 4 kgf.m Msdy) = 6653 kgf.m Mrdx) = 6 kgf.m Mrdy) = 10895 kgf.m Mrd/Msd=1.64
H	Msdtopo = 4761 Msdcentro = 2644 Msdbase = 6611	Madtopo = 43 Madcentro = 43 Madbase = 43	Asl = 0.00 cm ²	8ø20.0 25.13 cm ² 2.8 %	

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

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	V _{Bd} topo = 3.72 tf V _{Bd} base = 3.72 tf V _{Hd} topo = 3.84 tf V _{Hd} base = 3.84 tf	T _d = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	V _d = 3.72 tf V _{Rd2} = 46.66 tf	T _d = 0 kgf.m T _{Rd2} = 4556 kgf.m	V _d /V _{Rd2} + T _d /T _{Rd2} = 0.08
H	V _d = 3.84 tf V _{Rd2} = 46.66 tf	T _d = 0 kgf.m T _{Rd2} = 4556 kgf.m	V _d /V _{Rd2} + T _d /T _{Rd2} = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm V _{c0} = 7.58 tf k = 1.00 V _c = 7.58 tf	V _{min} = 3.95 tf A _{swmin} = 4.21 cm ² /m	V _{sw} = 0.00 tf A _{sw} = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.00 cm V _{c0} = 7.58 tf k = 1.00 V _c = 7.58 tf	V _{min} = 3.95 tf A _{swmin} = 4.21 cm ² /m	V _{sw} = 0.00 tf A _{sw} = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de freamento		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} = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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	f _{ck} = 300.00 kgf/cm ² E _{cs} = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 kgf/m ³ F _i = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR l _i = 300.00 cm Esbeltez = 34.60	M _{sdt} topo = 4716 kgf.m M _{sdt} base = 6496 kgf.m	N _{dmax} = 121.23 tf N _{dmin} = -3.48 tf n _i = 0.47
H	Vínculo = RR l _i = 300.00 cm Esbeltez = 34.60	M _{sdt} topo = 4830 kgf.m M _{sdt} base = 6673 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)	Armadura longitudinal	Processo de cálculo
---------	------------------	-----------------------	---------------------

			Torção	Final	
B	Msdtopo = 40 Msdcentro = 16 Msdbase = 27	Madtopo = 67 Madcentro = 67 Madbase = 67 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	G1+G2+S+1.4V3 Msd(x) = 27 kgf.m Msd(y) = 6687 kgf.m Mrd(x) = 44 kgf.m Mrd(y) = 10790 kgf.m Mrd/Msd=1.61
H	Msdtopo = 4768 Msdcentro = 2648 Msdbase = 6620	Madtopo = 67 Madcentro = 67 Madbase = 67 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 = 3.74 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 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 3.83 tf VRd2 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 1.00 Vc = 7.58 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 1.00 Vc = 7.58 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo dos Pilares

PLATÔ INFERIOR
Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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)
P1	30.00 X 30.00	50.00 RR 5.77	89.90 -25.39	4725 6501	44 18 28	593 593 593	Msd(x) = 28 kgf.m Msd(y) = 7226 kgf.m Mrd(x) = 34 kgf.m Mrd(y) = 8723 kgf.m Mrd/Msd=1.21	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0
		50.00 RR 5.77	0.35 0.00 0.00	4847 6648	4752 2653 6633	0 0 0 0 0		2.8
P2	30.00 X 30.00	300.00 RR 34.60	91.61 -24.38	4704 6471	31 15 9	569 569 569	Msd(x) = 9 kgf.m Msd(y) = 7198 kgf.m Mrd(x) = 12 kgf.m Mrd(y) = 9008 kgf.m Mrd/Msd=1.25	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0
		300.00 RR 34.60	0.36 0.00 0.00	4858 6661	4747 2651 6629	0 0 0 0 0		2.8
P3	30.00 X 30.00	300.00 RR 34.60	122.41 -2.45	4695 6467	22 12 4	43 43 43	Msd(x) = 4 kgf.m Msd(y) = 6653 kgf.m Mrd(x) = 6 kgf.m Mrd(y) = 10895 kgf.m Mrd/Msd=1.64	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0
		300.00 RR 34.60	0.48 0.00 0.00	4832 6678	4761 2644 6611	0 0 0 0 0		2.8
P4	30.00 X 30.00	300.00 RR 34.60	121.23 -3.48	4716 6496	40 16 27	67 67 67	Msd(x) = 27 kgf.m Msd(y) = 6687 kgf.m Mrd(x) = 44 kgf.m Mrd(y) = 10790 kgf.m Mrd/Msd=1.61	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0
		300.00 RR 34.60	0.47 0.00 0.00	4830 6673	4768 2648 6620	0 0 0 0 0		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	9447.90	4 ø 16.0		-9646.18 -9584.08	4 ø 16.0 4 ø 16.0		
VC2	9437.03	4 ø 16.0		-9597.80 -9648.34	4 ø 16.0 4 ø 16.0		
VC3	9692.55	4 ø 16.0		-9886.38 -9884.32	4 ø 16.0 4 ø 16.0		
VC4	9699.93	4 ø 16.0		-9889.92 -9886.59	4 ø 16.0 4 ø 16.0		

Esforços da Viga VC1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.82				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	-0.02	7.57			9401.96 9447.90	-9646.18 -9584.08	-0.01
P2		30.00						1.79				

Esforços da Viga VC2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.79				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	-0.05	7.56			9437.03 9400.29	-9597.80 -9648.34	-0.02
P4		30.00						1.82				

Esforços da Viga VC3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.85				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	-0.03	7.75			9692.29 9692.55	-9886.38 -9884.32	-0.02
P1		30.00						1.85				

Esforços da Viga VC4

fck = 300.00 kgf/cm²

Ecs = 301049 kgf/cm²

Cobrimento = 4.50 cm

Peso específico = 2500.00 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						1.85				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	-0.02	7.75			9697.38 9699.93	-9889.92 -9886.59	-0.02
P2		30.00						1.85				

Resultados da Viga VC1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 7.40					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.23			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.01
P2	30.00			4 ø 16.0 7.35					0.02	

Resultados da Viga VC2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 7.36					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.23			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.02
P4	30.00			4 ø 16.0 7.41					0.02	

Resultados da Viga VC3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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					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)
				7.61						
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.44			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.02
P1	30.00			4 ø 16.0 7.61					0.02	

Resultados da Viga VC4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 7.61					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.45			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.02
P2	30.00			4 ø 16.0 7.61					0.02	

Cálculo da Viga VC1

Pavimento PLATÔ INFERIOR - Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 9448 kgf.m As = 7.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.47 cm			Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 7.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.47 cm	As = 7.23 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 1977 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9646 kgf.m As = 7.40 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.62 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 7.40 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.62 cm	As = 7.40 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 fiss = 0.02 mm

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
2	Md = 9584 kgf.m As = 7.34 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.57 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 7.35 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.57 cm	As = 7.35 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 = 7.57 tf VRd2 = 43.16 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 33.30 cm Vc0 = 7.01 tf k = 1.00		Vmin = 4.31 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga VC2

Pavimento PLATÔ INFERIOR - Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 9437 kgf.m As = 7.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.46 cm			Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 7.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.46 cm	As = 7.23 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 1967 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9598 kgf.m As = 7.36 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.59 cm		Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 7.36 cm ²	As = 7.36 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 = 6.58 cm	fiss = 0.02 mm
2	Md = 9648 kgf.m As = 7.40 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.62 cm		Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 7.41 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.62 cm	As = 7.41 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 = 43.16 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 33.30 cm Vc0 = 7.01 tf k = 1.00		Vmin = 4.31 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga VC3

Pavimento PLATÔ INFERIOR - Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 9693 kgf.m As = 7.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.66 cm			Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 7.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.65 cm	As = 7.44 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 2011 kgf.m fiss = 0.02 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 = 9886 kgf.m As = 7.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.81 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 7.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.80 cm	As = 7.61 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 fiss = 0.02 mm
2	Md = 9884 kgf.m As = 7.60 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.81 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 7.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.80 cm	As = 7.61 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 = 7.75 tf VRd2 = 43.16 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 33.30 cm Vc0 = 7.01 tf k = 1.00		Vmin = 4.31 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga VC4

Pavimento PLATÔ INFERIOR - Lance 1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 9700 kgf.m As = 7.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.66 cm			Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 7.45 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.66 cm	As = 7.45 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 = 9890 kgf.m As = 7.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.81 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 7.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.81 cm	As = 7.61 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 fiss = 0.02 mm
2	Md = 9887 kgf.m As = 7.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.81 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 7.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.81 cm	As = 7.61 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 = 7.75 tf VRd2 = 43.16 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 33.30 cm Vc0 = 7.01 tf k = 1.00		Vmin = 4.31 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

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 = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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	867.40 290.00	290.00 RR 290.00 RR	80.90 -19.18	5173 5148	5323 5270	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0 2.8 8 ø 20.0	ø 5.0 c/ 7.5	33.45 33.45
P2 1:20	30.00 X 30.00	867.40 290.00	290.00 RR 290.00 RR	82.66 -18.13	5137 5105	5311 5262	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0 2.8 8 ø 20.0	ø 5.0 c/ 7.5	33.45 33.45
P3 1:20	30.00 X 30.00	867.40 290.00	290.00 RR 290.00 RR	113.46 3.79	5181 5129	5298 5287	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0 2.8 8 ø 20.0	ø 5.0 c/ 7.5	33.45 33.45
P4 1:20	30.00 X 30.00	867.40 290.00	290.00 RR 290.00 RR	112.24 2.73	5231 5159	5292 5293	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0 2.8 8 ø 20.0	ø 5.0 c/ 7.5	33.45 33.45

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 5173 kgf.m Msdbase = 5148 kgf.m	Ndmax = 80.90 tf Ndmin = -19.18 tf ni = 0.31
H	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 33.45	Msdtopo = 5323 kgf.m Msdbase = 5270 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 61 Msdcentro = 27 Msdbase = 68	Madtopo = 445 Madcentro = 445 Madbase = 445 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 61 kgf.m Msdy) = 5612 kgf.m Mrdx) = 103 kgf.m Mrdy) = 9441 kgf.m Mrd/Msd=1.68
H	Msdtopo = 5168 Msdcentro = 2067 Msdbase = 5155	Madtopo = 445 Madcentro = 445 Madbase = 445 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 = 3.56 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 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 3.65 tf VRd2 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 1.00 Vc = 7.58 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 1.00 Vc = 7.58 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm ² Ecs = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 5137 kgf.m Msdbase = 5105 kgf.m	Ndmax = 82.66 tf Ndmin = -18.13 tf ni = 0.32
H	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 33.45	Msdtopo = 5311 kgf.m Msdbase = 5262 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 37 Msdcentro = 15 Msdbase = 38	Madtopo = 420 Madcentro = 420 Madbase = 420 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 20.0 3 ø 20.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 37 kgf.m Msd(y) = 5606 kgf.m Mrd(x) = 62 kgf.m Mrd(y) = 9443 kgf.m Mrd/Msd=1.68
H	Msdtopo = 5187 Msdcentro = 2075 Msdbase = 5167	Madtopo = 420 Madcentro = 420 Madbase = 420 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 = 3.53 tf VBd base = 3.53 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 = 3.53 tf VRd2 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 3.65 tf VRd2 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 1.00 Vc = 7.58 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 1.00 Vc = 7.58 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo do Pilar P3

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 = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 kgf/m³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 33.45	Msdtopo = 5181 kgf.m Msdbase = 5129 kgf.m	Ndmax = 113.46 tf Ndmin = 3.79 tf ni = 0.44
H	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 33.45	Msdtopo = 5298 kgf.m Msdbase = 5287 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 91 Msdcentro = 36 Msdbase = 72	Madtopo = 2632 Madcentro = 2687 Madbase = 2651 M2d = 658 Mcd = 35	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm²	3 ø 20.0 3 ø 20.0 8ø20.0	(*2) 1.3G1+1.4G2+1.3S+0.7Q+1.1A+1.4V4 Msd(x) = 2723 kgf.m Msd(y) = 5298 kgf.m Mrd(x) = 5498 kgf.m

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
H	Msdtopo = 5298 Msdcentro = 2119 Msdbase = 5287	Madtopo = 0 Madcentro = 604 Madbase = 0 M2d = 658 Mcd = 119		25.13 cm ² 2.8 %	Mrd(y) = 10696 kgf.m Mrd/Msd=2.02

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 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 3.65 tf VRd2 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 2.00 Vc = 15.16 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 2.00 Vc = 15.16 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 5231 kgf.m Msdbase = 5159 kgf.m	Ndmax = 112.24 tf Ndmin = 2.73 tf ni = 0.44
H	Vínculo = RR li = 290.00 cm Esbeltez = 33.45	Msdtopo = 5292 kgf.m Msdbase = 5293 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 139 Msdcentro = 56 Msdbase = 102	Madtopo = 2554 Madcentro = 2638 Madbase = 2592 M2d = 651 Mcd = 34	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 Msd(x) = 2694 kgf.m Msd(y) = 5293 kgf.m Mrd(x) = 5459 kgf.m Mrd(y) = 10729 kgf.m Mrd/Msd=2.03
H	Msdtopo = 5292 Msdcentro = 2117 Msdbase = 5293	Madtopo = 0 Madcentro = 576 Madbase = 0 M2d = 651 Mcd = 116	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 = 3.58 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 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
H	Vd = 3.65 tf VRd2 = 46.66 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 2.00 Vc = 15.16 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.00 cm Vc0 = 7.58 tf k = 2.00 Vc = 15.16 tf	Vmin = 3.95 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 1
Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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)
P1	30.00 X 30.00	290.00 RR 33.45	80.90 -19.18	5173 5148	61 27 68	445 445 445	Msd(x) = 61 kgf.m Msd(y) = 5612 kgf.m Mrd(x) = 103 kgf.m Mrd(y) = 9441 kgf.m Mrd/Msd=1.68	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0
		290.00 RR 33.45	0.31 0.00 0.00	5323 5270	5168 2067 5155	0 0 0 0 0		2.8
P2	30.00 X 30.00	290.00 RR 33.45	82.66 -18.13	5137 5105	37 15 38	420 420 420	Msd(x) = 37 kgf.m Msd(y) = 5606 kgf.m Mrd(x) = 62 kgf.m Mrd(y) = 9443 kgf.m Mrd/Msd=1.68	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0
		290.00 RR 33.45	0.32 0.00 0.00	5311 5262	5187 2075 5167	0 0 0 0 0		2.8
P3	30.00 X 30.00	290.00 RR 33.45	113.46 3.79	5181 5129	91 36 72	2632 2687 2651	(*2) Msd(x) = 2723 kgf.m Msd(y) = 5298 kgf.m Mrd(x) = 5498 kgf.m Mrd(y) = 10696 kgf.m Mrd/Msd=2.02	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0
		290.00 RR 33.45	0.44 0.00 0.00	5298 5287	5298 2119 5287	658 35 658 119		2.8
P4	30.00 X 30.00	290.00 RR 33.45	112.24 2.73	5231 5159	139 56 102	2554 2638 2592	(*2) Msd(x) = 2694 kgf.m Msd(y) = 5293 kgf.m Mrd(x) = 5459 kgf.m Mrd(y) = 10729 kgf.m Mrd/Msd=2.03	9.42 3 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0
		290.00 RR 33.45	0.44 0.00 0.00	5292 5293	5292 2117 5293	651 34 651 116		2.8

(*) 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	8957.30	4 ø 16.0		-9179.30 -9071.12	4 ø 16.0 4 ø 16.0		
V2	8970.98	4 ø 16.0		-9097.75 -9053.68	4 ø 16.0 4 ø 16.0		
V3	9198.33	4 ø 16.0		-9385.90 -9384.40	4 ø 16.0 4 ø 16.0		
V4	9209.67	4 ø 16.0		-9429.19 -9372.72	4 ø 16.0 4 ø 16.0		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.76				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	7.21			8877.32 8957.30	-9179.30 -9071.12	-0.02
P2		30.00						1.70				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.74				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.19	0.00	7.18			8936.03 8970.98	-9097.75 -9053.68	-0.03
P4		30.00						1.71				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.77				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.04	0.00	7.37			9189.63 9198.33	-9385.90 -9384.40	-0.02
P1		30.00						1.77				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²

Ecs = 301049 kgf/cm²

Cobrimento = 4.50 cm

Peso específico = 2500.00 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						1.79				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	-0.01	7.40			9169.89 9209.67	-9429.19 -9372.72	-0.02
P2		30.00						1.76				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 7.00					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 6.81			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.02
P2	30.00			4 ø 16.0 6.91					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 6.93					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 6.82			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.03
P4	30.00			4 ø 16.0 6.89					0.02	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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					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)
				7.17						
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.01			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.02
P1	30.00			4 ø 16.0 7.17					0.02	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 7.21					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 16.0 7.03			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.02
P2	30.00			4 ø 16.0 7.17					0.02	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 1 - Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 6.81 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.10 cm				As = 6.81 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 1879 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9179 kgf.m As = 7.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.26 cm			As = 7.00 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 = 9071 kgf.m As = 6.91 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.18 cm			As = 6.91 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 = 7.21 tf VRd2 = 43.16 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 33.30 cm Vc0 = 7.01 tf k = 1.00		Vmin = 4.31 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 1 - Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 8971 kgf.m As = 6.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.11 cm		Fd = 0.19 tf situação: GE Meq = 25 kgf.m As = 6.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.13 cm		As = 6.82 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 1893 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9098 kgf.m	Fd = 0.19 tf		As = 6.93 cm ²

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	As = 6.93 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.20 cm	situação: GE Meq = 25 kgf.m As = 6.91 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.22 cm		(4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 fiss = 0.02 mm
2	Md = 9054 kgf.m As = 6.89 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.17 cm	Fd = 0.19 tf situação: GE Meq = 25 kgf.m As = 6.87 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.19 cm		As = 6.89 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 = 7.18 tf VRd2 = 43.16 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 33.30 cm Vc0 = 7.01 tf k = 1.00		Vmin = 4.31 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 1 - Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 9198 kgf.m As = 7.01 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.28 cm		Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 7.01 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.28 cm		As = 7.01 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 1907 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9386 kgf.m As = 7.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.42 cm	Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 7.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.43 cm		As = 7.17 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 fiss = 0.02 mm
2	Md = 9384 kgf.m As = 7.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.42 cm	Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 7.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.43 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 = 7.37 tf VRd2 = 43.16 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 33.30 cm Vc0 = 7.01 tf k = 1.00		Vmin = 4.31 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 1 - Lance 2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 9210 kgf.m As = 7.02 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.29 cm			Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 7.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.29 cm	As = 7.03 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 M = 1917 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 9429 kgf.m As = 7.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.46 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 7.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.45 cm	As = 7.21 cm ² (4ø16.0 - 8.04 cm ²) d = 33.30 cm % armad. = 1.01 fiss = 0.02 mm
2	Md = 9373 kgf.m As = 7.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.41 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 7.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 6.41 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 = 7.40 tf VRd2 = 43.16 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 33.30 cm Vc0 = 7.01 tf k = 1.00		Vmin = 4.31 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

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 = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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	1117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	72.30 -13.27	4137 4223	4233 4283	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0 1.8 8 ø 16.0	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83
P2 1:20	30.00 X 30.00	1117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	74.16 -12.15	4061 4148	4223 4283	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0 1.8 8 ø 16.0	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83
P3 1:20	30.00 X 30.00	1117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	104.88 9.72	4405 4133	4201 4309	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0 1.8 8 ø 16.0	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83
P4 1:20	30.00 X 30.00	1117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	103.67 8.67	4154 4207	4246 4359	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0 1.8 8 ø 16.0	ø 5.0 c/ 7.5	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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 4137 kgf.m Msdbase = 4223 kgf.m	Ndmax = 72.30 tf Ndmin = -13.27 tf ni = 0.28
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4233 kgf.m Msdbase = 4283 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 75 Msdcentro = 31 Msdbase = 77	Madtopo = 305 Madcentro = 305 Madbase = 305 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 77 kgf.m Msdy) = 4539 kgf.m Mrdx) = 106 kgf.m Mrdy) = 6273 kgf.m Mrd/Msd=1.38
H	Msdtopo = 4116 Msdcentro = 1693 Msdbase = 4234	Madtopo = 305 Madcentro = 305 Madbase = 305 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 = 3.41 tf VHd base = 3.41 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.34 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 3.41 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm ² Ecs = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 4061 kgf.m Msdbase = 4148 kgf.m	Ndmax = 74.16 tf Ndmin = -12.15 tf ni = 0.29
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4223 kgf.m Msdbase = 4283 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 20 Msdcentro = 9 Msdbase = 22	Madtopo = 278 Madcentro = 278 Madbase = 278 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 22 kgf.m Msd(y) = 4504 kgf.m Mrd(x) = 32 kgf.m Mrd(y) = 6404 kgf.m Mrd/Msd=1.42
H	Msdtopo = 4108 Msdcentro = 1690 Msdbase = 4226	Madtopo = 278 Madcentro = 278 Madbase = 278	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 = 0 Mcd = 0			

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 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 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 3.40 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 4133 kgf.m	Ndmax = 104.88 tf Ndmin = 9.72 tf ni = 0.41
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4201 kgf.m Msdbase = 4309 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)	Armadura longitudinal	Processo de cálculo
---------	------------------	-----------------------	---------------------

			Torção	Final	
B	Msdtopo = 4291 Msdcentro = 1716 Msdbase = 4108	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 110 Mcd = 52	Td = 1 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	(*2) G1+G2+S+1.4V1 Msd(x) = 4291 kgf.m Msd(y) = 283 kgf.m Mrd(x) = 8530 kgf.m Mrd(y) = 562 kgf.m Mrd/Msd=1.99
H	Msdtopo = 41 Msdcentro = 46 Msdbase = 48	Madtopo = 241 Madcentro = 237 Madbase = 235 M2d = 49 Mcd = 3	Asl = 0.00 cm²	8ø16.0 16.08 cm² 1.8 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.41 tf VBd base = 3.41 tf VHd topo = 3.36 tf VHd base = 3.36 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.41 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 3.36 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo 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	fck = 300.00 kgf/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 4154 kgf.m Msdbase = 4207 kgf.m	Ndmax = 103.67 tf Ndmin = 8.67 tf ni = 0.40
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4246 kgf.m Msdbase = 4359 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 79 Msdcentro = 32 Msdbase = 57	Madtopo = 142 Madcentro = 190 Madbase = 164 M2d = 38 Mcd = 3	Td = 0 kgf.m Asl = 0.00 cm²	3 ø 16.0 3 ø 16.0	(*2) G1+G2+S+1.4V3 Msdx) = 222 kgf.m Msdy) = 4174 kgf.m Mrdx) = 445 kgf.m Mrdy) = 8385 kgf.m Mrd/Msd=2.01
H	Msdtopo = 4102 Msdcentro = 1670 Msdbase = 4174	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 91 Mcd = 49		8ø16.0 16.08 cm² 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 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 3.44 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 2
Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²
cobr = 4.50 cm

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

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	72.30 -13.27	4137 4223	75 31 77	305 305 305	Msd(x) = 77 kgf.m Msd(y) = 4539 kgf.m Mrd(x) = 106 kgf.m Mrd(y) = 6273 kgf.m Mrd/Msd=1.38	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.28 0.00 0.00	4233 4283	4116 1693 4234	0 0 0 0		1.8
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	74.16 -12.15	4061 4148	20 9 22	278 278 278	Msd(x) = 22 kgf.m Msd(y) = 4504 kgf.m Mrd(x) = 32 kgf.m Mrd(y) = 6404 kgf.m Mrd/Msd=1.42	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.29 0.00 0.00	4223 4283	4108 1690 4226	0 0 0 0		1.8
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	104.88 9.72	4405 4133	4291 1716 4108	0 0 0	(*2) Msd(x) = 4291 kgf.m Msd(y) = 283 kgf.m Mrd(x) = 8530 kgf.m Mrd(y) = 562 kgf.m Mrd/Msd=1.99	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.41 0.00 0.00	4201 4309	41 46 48	110 52 49 3		1.8
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	103.67 8.67	4154 4207	79 32 57	142 190 164	(*2) Msd(x) = 222 kgf.m Msd(y) = 4174 kgf.m Mrd(x) = 445 kgf.m Mrd(y) = 8385 kgf.m Mrd/Msd=2.01	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.40 0.00 0.00	4246 4359	4102 1670 4174	38 3 91 49		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	7528.21	3 ø 16.0		-7741.28 -7646.67	3 ø 16.0 3 ø 16.0		
V2	85.15	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	0.11	2 ø 10.0		-8607.83	3 ø 16.0		
	7906.75	3 ø 16.0		-7356.42	3 ø 16.0		
V4	84.14	2 ø 8.0					Aviso 2
V5	8.41	2 ø 8.0		-9.23	2 ø 8.0		
	28.17	2 ø 8.0		-622.74	2 ø 8.0		
				-28.55	2 ø 8.0		
V6	9.23	2 ø 10.0		-8.41	2 ø 10.0		
	7778.44	3 ø 16.0		-8594.85	3 ø 16.0		
				-2947.23	2 ø 12.5		
			-7933.45	3 ø 16.0			

V7	7788.96	3 ø 16.0		-7983.28 -7876.94	3 ø 16.0 3 ø 16.0		
----	---------	----------	--	----------------------	----------------------	--	--

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.52				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	-0.01	6.12			7458.35 7528.21	-7741.28 -7646.67	-0.02
P2		30.00						1.47				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.01	0.00	0.38		85.15			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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

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)
1	84.50 65.00	65.00	200.00	0.00	0.00	-0.02	2.75					
P3		30.00						3.76				
2	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.21	0.00	6.60			6848.56 7906.75	-8607.83 -7356.42	
P4		30.00						1.13				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.01	0.00	0.37		84.14			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	82.50 65.00	65.00	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07			8.41	-9.23	
V3		20.00						1.50				
2	82.50 65.00	65.00	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07				-622.74	
		15.00								28.17	-28.55	
		15.00										-0.09

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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										-0.07
1	79.50 60.00	60.00	1400.00	0.00	0.00	0.00	2.01			9.23	-8.41	
P3		30.00						4.18				
2		60.00	1400.00	0.00	0.01	-0.02	7.98			7132.17	-8594.85	
	264.00 240.00	15.00								3207.52	-2918.75	
3		165.00	200.00	0.00	0.01	-0.02	6.29			3235.61	-2947.23	
										7778.44	-7933.45	
P1		30.00						1.56				

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.57				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.05	0.00	6.31			7702.13	-7983.28	
										7788.96	-7876.94	
P2		30.00						1.50				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 5.62					0.02	
1	240.00	20.00	3 ø 16.0			ø 5.0 c/			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)
		x 40.00	5.45			12.5				
P2	30.00			3 ø 16.0 5.54					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.09
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.09
P3	30.00			3 ø 16.0 6.31					0.04	
2	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.75			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.03
P4	30.00			3 ø 16.0 5.32					0.01	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			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)
		40.00								
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.10
V3	20.00			2 ø 8.0 0.99					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.09
	15.00			2 ø 8.0 0.99					0.00	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.07
P3	30.00			3 ø 16.0 6.30					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.65			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.03
P1	30.00			3 ø 16.0 5.77					0.02	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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)

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 5.81					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.66			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.03
P2	30.00			3 ø 16.0 5.73					0.02	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 7528 kgf.m As = 5.45 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.88 cm				As = 5.45 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1572 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 = 5.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.03 cm			As = 5.62 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.02 mm
2	Md = 7647 kgf.m As = 5.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.96 cm			As = 5.54 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	Vd = 6.12 tf	Td = 0 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.14

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1-1	VRd2 = 44.32 tf	TRd2 = 3556 kgf.m	

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 59 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 = 0.38 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 29 kgf.m TRd2 = 2158 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

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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 7907 kgf.m As = 5.75 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.15 cm		Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 30 kgf.m As = 5.72 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.17 cm		As = 5.75 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1855 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 = 8608 kgf.m As = 6.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.65 cm	Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 30 kgf.m As = 6.29 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.67 cm		As = 6.31 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.04 mm
3	Md = 7356 kgf.m As = 5.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.76 cm	Fd = 0.21 tf situação: GE Meq = 30 kgf.m As = 5.29 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.78 cm		As = 5.32 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 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 = 2.75 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 20 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
2 2-2	Vd = 6.60 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-2	d = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.01		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 33.63 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 2158 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
1 1-1	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5		

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 2 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 6 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ²	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)

Nó	Flexão	Final
	A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 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 = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 2 kgf.m fiss = 0.00 mm
2	retangular	Md = 7778 kgf.m As = 5.65 cm ²			Fd = 0.02 tf situação: GE	As = 5.65 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²)

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
2-3	bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	A's = 0.00 cm ² yLN = 5.06 cm			Meq = 3 kgf.m As = 5.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.05 cm	d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1614 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 cm ² (2Ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 8595 kgf.m As = 6.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.64 cm			As = 6.30 cm ² (3Ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.03 mm
3	Md = 2947 kgf.m As = 2.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.81 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 2.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.81 cm	As = 2.03 cm ² (2Ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.01 mm
4	Md = 7933 kgf.m As = 5.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.17 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 3 kgf.m As = 5.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.16 cm	As = 5.77 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 = 2.01 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-3	Vd = 7.98 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) Ø 5.0 c/ 12.5			

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
2 2-3	d = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 2 - Lance 3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 7789 kgf.m As = 5.66 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.06 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 5.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.07 cm		As = 5.66 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1638 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 7983 kgf.m As = 5.81 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.20 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 5.80 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.21 cm		As = 5.81 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.02 mm
2	Md = 7877 kgf.m As = 5.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.13 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 5.72 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.13 cm		As = 5.73 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 = 6.31 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Ligações por barras passantes do PATAMAR 2

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 2 fck = 300.00 kgf/cm² E = 301049 kgf/cm² Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 3 covr = 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				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00
L2	Maciça	10				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00

Resultados da Laje

PATAMAR 2 fck = 300.00 kgf/cm² E = 301049 kgf/cm² Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 3 covr = 4.50 cm

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Flecha (cm)
L1	10	550.00	25	41	As = 1.90 cm ² /m	-0.04
L2	10	550.00	28	38	As = 1.90 cm ² /m	-0.05

Cálculos das Lajes

PATAMAR 2
Lance 3

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
Laje	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 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
L2	X	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

Pavimento PATAMAR 3

Resultados dos Pilares

PATAMAR 3
Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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	1367.40 250.00	250.00	64.90 -8.49	3895 3785	4001 3889	6.03 3 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
			RR				16.0			
			250.00				6.03 3 ø			
			RR				16.0			
1.8 8 ø	16.0									
P2 1:20	30.00 X 30.00	1367.40 250.00	250.00	66.89 -7.25	3860 3767	3983 3856	6.03 3 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
			RR				16.0			
			250.00				6.03 3 ø			
			RR				16.0			
1.8 8 ø	16.0									
P3 1:20	30.00 X 30.00	1367.40 250.00	250.00	90.72 9.73	4019 4315	3970 3830	6.03 3 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
			RR				16.0			
			250.00				6.03 3 ø			
			RR				16.0			
1.8 8 ø	16.0									
P4 1:20	30.00 X 30.00	1367.40 250.00	250.00	96.79 13.84	4349 3930	3948 3925	6.03 3 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
			RR				16.0			
			250.00				6.03 3 ø			
			RR				16.0			
1.8 8 ø	16.0									

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 3895 kgf.m Msdbase = 3785 kgf.m	Ndmax = 64.90 tf Ndmin = -8.49 tf ni = 0.25
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 4001 kgf.m Msdbase = 3889 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)	Armadura longitudinal		Processo de cálculo
		Torção	Final	

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 60 Msdcentro = 24 Msdbase = 53	Madtopy = 190 Madcentro = 190 Madbase = 190 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 60 kgf.m Msd(y) = 4109 kgf.m Mrd(x) = 99 kgf.m Mrd(y) = 6773 kgf.m Mrd/Msd=1.65
H	Msdtopo = 3919 Msdcentro = 1568 Msdbase = 3831	Madtopy = 190 Madcentro = 190 Madbase = 190 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
I 45	VBd topo = 3.07 tf VBd base = 3.07 tf VHd topo = 3.16 tf VHd base = 3.16 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.07 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 3.16 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 3860 kgf.m Msdbase = 3767 kgf.m	Ndmax = 66.89 tf Ndmin = -7.25 tf ni = 0.26

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3983 kgf.m Msdbase = 3856 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 33 Msdcentro = 16 Msdbase = 39	Madtopo = 161 Madcentro = 161 Madbase = 161 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 33 kgf.m Msd(y) = 4088 kgf.m Mrd(x) = 57 kgf.m Mrd(y) = 6948 kgf.m Mrd/Msd=1.70
H	Msdtopo = 3928 Msdcentro = 1571 Msdbase = 3850	Madtopo = 161 Madcentro = 161 Madbase = 161 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
I 45	VBd topo = 3.05 tf VBd base = 3.05 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 = 3.05 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 3.13 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 4019 kgf.m Msdbase = 4315 kgf.m	Ndmax = 90.72 tf Ndmin = 9.73 tf ni = 0.35
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3970 kgf.m Msdbase = 3830 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 3966 Msdcentro = 1665 Msdbase = 4162	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 117 Mcd = 44	Td = 0 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	(*2) G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V1 Msd(x) = 4162 kgf.m Msd(y) = 309 kgf.m Mrd(x) = 8584 kgf.m Mrd(y) = 637 kgf.m 1.8 % Mrd/Msd=2.06
H	Msdtopo = 47 Msdcentro = 33 Msdbase = 12	Madtopo = 262 Madcentro = 276 Madbase = 297 M2d = 53 Mcd = 3	Asl = 0.00 cm²	8ø16.0 16.08 cm² 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 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 3.11 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 4349 kgf.m Msdbase = 3930 kgf.m	Ndmax = 96.79 tf Ndmin = 13.84 tf ni = 0.38
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3948 kgf.m Msdbase = 3925 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 4213 Msdcentro = 1685 Msdbase = 3874	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 144 Mcd = 50	Td = 0 kgf.m	3 ø 16.0 3 ø 16.0	(*2) G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V2 Msd(x) = 4213 kgf.m Msd(y) = 418 kgf.m Mrd(x) = 8867 kgf.m Mrd(y) = 879 kgf.m Mrd/Msd=2.10
H	Msdtopo = 19 Msdcentro = 48 Msdbase = 68	Madtopo = 398 Madcentro = 369 Madbase = 350 M2d = 72 Mcd = 4	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 = 3.31 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 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
H	Vd = 3.13 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 3
Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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	250.00 RR 28.83	64.90 -8.49	3895 3785	60 24 53	190 190 190	Msd(x) = 60 kgf.m Msd(y) = 4109 kgf.m Mrd(x) = 99 kgf.m Mrd(y) = 6773 kgf.m Mrd/Msd=1.65	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83	0.25 0.00 0.00	4001 3889	3919 1568 3831	0 0 0		1.8	
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	66.89 -7.25	3860 3767	33 16 39	161 161 161	Msd(x) = 33 kgf.m Msd(y) = 4088 kgf.m Mrd(x) = 57 kgf.m Mrd(y) = 6948 kgf.m Mrd/Msd=1.70	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83	0.26 0.00 0.00	3983 3856	3928 1571 3850	0 0 0		1.8	
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	90.72 9.73	4019 4315	3966 1665 4162	0 0 0	Msd(x) = 4162 kgf.m Msd(y) = 309 kgf.m Mrd(x) = 8584 kgf.m Mrd(y) = 637 kgf.m Mrd/Msd=2.06	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83	0.35 0.00 0.00	3970 3830	47 33 12	117 44 53 3		1.8	
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	96.79 13.84	4349 3930	4213 1685 3874	0 0 0	Msd(x) = 4213 kgf.m Msd(y) = 418 kgf.m Mrd(x) = 8867 kgf.m Mrd(y) = 879 kgf.m Mrd/Msd=2.10	6.03 3 ø 16.0 6.03 3 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83	0.38 0.00 0.00	3948 3925	19 48 68	144 50 72 4		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	6961.33	4 ø 12.5		-7165.55 -7128.23	3 ø 16.0 3 ø 16.0		
V2	85.15	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	7401.45 0.11	3 ø 16.0 2 ø 10.0		-6781.99 -7992.38	4 ø 12.5 3 ø 16.0		

V4	84.14	2 ø 8.0										Aviso 2
V5	7250.73	3 ø 16.0										
V6	8.67 7257.12	2 ø 10.0 3 ø 16.0										
V7	7.76 26.08	2 ø 8.0 2 ø 8.0										

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.42				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	5.69			6933.86 6961.33	-7165.55 -7128.23	-0.02
P2		30.00						1.40				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.38		85.15			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.05				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	-0.04	6.17			7401.45 6351.65	-6781.99 -7992.38	
P4		30.00						3.66				
2	84.50 65.00	65.00	200.00	0.00	0.01	0.00	2.75				-2031.79	
		15.00										-0.09

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.14			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.46				
1	264.00 240.00	67.50	200.00	0.00	0.00	0.00	5.87			7106.85 2920.80	-7346.01 -2781.21	
		0.00										-0.03
2		172.50	200.00	0.00	0.00	0.00	5.81			2920.80 7250.73	-2781.21 -7352.45	

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						1.42				

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	1400.00	0.00	0.00	0.00	2.01			8.67	-7.76	
P4		30.00						4.11				
2		60.00	1400.00	0.00	0.00	-0.01	7.60			6560.26	-8096.06	
	264.00 240.00	15.00								2980.09	-2719.30	
3		165.00	200.00	0.00	0.00	-0.01	5.84			3006.05	-2745.91	
										7257.12	-7335.61	
P2		30.00						1.44				

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	82.50 65.00	65.00	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07			7.76	-8.67	
V3		20.00						1.50				
2	82.50 65.00	65.00	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07				-621.71	
										26.08	-26.72	
		15.00										-0.09

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 5.17					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 12.5 5.12			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.02
P2	30.00			3 ø 16.0 5.14					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.09
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 4.98					0.01	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.36			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.04
P4	30.00			3 ø 16.0 5.82					0.03	
2	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.09
	15.00								0.00	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 5.31					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.23			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.03
P1	30.00			3 ø 16.0 5.31					0.02	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.08
P4	30.00			3 ø 16.0 5.90					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 16.0 5.24			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.03
P2	30.00			3 ø 16.0 5.30					0.02	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
V3	20.00			2 ø 8.0 0.99					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.09
	15.00			2 ø 8.0 0.99					0.00	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 6961 kgf.m As = 5.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.58 cm				As = 5.12 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 M = 1434 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 7166 kgf.m As = 5.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.63 cm			As = 5.17 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.02 mm
2	Md = 7128 kgf.m As = 5.14 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.60 cm			As = 5.14 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 = 5.69 tf VRd2 = 43.50 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 33.56 cm Vc0 = 7.07 tf k = 1.00		Vmin = 4.34 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8,0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 59 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 = 0.38 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 27 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 5.35 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.79 cm			Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 5.36 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.79 cm	As = 5.36 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1767 kgf.m fiss = 0.02 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 6782 kgf.m As = 4.98 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.46 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 4.98 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.45 cm	As = 4.98 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.01 mm
2	Md = 7992 kgf.m As = 5.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.21 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 7 kgf.m As = 5.82 cm ² A's = 0.00 cm ²	As = 5.82 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
			yLN = 5.20 cm	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 = 6.17 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.14
2 2-2	Vd = 2.75 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 19 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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
----	--------	-------

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 = 33.63 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 7251 kgf.m As = 5.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.69 cm				As = 5.23 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1518 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 7346 kgf.m As = 5.31 cm ² A's = 0.00 cm ²			As = 5.31 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	yLN = 4.75 cm			% armad. = 0.75 fiss = 0.02 mm
2	Md = 2781 kgf.m As = 1.91 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.71 cm			As = 1.91 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.01 mm
3	Md = 7352 kgf.m As = 5.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.76 cm			As = 5.31 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 = 5.87 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 1-2	d = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 2 kgf.m

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
						fiss = 0.00 mm
2 2-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 7257 kgf.m As = 5.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.69 cm				As = 5.24 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 M = 1527 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 8096 kgf.m As = 5.90 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 5.28 cm			As = 5.90 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.03 mm
3	Md = 2746 kgf.m As = 1.88 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.69 cm			As = 1.88 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.01 mm
4	Md = 7336 kgf.m As = 5.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.75 cm			As = 5.30 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 = 2.01 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-3	Vd = 7.60 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 3556 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	d = 34.50 cm		Vmin = 4.46 tf			

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1-1	Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-3	d = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 3 - Lance 4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17

Nó	Flexão	Final
		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 = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

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 = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00	
L2	Maciça	10				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00	

Resultados da Laje

PATAMAR 3

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

Lance 4

cobr = 4.50 cm

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx		Flecha (cm)
L1	10	550.00	25	41	As = 1.90 cm ² /m		-0.04
L2	10	550.00	28	38	As = 1.90 cm ² /m		-0.05

Cálculos das Lajes

PATAMAR 3
Lance 4

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
Laje	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 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
L2	X	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

Pavimento PATAMAR 4

Resultados dos Pilares

PATAMAR 4
Lance 5

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 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	1617.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	58.00 -4.08	3576 3441	3686 3525	4.02 2 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
							16.0			
P2 1:20	30.00 X 30.00	1617.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	59.99 -2.83	3563 3435	3661 3527	4.02 2 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
							16.0			
P3 1:20	30.00 X 30.00	1617.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	84.28 14.46	4031 3547	3642 3551	4.02 2 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
							16.0			
P4 1:20	30.00 X 30.00	1617.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	83.02 13.42	3676 3882	3704 3483	4.02 2 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
							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	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 301049 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500.00 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 = 3576 kgf.m Msdbase = 3441 kgf.m	Ndmax = 58.00 tf Ndmin = -4.08 tf ni = 0.23
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3686 kgf.m Msdbase = 3525 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)	Armadura longitudinal		Processo de cálculo
		Torção	Final	

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 52 Msdcentro = 21 Msdbase = 49	Madtopo = 84 Madcentro = 84 Madbase = 84 M2d = 0 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 52 kgf.m Msd(y) = 3688 kgf.m Mrd(x) = 52 kgf.m Mrd(y) = 3690 kgf.m Mrd/Msd=1.00
H	Msdtopo = 3603 Msdcentro = 1441 Msdbase = 3488	Madtopo = 84 Madcentro = 84 Madbase = 84 M2d = 0 Mcd = 0	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 = 2.81 tf VBd base = 2.81 tf VHd topo = 2.88 tf VHd base = 2.88 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.81 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 2.88 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 3563 kgf.m Msdbase = 3435 kgf.m	Ndmax = 59.99 tf Ndmin = -2.83 tf ni = 0.23

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3661 kgf.m Msdbase = 3527 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 42 Msdcentro = 18 Msdbase = 45	Madtopo = 55 Madcentro = 55 Madbase = 55 M2d = 0 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) = 3663 kgf.m Mrd(x) = 44 kgf.m Mrd(y) = 3830 kgf.m Mrd/Msd=1.05
H	Msdtopo = 3608 Msdcentro = 1443 Msdbase = 3485	Madtopo = 55 Madcentro = 55 Madbase = 55 M2d = 0 Mcd = 0	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 = 2.80 tf VBd base = 2.80 tf VHd topo = 2.88 tf VHd base = 2.88 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.80 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 2.88 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 4031 kgf.m Msdbase = 3547 kgf.m	Ndmax = 84.28 tf Ndmin = 14.46 tf ni = 0.33
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3642 kgf.m Msdbase = 3551 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 3872 Msdcentro = 1549 Msdbase = 3493	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 133 Mcd = 41	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V1 Msd(x) = 3872 kgf.m Msd(y) = 389 kgf.m Mrd(x) = 5753 kgf.m Mrd(y) = 577 kgf.m Mrd/Msd=1.49
H	Msdtopo = 23 Msdcentro = 48 Msdbase = 65	Madtopo = 365 Madcentro = 340 Madbase = 324 M2d = 67 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 = 3.03 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 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 2.85 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Armadura de cisalhamento

Direção	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
	B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção

Armadura de fretagem

Dados		Armadura torção		Topo	Base	Armadura final
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	

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 3882 kgf.m	Ndmax = 83.02 tf Ndmin = 13.42 tf ni = 0.32
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3704 kgf.m Msdbase = 3483 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 3622 Msdcentro = 1491 Msdbase = 3728	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 126 Mcd = 39	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V2 Msd(x) = 3728 kgf.m Msd(y) = 365 kgf.m Mrd(x) = 5653 kgf.m Mrd(y) = 553 kgf.m Mrd/Msd=1.52
H	Msdtopo = 59 Msdcentro = 37 Msdbase = 3	Madtopo = 306 Madcentro = 328 Madbase = 362 M2d = 63 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 = 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 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 2.87 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 4
Lance 5

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$c_{obr} = 4.50 \text{ cm}$

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)	As h
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	58.00 -4.08	3576 3441	52 21 49	84 84 84	Msd(x) = 52 kgf.m Msd(y) = 3688 kgf.m Mrd(x) = 52 kgf.m Mrd(y) = 3690 kgf.m Mrd/Msd=1.00	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83	0.23 0.00 0.00	3686 3525	3603 1441 3488	0 0 0		0.9	
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	59.99 -2.83	3563 3435	42 18 45	55 55 55	Msd(x) = 42 kgf.m Msd(y) = 3663 kgf.m Mrd(x) = 44 kgf.m Mrd(y) = 3830 kgf.m Mrd/Msd=1.05	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83	0.23 0.00 0.00	3661 3527	3608 1443 3485	0 0 0		0.9	
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	84.28 14.46	4031 3547	3872 1549 3493	0 0 0	Msd(x) = 3872 kgf.m Msd(y) = 389 kgf.m Mrd(x) = 5753 kgf.m Mrd(y) = 577 kgf.m Mrd/Msd=1.49	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83	0.33 0.00 0.00	3642 3551	23 48 65	133 41 67 4		0.9	
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	83.02 13.42	3676 3882	3622 1491 3728	0 0 0	Msd(x) = 3728 kgf.m Msd(y) = 365 kgf.m Mrd(x) = 5653 kgf.m Mrd(y) = 553 kgf.m Mrd/Msd=1.52	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83	0.32 0.00 0.00	3704 3483	59 37 3	126 39 63 3		0.9	

(*) 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	6320.83	4 ø 12.5		-6523.10 -6503.46	4 ø 12.5 4 ø 12.5		
V2	85.15	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	0.11 6737.32	2 ø 10.0 4 ø 12.5		-7347.96 -6169.66	3 ø 16.0 4 ø 12.5		

V4	84.14	2 ø 8.0										Aviso 2
V5	7.05 23.75	2 ø 8.0 2 ø 8.0										
V6	7.91 6596.15	2 ø 10.0 4 ø 12.5										
V7	6603.89	4 ø 12.5										

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.31				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	5.20			6306.45	-6523.10	-0.03
P2		30.00						1.30		6320.83	-6503.46	

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.38		85.15			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	200.00	0.00	0.00	0.00	2.75				-2031.79	
P3		30.00						3.55				
2	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.01	0.00	5.68			5725.45	-7347.96	
P4		30.00						0.96		6737.32	-6169.66	

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.14			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	82.50 65.00	65.00	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07			7.05	-7.91	
V3		20.00						1.50				
2	82.50 65.00	65.00	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07				-620.22	
		15.00								23.75	-24.29	
		15.00										-0.09

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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										-0.08
1	79.50 60.00	60.00	1400.00	0.00	0.00	0.00	2.01			7.91	-7.05	
P3		30.00						4.00				
2		60.00	1400.00	0.00	0.00	0.00	7.09			5926.69	-7431.63	
	264.00 240.00	15.00								2729.30	-2458.27	
3		165.00	200.00	0.00	0.00	0.00	5.37			2752.96	-2482.46	-0.04
										6596.15	-6712.11	
P1		30.00						1.35				

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.37				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	5.41			6504.46	-6780.08	
										6603.89	-6665.79	
P2		30.00						1.31				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 4.77					0.02	
1	240.00	20.00	4 ø 12.5			ø 5.0 c/			0.01	0.03

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)
		x 40.00	4.62			12.5				
P2	30.00			4 ø 12.5 4.76					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.09
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.10
P3	30.00			3 ø 16.0 5.31					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 12.5 4.94			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.04
P4	30.00			4 ø 12.5 4.50					0.01	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			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)
		40.00								
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
V3	20.00			2 ø 8.0 0.99					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.10
	15.00			2 ø 8.0 0.99					0.00	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.08
P3	30.00			3 ø 16.0 5.38					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 12.5 4.83			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.04
P1	30.00			4 ø 12.5 4.92					0.02	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 4.98					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 12.5 4.84			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.04
P2	30.00			4 ø 12.5 4.89					0.02	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 6321 kgf.m As = 4.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.13 cm				As = 4.62 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 M = 1292 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 6523 kgf.m As = 4.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.27 cm			As = 4.77 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.02 mm
2	Md = 6503 kgf.m As = 4.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.26 cm			As = 4.76 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 = 5.20 tf VRd2 = 43.50 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

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 = 33.56 cm Vc0 = 7.07 tf k = 1.00		Vmin = 4.34 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 59 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 = 0.38 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 24 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

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

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 4.50 cm

$E_{cs} = 301049 \text{ kgf/cm}^2$
Peso específico = 2500.00 kgf/m^3

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 6737 kgf.m As = 4.94 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.42 cm				As = 4.94 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 M = 1610 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 = 7348 kgf.m As = 5.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.75 cm			As = 5.31 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.03 mm
3	Md = 6170 kgf.m As = 4.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.03 cm			As = 4.50 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 = 2.75 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
2 2-2	Vd = 5.68 tf VRd2 = 43.50 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-2	d = 33.56 cm Vc0 = 7.07 tf k = 1.00		Vmin = 4.34 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 33.63 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17

Nó	Flexão	Final
		fiss = 0.02 mm
3	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 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 = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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	Md = 6596 kgf.m As = 4.83 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.32 cm				As = 4.83 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
	h = 40.00 cm					M = 1373 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 7432 kgf.m As = 5.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.81 cm			As = 5.38 cm ² (3ø16.0 - 6.03 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.75 fiss = 0.03 mm
3	Md = 2482 kgf.m As = 1.69 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.51 cm			As = 1.69 cm ² (3ø10.0 - 2.36 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.29 fiss = 0.00 mm
4	Md = 6712 kgf.m As = 4.92 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.41 cm			As = 4.92 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 = 2.01 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-3	Vd = 7.09 tf VRd2 = 43.50 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2	d = 33.56 cm Vc0 = 7.07 tf		Vmin = 4.34 tf Aswmin = 2.81 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
2-3	k = 1.00		(2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 4 - Lance 5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 4.84 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.33 cm				As = 4.84 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 M = 1392 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 6780 kgf.m As = 4.98 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.45 cm			As = 4.98 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.02 mm
2	Md = 6666 kgf.m As = 4.89 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.37 cm			As = 4.89 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 = 5.41 tf VRd2 = 43.50 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisolham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 33.56 cm Vc0 = 7.07 tf k = 1.00		Vmin = 4.34 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Ligações por barras passantes do PATAMAR 4

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 4 fck = 300.00 kgf/cm² E = 301049 kgf/cm² Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 5 covr = 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				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00
L2	Maciça	10				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00

Resultados da Laje

PATAMAR 4 fck = 300.00 kgf/cm² E = 301049 kgf/cm² Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 5 covr = 4.50 cm

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Flecha (cm)
L1	10	550.00	25	41	As = 1.90 cm ² /m Erro D31	-0.04
L2	10	550.00	28	38	As = 1.90 cm ² /m Erro D31	-0.05

Cálculos das Lajes

PATAMAR 4
Lance 5

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
Laje	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 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
L2	X	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

Pavimento PATAMAR 5

Resultados dos Pilares

PATAMAR 5
Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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	1867.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	51.55 -0.18	3247 3100	3340 3187	4.02 2 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
							16.0			
							4.02 2 ø			
							16.0			
P2 1:20	30.00 X 30.00	1867.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	53.60 1.14	3239 3096	3339 3164	4.02 2 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
							16.0			
							4.02 2 ø			
							16.0			
P3 1:20	30.00 X 30.00	1867.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	71.03 13.57	3361 3564	3339 3144	4.02 2 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
							16.0			
							4.02 2 ø			
							16.0			
P4 1:20	30.00 X 30.00	1867.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	77.03 17.66	3701 3211	3305 3238	4.02 2 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
							16.0			
							4.02 2 ø			
							16.0			

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 3247 kgf.m Msdbase = 3100 kgf.m	Ndmax = 51.55 tf Ndmin = -0.18 tf ni = 0.20
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3340 kgf.m Msdbase = 3187 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)	Armadura longitudinal		Processo de cálculo
		Torção	Final	

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 50 Msdcentro = 20 Msdbase = 48	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 2 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 50 kgf.m Msd(y) = 3276 kgf.m Mrd(x) = 63 kgf.m Mrd(y) = 4119 kgf.m Mrd/Msd=1.26
H	Msdtopo = 3276 Msdcentro = 1310 Msdbase = 3134	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 5 Mcd = 17	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 = 2.54 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 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 2.61 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 1.00 Vc = 7.64 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm ² Ecs = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 3239 kgf.m Msdbase = 3096 kgf.m	Ndmax = 53.60 tf Ndmin = 1.14 tf ni = 0.21

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3339 kgf.m Msdbase = 3164 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 44 Msdcentro = 18 Msdbase = 45	Madtopo = 0 Madcentro = 23 Madbase = 0 M2d = 7 Mcd = 0	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 44 kgf.m Msdy) = 3274 kgf.m Mrdx) = 57 kgf.m Mrdy) = 4264 kgf.m Mrd/Msd=1.30
H	Msdtopo = 3274 Msdcentro = 1309 Msdbase = 3137	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 20 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 = 2.53 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 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 2.60 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 3361 kgf.m Msdbase = 3564 kgf.m	Ndmax = 71.03 tf Ndmin = 13.57 tf ni = 0.28
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3339 kgf.m Msdbase = 3144 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 3304 Msdcentro = 1361 Msdbase = 3403	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 122 Mcd = 31	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V1 Msd(x) = 3403 kgf.m Msd(y) = 363 kgf.m Mrd(x) = 5648 kgf.m Mrd(y) = 603 kgf.m Mrd/Msd=1.66
H	Msdtopo = 54 Msdcentro = 36 Msdbase = 11	Madtopo = 310 Madcentro = 327 Madbase = 353 M2d = 63 Mcd = 3	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 = 2.77 tf VBd base = 2.77 tf VHd topo = 2.58 tf VHd base = 2.58 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.77 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 2.58 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Armadura de cisalhamento

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 3701 kgf.m Msdbase = 3211 kgf.m	Ndmax = 77.03 tf Ndmin = 17.66 tf ni = 0.30
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3305 kgf.m Msdbase = 3238 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 3543 Msdcentro = 1417 Msdbase = 3155	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 144 Mcd = 37	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V2 Msd(x) = 3543 kgf.m Msd(y) = 462 kgf.m Mrd(x) = 6054 kgf.m Mrd(y) = 790 kgf.m Mrd/Msd=1.71
H	Msdtopo = 16 Msdcentro = 48 Msdbase = 68	Madtopo = 446 Madcentro = 415 Madbase = 394 M2d = 80 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 = 2.60 tf VHd base = 2.60 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 2.76 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
H	Vd = 2.60 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 5
Lance 6

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$c_{obr} = 4.50 \text{ cm}$

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) As h % armad	
		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	51.55 -0.18	3247 3100	50 20 48	0 0 0	Msd(x) = 50 kgf.m Msd(y) = 3276 kgf.m	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83		0.20 0.00 0.00					3340 3187
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	53.60 1.14	3239 3096	44 18 45	0 23 0	Msd(x) = 44 kgf.m Msd(y) = 3274 kgf.m	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83		0.21 0.00 0.00					3339 3164
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	71.03 13.57	3361 3564	3304 1361 3403	0 0 0	Msd(x) = 3403 kgf.m Msd(y) = 363 kgf.m	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83		0.28 0.00 0.00					3339 3144
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	77.03 17.66	3701 3211	3543 1417 3155	0 0 0	Msd(x) = 3543 kgf.m Msd(y) = 462 kgf.m	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0	
		250.00 RR 28.83		0.30 0.00 0.00					3305 3238

(*) 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	5658.39	2 ø 16.0		-5859.26 -5849.91	2 ø 16.0 2 ø 16.0		
V2	85.15	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	6094.25 0.11	4 ø 12.5 2 ø 10.0		-5500.01 -6701.36	2 ø 16.0 4 ø 12.5		

V4	84.14	2 ø 8.0										Aviso 2
V5	5933.38	2 ø 16.0			-6046.66	4 ø 12.5						
					-2268.38	2 ø 10.0						
					-6020.53	4 ø 12.5						
V6	7.19	2 ø 10.0			-6.29	2 ø 10.0						
	5929.84	2 ø 16.0			-6787.53	4 ø 12.5						
					-2228.46	2 ø 10.0						
					-6020.03	4 ø 12.5						
V7	6.29	2 ø 8.0			-7.19	2 ø 8.0						
	21.31	2 ø 8.0			-618.84	2 ø 8.0						
					-21.94	2 ø 8.0						

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.20				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	4.70			5651.66	-5859.26	-0.03
										5658.39	-5849.91	
P2		30.00						1.19				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.38		85.15			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						0.85				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	5.19			6094.25 5058.28	-5500.01 -6701.36	
P4		30.00						3.45				
2	84.50 65.00	65.00	200.00	0.00	0.00	0.00	2.75				-2031.79	
		15.00										-0.10

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.14			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.25				
1	264.00 240.00	67.50	200.00	0.00	0.00	0.00	4.88			5793.78 2402.77	-6046.66 -2268.38	
		0.00										-0.04
2		172.50	200.00	0.00	0.00	0.00	4.81			2402.77 5933.38	-2268.38 -6020.53	
P1		30.00						1.20				

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	1400.00	0.00	0.00	0.00	2.01			7.19	-6.29	
P4		30.00						3.90			-960.98	
2		60.00	1400.00	0.00	0.00	0.00	6.60			5257.74	-6787.53	
	264.00 240.00	15.00								2468.10	-2206.63	
3		165.00	200.00	0.00	0.00	0.00	4.85			2489.30	-2228.46	
										5929.84	-6020.03	
P2		30.00						1.23				

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07			6.29	-7.19	
V3		20.00						1.50			-610.44	
2	82.50 65.00	65.00	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07				-618.84	
		15.00								21.31	-21.94	
												-0.10

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 4.17					0.03	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 16.0 4.02			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.03
P2	30.00			2 ø 16.0 4.16					0.03	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.10
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 3.90					0.01	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 12.5 4.44			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.05
P4	30.00			4 ø 12.5 4.91					0.03	
2	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.10
	15.00								0.00	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	

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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 4.40					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 16.0 4.22			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.05
P1	30.00			4 ø 12.5 4.38					0.01	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.09
P4	30.00			4 ø 12.5 4.98					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 16.0 4.22			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.05
P2	30.00			4 ø 12.5 4.38					0.01	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99					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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
V3	20.00			2 ø 8.0 0.99					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.10
	15.00			2 ø 8.0 0.99					0.00	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 5658 kgf.m As = 4.02 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.60 cm				As = 4.02 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 M = 1147 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 5859 kgf.m As = 4.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.73 cm			As = 4.17 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 fiss = 0.03 mm
2	Md = 5850 kgf.m As = 4.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.72 cm			As = 4.16 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 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 = 4.70 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 59 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 = 0.38 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 22 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armاد. à esquerda	Armاد. mínima	Armاد. à direita	Dados torção	Armاد. de torção
1 1-1	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 6094 kgf.m As = 4.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.97 cm				As = 4.44 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armاد. = 0.61 M = 1480 kgf.m fiss = 0.02 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armاد. = 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 = 5500 kgf.m As = 3.90 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.49 cm			As = 3.90 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armاد. = 0.50 fiss = 0.01 mm
2	Md = 6701 kgf.m As = 4.91 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.40 cm			As = 4.91 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armاد. = 0.61 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 = 5.19 tf VRd2 = 43.50 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12
2 2-2	Vd = 2.75 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 15 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 33.56 cm Vc0 = 7.07 tf k = 1.00		Vmin = 4.34 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 33.63 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 5933 kgf.m As = 4.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.78 cm				As = 4.22 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 M = 1240 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 = 4.40 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.94 cm			As = 4.40 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.02 mm
2	Md = 2268 kgf.m As = 1.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.38 cm			As = 1.54 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.01 mm
3	Md = 6021 kgf.m As = 4.38 cm ²			As = 4.38 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²)

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	A's = 0.00 cm ² yLN = 3.92 cm			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 1-2	Vd = 4.88 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 5930 kgf.m As = 4.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.78 cm				As = 4.22 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 M = 1239 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 6788 kgf.m As = 4.98 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.46 cm			As = 4.98 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.03 mm
3	Md = 2228 kgf.m As = 1.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.36 cm			As = 1.52 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.01 mm
4	Md = 6020 kgf.m As = 4.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.92 cm			As = 4.38 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 = 2.01 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-3	Vd = 6.60 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-3	d = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 5 - Lance 6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 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 = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

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 = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) Ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) Ø 5.0 c/ 17.5			

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 fck = 300.00 kgf/cm² E = 301049 kgf/cm² Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 6 covr = 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				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00
L2	Maciça	10				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00

Resultados da Laje

PATAMAR 5 fck = 300.00 kgf/cm² E = 301049 kgf/cm² Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 6 covr = 4.50 cm

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx		Flecha (cm)
L1	10	550.00	25	41	As = 1.90 cm ² /m		-0.04
L2	10	550.00	28	38	As = 1.90 cm ² /m		-0.05

Cálculos das Lajes

PATAMAR 5
Lance 6

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
Laje	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 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
L2	X	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

Pavimento PATAMAR 6

Resultados dos Pilares

PATAMAR 6
Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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	2117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	45.67 3.26	2910 2753	3003 2824	4.02 2 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
							16.0			
P2 1:20	30.00 X 30.00	2117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	47.68 4.55	2903 2749	2983 2826	4.02 2 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
							16.0			
P3 1:20	30.00 X 30.00	2117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	65.58 17.30	3368 2869	2965 2853	4.02 2 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
							16.0			
P4 1:20	30.00 X 30.00	2117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	64.27 16.25	3019 3207	3027 2790	4.02 2 ø	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83	
							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	fck = 300.00 kgf/cm ² Ecs = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 2910 kgf.m Msdbase = 2753 kgf.m	Ndmax = 45.67 tf Ndmin = 3.26 tf ni = 0.18
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3003 kgf.m Msdbase = 2824 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)	Armadura longitudinal		Processo de cálculo
		Torção	Final	

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 49 Msdcentro = 20 Msdbase = 48	Madtopo = 43 Madcentro = 72 Madbase = 43 M2d = 16 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 92 kgf.m Msd(y) = 2927 kgf.m Mrd(x) = 140 kgf.m Mrd(y) = 4486 kgf.m Mrd/Msd=1.53
H	Msdtopo = 2927 Msdcentro = 1171 Msdbase = 2784	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 42 Mcd = 15	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 = 2.27 tf VBd base = 2.27 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 = 2.27 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 2.33 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 2903 kgf.m Msdbase = 2749 kgf.m	Ndmax = 47.68 tf Ndmin = 4.55 tf ni = 0.19

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2983 kgf.m Msdbase = 2826 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 45 Msdcentro = 18 Msdbase = 45	Madtopo = 78 Madcentro = 105 Madbase = 77 M2d = 21 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 123 kgf.m Msd(y) = 2932 kgf.m Mrd(x) = 194 kgf.m Mrd(y) = 4646 kgf.m Mrd/Msd=1.58
H	Msdtopo = 2932 Msdcentro = 1173 Msdbase = 2782	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 53 Mcd = 16	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 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 2.32 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 3368 kgf.m Msdbase = 2869 kgf.m	Ndmax = 65.58 tf Ndmin = 17.30 tf ni = 0.26
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2965 kgf.m Msdbase = 2853 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 3209 Msdcentro = 1284 Msdbase = 2812	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 136 Mcd = 29	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V1 Msd(x) = 3209 kgf.m Msd(y) = 449 kgf.m Mrd(x) = 5984 kgf.m Mrd(y) = 838 kgf.m Mrd/Msd=1.86
H	Msdtopo = 20 Msdcentro = 46 Msdbase = 64	Madtopo = 429 Madcentro = 403 Madbase = 386 M2d = 78 Mcd = 3	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 = 2.49 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 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 2.30 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo do Pilar P4

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/cm ² Ecs = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 3019 kgf.m Msdbase = 3207 kgf.m	Ndmax = 64.27 tf Ndmin = 16.25 tf ni = 0.25
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 3027 kgf.m Msdbase = 2790 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 2963 Msdcentro = 1220 Msdbase = 3050	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 129 Mcd = 27	Td = 0 kgf.m	2 ø 16.0 2 ø 16.0	G1+G2+S+1.4V2 Msdx) = 3050 kgf.m Msdy) = 7 kgf.m Mrdx) = 5885 kgf.m Mrdy) = 13 kgf.m Mrd/Msd=1.93
H	Msdtopo = 59 Msdcentro = 38 Msdbase = 7	Madtopo = 366 Madcentro = 387 Madbase = 418 M2d = 73 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 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 2.32 tf VRd2 = 47.04 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.20 cm Vc0 = 7.64 tf k = 2.00 Vc = 15.28 tf	Vmin = 3.99 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 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/ 7.5

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 6
Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib	Nd	MBd	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo	Processo de Cálculo	As b(cm ²) As h % armad
		vínc esb B	máx Nd mín (tf) ni	topo MBd base		Madcentro Madbase		
		lih	Zr	MHd	MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	MH2d MHcd (kgf.m)		
		vínc esb H (cm)		topo MHd base (kgf.m)				
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	45.67 3.26	2910 2753	49 20 48	43 72 43 16	Msd(x) = 92 kgf.m Msd(y) = 2927 kgf.m Mrd(x) = 140 kgf.m Mrd(y) = 4486 kgf.m Mrd/Msd=1.53	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.18 0.00 0.00	3003 2824	2927 1171 2784	1 42 15		0.9
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	47.68 4.55	2903 2749	45 18 45	78 105 77 21	Msd(x) = 123 kgf.m Msd(y) = 2932 kgf.m Mrd(x) = 194 kgf.m Mrd(y) = 4646 kgf.m Mrd/Msd=1.58	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.19 0.00 0.00	2983 2826	2932 1173 2782	1 53 16		0.9
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	65.58 17.30	3368 2869	3209 1284 2812	0 0 0	Msd(x) = 3209 kgf.m Msd(y) = 449 kgf.m Mrd(x) = 5984 kgf.m Mrd(y) = 838 kgf.m Mrd/Msd=1.86	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.26 0.00 0.00	2965 2853	20 46 64	136 29 78 3		0.9
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	64.27 16.25	3019 3207	2963 1220 3050	0 0 0	Msd(x) = 3050 kgf.m Msd(y) = 7 kgf.m Mrd(x) = 5885 kgf.m Mrd(y) = 13 kgf.m Mrd/Msd=1.93	4.02 2 ø 16.0 4.02 2 ø 16.0
		250.00 RR 28.83	0.25 0.00 0.00	3027 2790	59 38 7	129 27 73 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	4984.43	3 ø 12.5		-5185.69 -5173.36	2 ø 16.0 2 ø 16.0		
V2	85.15	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	0.11 5407.88	2 ø 10.0 2 ø 16.0		-6015.65 -4832.72	4 ø 12.5 3 ø 12.5		
V4	84.14	2 ø 8.0					Aviso 2
V5	5.52 18.82	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-6.40 -617.28 -19.37	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
V6	6.40 5231.58	2 ø 10.0 2 ø 16.0		-5.52 -6086.39 -1949.38 -5344.00	2 ø 10.0 4 ø 12.5 2 ø 10.0 2 ø 16.0		
V7	5240.44	2 ø 16.0		-5417.32 -5304.87	2 ø 16.0 2 ø 16.0		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.09				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	4.19		4975.52 4984.43	-5185.69 -5173.36		-0.04
P2		30.00						1.08				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.38		85.15			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	200.00	0.00	0.00	0.00	2.75				-2031.79	
P3		30.00						3.33				
2	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	4.67			4390.54	-6015.65	
										5407.88	-4832.72	
P4		30.00						0.74				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.14			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07			5.52	-6.40	

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)
											-609.96	
V3		20.00						1.50				
2	82.50 65.00	65.00	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07			18.82	-617.28 -19.37	
		15.00										-0.10

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	1400.00	0.00	0.00	0.00	2.01			6.40	-5.52 -960.53	
P3		30.00						3.78				
2		60.00	1400.00	0.00	0.00	0.00	6.06			4577.80 2199.67	-6086.39 -1930.11	
	264.00 240.00	15.00										-0.05
3		165.00	200.00	0.00	0.00	0.00	4.34			2218.39 5231.58	-1949.38 -5344.00	
P1		30.00						1.13				

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.15				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	4.38			5145.27 5240.44	-5417.32 -5304.87	

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)
P2		30.00						1.09				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 3.66					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 3.49			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.04
P2	30.00			2 ø 16.0 3.65					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.10
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.11
P3	30.00			4 ø 12.5 4.38					0.03	
2	240.00	20.00 x	2 ø 16.0 3.83			ø 5.0 c/ 12.5			0.03	0.05

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								
P4	30.00			3 ø 12.5 3.38					0.01	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
V3	20.00			2 ø 8.0 0.99					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
	15.00			2 ø 8.0 0.99					0.00	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.09
P3	30.00			4 ø 12.5					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)
				4.43						
2	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 16.0 3.70			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.05
P1	30.00			2 ø 16.0 3.78					0.02	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 3.84					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 16.0 3.70			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.05
P2	30.00			2 ø 16.0 3.75					0.02	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 4984 kgf.m As = 3.49 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.13 cm				As = 3.49 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 M = 1003 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 5186 kgf.m As = 3.66 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.28 cm			As = 3.66 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 fiss = 0.02 mm

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
2	Md = 5173 kgf.m As = 3.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.27 cm			As = 3.65 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 = 4.19 tf VRd2 = 44.55 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.38 cm Vc0 = 7.24 tf k = 1.00		Vmin = 4.45 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 59 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	

Nó	Flexão	Final
	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 = 0.38 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 19 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 5408 kgf.m As = 3.83 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.43 cm				As = 3.83 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 M = 1327 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			

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	yLN = 0.00 cm			
2	Md = 6016 kgf.m As = 4.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.92 cm			As = 4.38 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.03 mm
3	Md = 4833 kgf.m As = 3.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.03 cm			As = 3.38 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 = 2.75 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 14 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
2 2-2	Vd = 4.67 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-2	d = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
	h = 40.00 cm			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 = 33.63 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
				M = 1 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 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 = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 5232 kgf.m As = 3.70 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.31 cm				As = 3.70 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 M = 1082 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 6086 kgf.m As = 4.43 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.97 cm			As = 4.43 cm ² (4ø12.5 - 4.91 cm ²) d = 33.56 cm % armad. = 0.61 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1949 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.01 mm
4	Md = 5344 kgf.m As = 3.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.38 cm			As = 3.78 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
				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 = 2.01 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-3	Vd = 6.06 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.14

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 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-3	d = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 6 - Lance 7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 5240 kgf.m As = 3.70 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.32 cm				As = 3.70 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 M = 1099 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 5417 kgf.m As = 3.84 cm ² A's = 0.00 cm ²			As = 3.84 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	yLN = 3.43 cm			% armad. = 0.50 fiss = 0.02 mm
2	Md = 5305 kgf.m As = 3.75 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.36 cm			As = 3.75 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 = 4.38 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

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

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

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				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00
L2	Maciça	10				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00

Resultados da Laje

PATAMAR 6
Lance 7

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Flecha (cm)
L1	10	550.00	25	41	As = $1.90 \text{ cm}^2/\text{m}$	-0.04
L2	10	550.00	28	38	As = $1.90 \text{ cm}^2/\text{m}$	-0.05

Cálculos das Lajes

PATAMAR 6
Lance 7

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
Laje	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 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				Erro D31 fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
L2	X	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

Pavimento PATAMAR 7

Resultados dos Pilares

PATAMAR 7
Lance 8

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 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	40.25 6.13	2565 2399	2640 2471	2.45 2 \emptyset 12.5	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 7.5$	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	42.32 7.48	2558 2396	2640 2451	2.45 2 \emptyset 12.5	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 7.5$	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	53.36 15.38	2678 2860	2652 2436	2.45 2 \emptyset 12.5	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 7.5$	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	59.30 19.46	3020 2509	2612 2521	2.45 2 \emptyset 12.5	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 7.5$	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 $b = 30.00 \text{ cm}$ $h = 30.00 \text{ cm}$ Cobrimento = 4.50 cm	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 301049 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500.00 kgf/m^3 $F_i = 1.94$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR $l_i = 250.00 \text{ cm}$ Esbeltez = 28.83	$M_{sd\text{topo}} = 2565 \text{ kgf.m}$ $M_{sd\text{base}} = 2399 \text{ kgf.m}$	$N_{d\text{max}} = 40.25 \text{ tf}$ $N_{d\text{min}} = 6.13 \text{ tf}$ $n_i = 0.16$
H	Vínculo = RR $l_i = 250.00 \text{ cm}$ Esbeltez = 28.83	$M_{sd\text{topo}} = 2640 \text{ kgf.m}$ $M_{sd\text{base}} = 2471 \text{ kgf.m}$	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)	Armadura longitudinal		Processo de cálculo
		Torção	Final	

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 49 Msdcentro = 20 Msdbase = 48	Madtopo = 112 Madcentro = 141 Madbase = 113 M2d = 28 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 161 kgf.m Msd(y) = 2580 kgf.m Mrd(x) = 211 kgf.m Mrd(y) = 3385 kgf.m Mrd/Msd=1.31
H	Msdtopo = 2580 Msdcentro = 1032 Msdbase = 2415	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 64 Mcd = 13	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 = 1.99 tf VBd base = 1.99 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 = 1.99 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 2.04 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 2558 kgf.m Msdbase = 2396 kgf.m	Ndmax = 42.32 tf Ndmin = 7.48 tf ni = 0.16

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2640 kgf.m Msdbase = 2451 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 44 Msdcentro = 18 Msdbase = 46	Madtopo = 149 Madcentro = 175 Madbase = 147 M2d = 33 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 193 kgf.m Msdy) = 2577 kgf.m Mrdx) = 268 kgf.m Mrdy) = 3578 kgf.m Mrd/Msd=1.39
H	Msdtopo = 2577 Msdcentro = 1031 Msdbase = 2419	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 73 Mcd = 14	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 = 1.98 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 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 2.04 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 2678 kgf.m Msdbase = 2860 kgf.m	Ndmax = 53.36 tf Ndmin = 15.38 tf ni = 0.21
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2652 kgf.m Msdbase = 2436 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 2621 Msdcentro = 1080 Msdbase = 2701	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 118 Mcd = 21	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V1 Msd(x) = 2701 kgf.m Msd(y) = 12 kgf.m Mrd(x) = 4487 kgf.m Mrd(y) = 20 kgf.m Mrd/Msd=1.66
H	Msdtopo = 56 Msdcentro = 38 Msdbase = 12	Madtopo = 344 Madcentro = 362 Madbase = 388 M2d = 69 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 = 2.22 tf VBd base = 2.22 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 = 2.22 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 2.02 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Armadura de cisalhamento

Direção	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
	B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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	Armadura final
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	

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/cm ² Ecs = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 3020 kgf.m Msdbase = 2509 kgf.m	Ndmax = 59.30 tf Ndmin = 19.46 tf ni = 0.23
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2612 kgf.m Msdbase = 2521 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 2861 Msdcentro = 1145 Msdbase = 2453	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 137 Mcd = 25	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V2 Msd(x) = 2861 kgf.m Msd(y) = 15 kgf.m Mrd(x) = 4870 kgf.m Mrd(y) = 26 kgf.m Mrd/Msd=1.70
H	Msdtopo = 15 Msdcentro = 46 Msdbase = 67	Madtopo = 483 Madcentro = 452 Madbase = 431 M2d = 86 Mcd = 3	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 = 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 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
H	Vd = 2.03 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 7
Lance 8

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

cobr = 4.50 cm

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vnc 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 vnc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)		As h % armad
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	40.25 6.13	2565 2399	49 20 48	112 141 113	Msd(x) = 161 kgf.m Msd(y) = 2580 kgf.m Mrd(x) = 211 kgf.m Mrd(y) = 3385 kgf.m Mrd/Msd=1.31	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.16 0.00 0.00	2640 2471	2580 1032 2415	28 1 64 13		0.5
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	42.32 7.48	2558 2396	44 18 46	149 175 147	Msd(x) = 193 kgf.m Msd(y) = 2577 kgf.m Mrd(x) = 268 kgf.m Mrd(y) = 3578 kgf.m Mrd/Msd=1.39	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.16 0.00 0.00	2640 2451	2577 1031 2419	33 1 73 14		0.5
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	53.36 15.38	2678 2860	2621 1080 2701	0 0 0	Msd(x) = 2701 kgf.m Msd(y) = 12 kgf.m Mrd(x) = 4487 kgf.m Mrd(y) = 20 kgf.m Mrd/Msd=1.66	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.21 0.00 0.00	2652 2436	56 38 12	118 21 69 2		0.5
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	59.30 19.46	3020 2509	2861 1145 2453	0 0 0	Msd(x) = 2861 kgf.m Msd(y) = 15 kgf.m Mrd(x) = 4870 kgf.m Mrd(y) = 26 kgf.m Mrd/Msd=1.70	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.23 0.00 0.00	2612 2521	15 46 67	137 25 86 3		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	4293.25	3 ø 12.5		-4494.04 -4486.46	3 ø 12.5 3 ø 12.5		
V2	85.15	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	4728.66 0.11	3 ø 12.5 2 ø 10.0		-4136.10 -5336.15	4 ø 10.0 2 ø 16.0		

V4	84.14	2 ø 8.0										Aviso 2
V5	4536.14	3 ø 12.5										
V6	5.63 4533.04	2 ø 10.0 3 ø 12.5										
V7	4.74 16.27	2 ø 8.0 2 ø 8.0										

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						0.98				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	3.66			4287.87 4293.25	-4494.04 -4486.46	-0.04
P2		30.00						0.97				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.38		85.15			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						0.63				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	4.16			4728.66 3694.08	-4136.10 -5336.15	
P4		30.00						3.22				
2	84.50 65.00	65.00	200.00	0.00	0.00	0.00	2.75				-2031.79	
		15.00										-0.11

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.14			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.03				
1	264.00 240.00	67.50	200.00	0.00	0.00	0.00	3.83			4412.21 1858.16	-4665.58 -1723.90	
		0.00										-0.05
2		172.50	200.00	0.00	0.00	0.00	3.75			1858.16 4536.14	-1723.90 -4622.56	

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						0.98				

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	1400.00	0.00	0.00	0.00	2.01			5.63	-4.74	
P4		30.00						3.67				
2		60.00	1400.00	0.00	0.00	0.00	5.54			3878.49	-5407.84	
	264.00 240.00	15.00								1926.22	-1664.64	
												-0.05
3		165.00	200.00	0.00	0.00	0.00	3.80			1942.38	-1681.42	
										4533.04	-4623.86	
P2		30.00						1.01				

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07			4.74	-5.63	
V3		20.00						1.50				
2	82.50 65.00	65.00	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07				-615.81	
										16.27	-16.90	
		15.00										-0.10

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 3.13					0.01	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 2.99			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.04
P2	30.00			3 ø 12.5 3.13					0.01	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.10
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 2.86					0.01	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 3.31			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.06
P4	30.00			2 ø 16.0 3.78					0.04	
2	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.11
	15.00								0.00	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²

Ecs = 301049 kgf/cm²

Cobrimento = 4.50 cm

Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 3.26					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 3.17			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.06
P1	30.00			3 ø 12.5 3.23					0.01	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.10
P4	30.00			2 ø 16.0 3.83					0.04	
2	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 3.16			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.06
P2	30.00			3 ø 12.5 3.23					0.01	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
V3	20.00			2 ø 8.0 0.99					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
	15.00			2 ø 8.0 0.99					0.00	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 4293 kgf.m As = 2.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.68 cm				As = 2.99 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 M = 854 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 4494 kgf.m As = 3.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.81 cm			As = 3.13 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 fiss = 0.01 mm
2	Md = 4486 kgf.m As = 3.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.80 cm			As = 3.13 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 = 3.66 tf VRd2 = 44.55 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 7.24 tf k = 1.00		Vmin = 4.45 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 59 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 = 0.38 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armاد. à esquerda	Armاد. mínima	Armاد. à direita	Dados torção	Armاد. de torção
1 1-1	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 4729 kgf.m As = 3.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.96 cm				As = 3.31 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armاد. = 0.46 M = 1187 kgf.m fiss = 0.02 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armاد. = 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 = 4136 kgf.m As = 2.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.56 cm			As = 2.86 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armاد. = 0.39 fiss = 0.01 mm
2	Md = 5336 kgf.m As = 3.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.38 cm			As = 3.78 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armاد. = 0.50 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 = 4.16 tf VRd2 = 44.55 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
2 2-2	Vd = 2.75 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.38 cm Vc0 = 7.24 tf k = 1.00		Vmin = 4.45 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 33.63 tf	Td = 6 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01

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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 3.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.83 cm				As = 3.17 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 = 4666 kgf.m As = 3.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.92 cm			As = 3.26 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 fiss = 0.02 mm
2	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.01 mm
3	Md = 4623 kgf.m As = 3.23 cm ²			As = 3.23 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²)

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	A's = 0.00 cm ² yLN = 2.89 cm			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 1-2	Vd = 3.83 tf VRd2 = 44.55 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.38 cm Vc0 = 7.24 tf k = 1.00		Vmin = 4.45 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 3.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.83 cm				As = 3.16 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 M = 939 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 5408 kgf.m As = 3.83 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.43 cm			As = 3.83 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 fiss = 0.04 mm
3	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
4	Md = 4624 kgf.m As = 3.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.89 cm			As = 3.23 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 = 2.01 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-3	Vd = 5.54 tf VRd2 = 44.55 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-3	d = 34.38 cm Vc0 = 7.24 tf k = 1.00		Vmin = 4.45 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 7 - Lance 8

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 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 = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

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 = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) Ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) Ø 5.0 c/ 17.5			

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 fck = 300.00 kgf/cm² E = 301049 kgf/cm² Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 8 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				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00
L2	Maciça	10				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00

Resultados da Laje

PATAMAR 7 fck = 300.00 kgf/cm² E = 301049 kgf/cm² Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 8 cobr = 4.50 cm

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Flecha (cm)
L1	10	550.00	25	41	As = 1.90 cm ² /m	-0.04
L2	10	550.00	28	38	As = 1.90 cm ² /m	-0.05

Cálculos das Lajes

PATAMAR 7
Lance 8

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
Laje	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 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
L2	X	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

Pavimento PATAMAR 8

Resultados dos Pilares

PATAMAR 8
Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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 RR 250.00 RR	35.42 8.51	2213 2039	2287 2095	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83
P2 1:20	30.00 X 30.00	2617.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	37.45 9.84	2207 2035	2269 2097	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83
P3 1:20	30.00 X 30.00	2617.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	48.96 18.06	2671 2155	2257 2127	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83
P4 1:20	30.00 X 30.00	2617.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	47.60 16.99	2323 2494	2318 2067	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 7.5	28.83 28.83

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 2213 kgf.m Msdbase = 2039 kgf.m	Ndmax = 35.42 tf Ndmin = 8.51 tf ni = 0.14
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2287 kgf.m Msdbase = 2095 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)	Armadura longitudinal	Processo de cálculo
---------	------------------	-----------------------	---------------------

			Torção	Final	
B	Msdtopo = 49 Msdcentro = 20 Msdbase = 48	Madtopo = 169 Madcentro = 198 Madbase = 170 M2d = 38 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 218 kgf.m Msd(y) = 2215 kgf.m Mrd(x) = 361 kgf.m Mrd(y) = 3677 kgf.m Mrd/Msd=1.66
H	Msdtopo = 2215 Msdcentro = 886 Msdbase = 2051	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 75 Mcd = 10	Asl = 0.00 cm²	4ø12.5 4.91 cm² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
l 45	VBd topo = 1.70 tf VBd base = 1.70 tf VHd topo = 1.75 tf VHd base = 1.75 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.70 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.75 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 2207 kgf.m Msdbase = 2035 kgf.m	Ndmax = 37.45 tf Ndmin = 9.84 tf ni = 0.15
H	Vínculo = RR	Msdtopo = 2269 kgf.m	

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
	li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdbase = 2097 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 46 Msdcentro = 18 Msdbase = 46	Madtopo = 204 Madcentro = 231 Madbase = 204 M2d = 43 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 250 kgf.m Msdy) = 2222 kgf.m Mrdx) = 427 kgf.m Mrdy) = 3801 kgf.m Mrd/Msd=1.71
H	Msdtopo = 2222 Msdcentro = 889 Msdbase = 2050	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 82 Mcd = 11	Asl = 0.00 cm²	4ø12.5 4.91 cm² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
l 45	VBd topo = 1.70 tf VBd base = 1.70 tf VHd topo = 1.75 tf VHd base = 1.75 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.70 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.75 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 2671 kgf.m Msdbase = 2155 kgf.m	Ndmax = 48.96 tf Ndmin = 18.06 tf ni = 0.19
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2257 kgf.m Msdbase = 2127 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 2512 Msdcentro = 1005 Msdbase = 2098	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 123 Mcd = 19	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V1 Msdx) = 2512 kgf.m Msdy) = 461 kgf.m Mrdx) = 4747 kgf.m Mrdy) = 871 kgf.m Mrd/Msd=1.89
H	Msdtopo = 19 Msdcentro = 45 Msdbase = 62	Madtopo = 442 Madcentro = 416 Madbase = 399 M2d = 80 Mcd = 3	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 = 1.93 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 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.73 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 2323 kgf.m Msdbase = 2494 kgf.m	Ndmax = 47.60 tf Ndmin = 16.99 tf ni = 0.19
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 2318 kgf.m Msdbase = 2067 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 2267 Msdcentro = 934 Msdbase = 2336	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 116 Mcd = 17	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V2 Msd(x) = 2336 kgf.m Msd(y) = 436 kgf.m Mrd(x) = 4627 kgf.m Mrd(y) = 863 kgf.m Mrd/Msd=1.98
H	Msdtopo = 61 Msdcentro = 40 Msdbase = 8	Madtopo = 375 Madcentro = 396 Madbase = 428 M2d = 75 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 = 1.93 tf VBd base = 1.93 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 = 1.93 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.74 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 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/ 7.5

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 8
Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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	250.00 RR 28.83	35.42 8.51	2213 2039	49 20 48	169 198 170 38	Msd(x) = 218 kgf.m Msd(y) = 2215 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.14 0.00 0.00	2287 2095	2215 886 2051	1 75 10	Mrd(x) = 361 kgf.m Mrd(y) = 3677 kgf.m Mrd/Msd=1.66	0.5
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	37.45 9.84	2207 2035	46 18 46	204 231 204 43	Msd(x) = 250 kgf.m Msd(y) = 2222 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.15 0.00 0.00	2269 2097	2222 889 2050	1 82 11	Mrd(x) = 427 kgf.m Mrd(y) = 3801 kgf.m Mrd/Msd=1.71	0.5
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	48.96 18.06	2671 2155	2512 1005 2098	0 0 0	Msd(x) = 2512 kgf.m Msd(y) = 461 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.19 0.00 0.00	2257 2127	19 45 62	123 19 80 3	Mrd(x) = 4747 kgf.m Mrd(y) = 871 kgf.m Mrd/Msd=1.89	0.5
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	47.60 16.99	2323 2494	2267 934 2336	0 0 0	Msd(x) = 2336 kgf.m Msd(y) = 436 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.19 0.00 0.00	2318 2067	61 40 8	116 17 75 2	Mrd(x) = 4627 kgf.m Mrd(y) = 863 kgf.m Mrd/Msd=1.98	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	3593.72	2 ø 12.5		-3794.51 -3781.38	4 ø 10.0 4 ø 10.0		
V2	85.15	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	0.11 4015.34	2 ø 10.0 4 ø 10.0		-4623.79 -3442.07	3 ø 12.5 2 ø 12.5		
V4	84.14	2 ø 8.0					Aviso 2
V5	3.94 13.69	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-4.81 -614.19 -14.23	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
V6	4.81 3805.65	2 ø 10.0 4 ø 10.0		-3.94 -4680.69 -1392.78 -3919.91	2 ø 10.0 3 ø 12.5 2 ø 10.0 4 ø 10.0		
V7	3819.36	4 ø 10.0		-3998.64 -3882.39	4 ø 10.0 4 ø 10.0		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						0.86				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	3.13			3584.37 3593.72	-3794.51 -3781.38	-0.04
P2		30.00						0.86				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.38		85.15			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	200.00	0.00	0.00	0.00	2.75				-2031.79	
P3		30.00						3.10				
2	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	3.62			2999.53	-4623.79	
										4015.34	-3442.07	
P4		30.00						0.52				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.14			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07			3.94	-4.81	

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)
											-609.01	
V3		20.00						1.50				
2	82.50 65.00	65.00	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07			13.69	-614.19 -14.23	
		15.00										-0.10

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	1400.00	0.00	0.00	0.00	2.01			4.81	-3.94 -959.58	
P3		30.00						3.55				
2		60.00	1400.00	0.00	0.00	0.00	4.99			3172.80 1648.13	-4680.69 -1378.65	
	264.00 240.00	15.00										-0.06
3		165.00	200.00	0.00	0.00	0.00	3.26			1661.72 3805.65	-1392.78 -3919.91	
P1		30.00						0.90				

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						0.92				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	0.00	3.30			3725.24 3819.36	-3998.64 -3882.39	

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)
P2		30.00						0.86				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 10.0 2.62					0.01	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 12.5 2.48			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.04
P2	30.00			4 ø 10.0 2.61					0.01	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.10
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.11
P3	30.00			3 ø 12.5 3.23					0.03	

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	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 10.0 2.78			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.06
P4	30.00			2 ø 12.5 2.38					0.01	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
V3	20.00			2 ø 8.0 0.99					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
	15.00			2 ø 8.0 0.99					0.00	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32					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	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.10
P3	30.00			3 ø 12.5 3.27					0.03	
2	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 10.0 2.63			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.06
P1	30.00			4 ø 10.0 2.71					0.01	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 2.76					0.01	
1	240.00	20.00 x 40.00	4 ø 10.0 2.64			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.06
P2	30.00			4 ø 10.0 2.68					0.01	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 3594 kgf.m As = 2.48 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.22 cm				As = 2.48 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 M = 706 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3795 kgf.m As = 2.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.34 cm			As = 2.62 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
				fiss = 0.01 mm
2	Md = 3781 kgf.m As = 2.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.34 cm			As = 2.61 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 = 3.13 tf VRd2 = 44.55 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 7.24 tf k = 1.00		Vmin = 4.45 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 59 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	

Nó	Flexão	Final
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 = 0.38 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 14 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 4015 kgf.m As = 2.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.49 cm				As = 2.78 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 M = 1028 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 = 4624 kgf.m As = 3.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.89 cm			As = 3.23 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 fiss = 0.03 mm
3	Md = 3442 kgf.m As = 2.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.13 cm			As = 2.38 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 = 2.75 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-2	Vd = 3.62 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3556 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 1-1	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
-------------	-------	--------	--------	-------

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 33.63 tf	Td = 5 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ²		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
	h = 40.00 cm	yLN = 1.18 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 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 = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 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
2-2	k = 1.00		(2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 2.63 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.35 cm				As = 2.63 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 M = 776 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 4681 kgf.m As = 3.27 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.93 cm			As = 3.27 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 fiss = 0.03 mm
3	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 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 = 3920 kgf.m As = 2.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.42 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 = 2.01 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-3	Vd = 4.99 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-3	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 8 - Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 3819 kgf.m As = 2.64 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.36 cm				As = 2.64 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 M = 795 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3999 kgf.m As = 2.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.48 cm			As = 2.76 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.01 mm
2	Md = 3882 kgf.m As = 2.68 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.40 cm			As = 2.68 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 = 3.30 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

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 = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00
L2	Maciça	10				250.00	200.00	0.00	550.00

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

Resultados da Laje

PATAMAR 8
Lance 9

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Flecha (cm)
L1	10	550.00	25	41	As = $1.90 \text{ cm}^2/\text{m}$	-0.04
L2	10	550.00	28	38	As = $1.90 \text{ cm}^2/\text{m}$	-0.05

Cálculos das Lajes

PATAMAR 8
Lance 9

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
Laje	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 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
L2	X	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

Pavimento PATAMAR 9

Resultados dos Pilares

PATAMAR 9
Lance 10

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 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	2867.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	31.08 10.32	1852 1673	1911 1731	2.45 2 \emptyset	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 7.5$	28.83 28.83
							12.5		
							2.45 2 \emptyset		
							12.5		
0.5 4 \emptyset	12.5								
P2 1:20	30.00 X 30.00	2867.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	33.18 11.70	1844 1668	1910 1710	2.45 2 \emptyset	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 7.5$	28.83 28.83
							12.5		
							2.45 2 \emptyset		
							12.5		
0.5 4 \emptyset	12.5								
P3 1:20	30.00 X 30.00	2867.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	37.81 15.07	1963 2135	1936 1702	2.45 2 \emptyset	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 7.5$	28.83 28.83
							12.5		
							2.45 2 \emptyset		
							12.5		
0.5 4 \emptyset	12.5								
P4 1:20	30.00 X 30.00	2867.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	43.71 19.12	2305 1781	1888 1779	2.45 2 \emptyset	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 7.5$	28.83 28.83
							12.5		
							2.45 2 \emptyset		
							12.5		
0.5 4 \emptyset	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	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 301049 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500.00 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 = 1852 kgf.m Msdbase = 1673 kgf.m	Ndmax = 31.08 tf Ndmin = 10.32 tf ni = 0.12
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1911 kgf.m Msdbase = 1731 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)	Armadura longitudinal		Processo de cálculo
		Torção	Final	

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 47 Msdcentro = 19 Msdbase = 47	Madtopo = 214 Madcentro = 242 Madbase = 214 M2d = 45 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 261 kgf.m Msd(y) = 1851 kgf.m Mrd(x) = 544 kgf.m Mrd(y) = 3858 kgf.m Mrd/Msd=2.08
H	Msdtopo = 1851 Msdcentro = 741 Msdbase = 1669	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 79 Mcd = 8	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 = 1.41 tf VBd base = 1.41 tf VHd topo = 1.46 tf VHd base = 1.46 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.41 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 1.46 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 1844 kgf.m Msdbase = 1668 kgf.m	Ndmax = 33.18 tf Ndmin = 11.70 tf ni = 0.13

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1910 kgf.m Msdbase = 1710 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 42 Msdcentro = 18 Msdbase = 45	Madtopo = 252 Madcentro = 276 Madbase = 249 M2d = 51 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 294 kgf.m Msd(y) = 1851 kgf.m Mrd(x) = 636 kgf.m Mrd(y) = 3999 kgf.m Mrd/Msd=2.16
H	Msdtopo = 1851 Msdcentro = 740 Msdbase = 1677	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 84 Mcd = 9	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 = 1.40 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 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 1.45 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 1963 kgf.m Msdbase = 2135 kgf.m	Ndmax = 37.81 tf Ndmin = 15.07 tf ni = 0.15
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1936 kgf.m Msdbase = 1702 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 1908 Msdcentro = 790 Msdbase = 1975	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 100 Mcd = 12	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V1 Msd(x) = 1975 kgf.m Msd(y) = 386 kgf.m Mrd(x) = 4360 kgf.m Mrd(y) = 853 kgf.m Mrd/Msd=2.21
H	Msdtopo = 59 Msdcentro = 41 Msdbase = 14	Madtopo = 327 Madcentro = 345 Madbase = 373 M2d = 67 Mcd = 2	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 = 1.64 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 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 1.44 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 2305 kgf.m Msdbase = 1781 kgf.m	Ndmax = 43.71 tf Ndmin = 19.12 tf ni = 0.17
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1888 kgf.m Msdbase = 1779 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 2148 Msdcentro = 859 Msdbase = 1726	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 117 Mcd = 16	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V2 Msdx) = 2148 kgf.m Msdy) = 14 kgf.m Mrdx) = 4848 kgf.m Mrdy) = 31 kgf.m Mrd/Msd=2.26
H	Msdtopo = 14 Msdcentro = 45 Msdbase = 66	Madtopo = 470 Madcentro = 439 Madbase = 418 M2d = 84 Mcd = 3	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 = 1.63 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 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 1.45 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 9
Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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)		MB2d MBcd		MH2d MHcd (kgf.m)
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	31.08 10.32	1852 1673	47 19 47	214 242 214 45 1 79 8	Msd(x) = 261 kgf.m Msd(y) = 1851 kgf.m Mrd(x) = 544 kgf.m Mrd(y) = 3858 kgf.m Mrd/Msd=2.08	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.12 0.00 0.00	1911 1731	1851 741 1669			
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	33.18 11.70	1844 1668	42 18 45	252 276 249 51 1 84 9	Msd(x) = 294 kgf.m Msd(y) = 1851 kgf.m Mrd(x) = 636 kgf.m Mrd(y) = 3999 kgf.m Mrd/Msd=2.16	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.13 0.00 0.00	1910 1710	1851 740 1677			
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	37.81 15.07	1963 2135	1908 790 1975	0 0 0 100 12 67 2	Msd(x) = 1975 kgf.m Msd(y) = 386 kgf.m Mrd(x) = 4360 kgf.m Mrd(y) = 853 kgf.m Mrd/Msd=2.21	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.15 0.00 0.00	1936 1702	59 41 14			
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	43.71 19.12	2305 1781	2148 859 1726	0 0 0 117 16 84 3	Msd(x) = 2148 kgf.m Msd(y) = 14 kgf.m Mrd(x) = 4848 kgf.m Mrd(y) = 31 kgf.m Mrd/Msd=2.26	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.17 0.00 0.00	1888 1779	14 45 66			

(*) 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	2879.96	2 ø 12.5		-3085.08 -3074.69	2 ø 12.5 2 ø 12.5		
V2	85.15	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	3323.27 0.11	2 ø 12.5 2 ø 10.0		-2718.06 -3926.43	2 ø 12.5 4 ø 10.0		

V4	84.14	2 ø 8.0										Aviso 2
V5	3088.33	2 ø 12.5										
V6	4.02 3091.26	2 ø 10.0 2 ø 12.5										
V7	3.12 11.04	2 ø 8.0 2 ø 8.0										

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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)						
P1		30.00						0.75				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	-0.01	2.59			2873.12	-3085.08	
										2879.96	-3074.69	
P2		30.00						0.74				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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)						
V6		20.00						0.26				
1	87.50 70.00	70.00	510.00	0.00	0.00	0.00	0.38		85.15			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	200.00	0.00	0.01	0.00	3.09			3323.27 2278.35	-2718.06 -3926.43	
P4		30.00						3.00				
2	84.50 65.00	65.00	200.00	0.00	0.00	0.00	2.75				-2031.79	
		15.00										-0.11

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.14			
V7		15.00						0.26				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						0.79				
1	264.00 240.00	67.50	200.00	0.00	0.01	0.00	2.73			2985.80 1297.80	-3229.80 -1157.96	
		0.00										-0.06
2		172.50	200.00	0.00	0.01	0.00	2.67			1297.80 3088.33	-1157.96 -3177.98	

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				

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	1400.00	0.00	0.00	0.00	2.01			4.02	-3.12	
P4		30.00						3.44				
2		60.00	1400.00	0.00	0.01	-0.01	4.46			2446.69	-3983.42	
	264.00 240.00	15.00								1363.44	-1104.81	
3		165.00	200.00	0.00	0.01	-0.01	2.70			1374.36	-1116.38	
										3091.26	-3174.76	
P2		30.00						0.77				

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07			3.12	-4.02	
V3		20.00						1.50				
2	82.50 65.00	65.00	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07				-612.68	
		15.00								11.04	-11.69	
												-0.11

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 2.12					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 12.5 1.98			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.04
P2	30.00			2 ø 12.5 2.12					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.86					0.00	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 12.5 2.29			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.07
P4	30.00			4 ø 10.0 2.71					0.03	
2	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.11
	15.00								0.00	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²

Ecs = 301049 kgf/cm²

Cobrimento = 4.50 cm

Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.13
V7	15.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 2.23					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 12.5 2.13			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.06
P1	30.00			2 ø 12.5 2.19					0.01	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.10
P4	30.00			4 ø 10.0 2.75					0.02	
2	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 12.5 2.13			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.07
P2	30.00			2 ø 12.5 2.19					0.01	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.13
V3	20.00			2 ø 8.0 0.99					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
	15.00			2 ø 8.0 0.99					0.00	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 2880 kgf.m As = 1.98 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.77 cm			Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 1.98 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.77 cm	As = 1.98 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 M = 550 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3085 kgf.m As = 2.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.90 cm		Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.90 cm	As = 2.12 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.02 mm
2	Md = 3075 kgf.m As = 2.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.89 cm		Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.89 cm	As = 2.12 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 = 2.59 tf VRd2 = 44.55 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.38 cm Vc0 = 7.24 tf k = 1.00		Vmin = 4.45 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 59 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 = 0.38 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 3323 kgf.m As = 2.29 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.05 cm		Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.29 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.05 cm		As = 2.29 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 M = 889 kgf.m fiss = 0.02 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 2718 kgf.m As = 1.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.67 cm	Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 1.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.67 cm		As = 1.86 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.00 mm
2	Md = 3926 kgf.m As = 2.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.43 cm	Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.43 cm		As = 2.71 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 = 3.09 tf VRd2 = 44.55 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
2 2-2	Vd = 2.75 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.38 cm Vc0 = 7.24 tf k = 1.00		Vmin = 4.45 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 33.63 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 3088 kgf.m As = 2.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.90 cm		Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.90 cm		As = 2.13 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 M = 630 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3230 kgf.m As = 2.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.99 cm	Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 2.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.99 cm		As = 2.23 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.02 mm
2	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	Fd = 0.01 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.70 cm		As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
3	Md = 3178 kgf.m As = 2.19 cm ²	Fd = 0.01 tf situação: GE		As = 2.19 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²)

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	A's = 0.00 cm ² yLN = 1.96 cm	Meq = 2 kgf.m As = 2.19 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.96 cm		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 1-2	Vd = 2.73 tf VRd2 = 44.55 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 1-2	d = 34.38 cm Vc0 = 7.24 tf k = 1.00		Vmin = 4.45 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 3091 kgf.m As = 2.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.90 cm				As = 2.13 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 M = 633 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 3983 kgf.m As = 2.75 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.47 cm			As = 2.75 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
4	Md = 3175 kgf.m As = 2.19 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.96 cm			As = 2.19 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 = 2.01 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-3	Vd = 4.46 tf VRd2 = 44.55 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-3	d = 34.38 cm Vc0 = 7.24 tf k = 1.00		Vmin = 4.45 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 9 - Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 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 = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO	ARMADURA DE TORÇÃO
-----	--------------------------	--------------------

trechos	Dados cislham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Ligações por barras passantes do PATAMAR 9

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 9
Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00
L2	Maciça	10				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00

Resultados da Laje

PATAMAR 9
Lance 10

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx		Flecha (cm)
L1	10	550.00	25	41	As = 1.90 cm ² /m		-0.04
L2	10	550.00	28	38	As = 1.90 cm ² /m		-0.05

Cálculos das Lajes

PATAMAR 9
Lance 10

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
Laje	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 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
L2	X	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

Pavimento PATAMAR 10

Resultados dos Pilares

PATAMAR 10
Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

coibr = 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	3117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	27.33 11.60	1509 1312	1531 1347	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
P2 1:20	30.00 X 30.00	3117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	29.40 12.97	1489 1306	1529 1347	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	34.51 16.66	1961 1432	1531 1375	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
P4 1:20	30.00 X 30.00	3117.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	33.09 15.56	1607 1760	1580 1321	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

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 1509 kgf.m Msdbase = 1312 kgf.m	Ndmax = 27.33 tf Ndmin = 11.60 tf ni = 0.11
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1531 kgf.m Msdbase = 1347 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)	Armadura longitudinal	Processo de cálculo
---------	------------------	-----------------------	---------------------

			Torção	Final	
B	Msdtopo = 66 Msdcentro = 27 Msdbase = 53	Madtopo = 226 Madcentro = 265 Madbase = 239 M2d = 50 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V4 Msd(x) = 292 kgf.m Msd(y) = 1477 kgf.m Mrd(x) = 790 kgf.m Mrd(y) = 3997 kgf.m Mrd/Msd=2.71
H	Msdtopo = 1477 Msdcentro = 591 Msdbase = 1298	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 75 Mcd = 7	Asl = 0.00 cm²	4ø12.5 4.91 cm² 0.5 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
l 45	VBd topo = 1.13 tf VBd base = 1.13 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 = 1.13 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 1.15 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 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	fck = 300.00 kgf/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 1489 kgf.m Msdbase = 1306 kgf.m	Ndmax = 29.40 tf Ndmin = 12.97 tf ni = 0.11
H	Vínculo = RR	Msdtopo = 1529 kgf.m	

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
	li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdbase = 1347 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 52 Msdcentro = 21 Msdbase = 49	Madtopo = 273 Madcentro = 304 Madbase = 276 M2d = 56 Mcd = 1	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V4 Msdx) = 325 kgf.m Msdy) = 1479 kgf.m Mrdx) = 902 kgf.m Mrdy) = 4108 kgf.m Mrd/Msd=2.78
H	Msdtopo = 1479 Msdcentro = 592 Msdbase = 1301	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 80 Mcd = 7	Asl = 0.00 cm²	4ø12.5 4.91 cm² 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 = 1.15 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 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 1.15 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 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/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 1961 kgf.m Msdbase = 1432 kgf.m	Ndmax = 34.51 tf Nadmin = 16.66 tf ni = 0.13
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1531 kgf.m Msdbase = 1375 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 1823 Msdcentro = 729 Msdbase = 1383	Madtopo = 0 Madcenro = 0 Madbase = 0 M2d = 102 Mcd = 11	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V1 Msd(x) = 1823 kgf.m Msd(y) = 438 kgf.m Mrd(x) = 4566 kgf.m Mrd(y) = 1096 kgf.m Mrd/Msd=2.50
H	Msdtopo = 32 Msdcentro = 46 Msdbase = 55	Madtopo = 406 Madcenro = 392 Madbase = 383 M2d = 76 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 = 1.36 tf VBd base = 1.36 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 = 1.36 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 1.13 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Armadura de cisalhamento

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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	Armadura final
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 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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 1607 kgf.m Msdbase = 1760 kgf.m	Ndmax = 33.09 tf Ndmin = 15.56 tf ni = 0.13
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1580 kgf.m Msdbase = 1321 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 1559 Msdcentro = 651 Msdbase = 1627	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 94 Mcd = 9	Td = 0 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V2 Msdx) = 1627 kgf.m Msdy) = 9 kgf.m Mrdx) = 4530 kgf.m Mrdy) = 26 kgf.m Mrd/Msd=2.78
H	Msdtopo = 59 Msdcentro = 39 Msdbase = 9	Madtopo = 355 Madcentro = 375 Madbase = 405 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 = 1.15 tf VHd base = 1.15 tf	Td = 0 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.35 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 1.15 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 tf	Zr = 0.00 tf	Asw = 0.00 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/ 15

Cálculo dos Pilares

PATAMAR 10
Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

cofr = 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)		MB2d MBcd		MH2d MHcd (kgf.m)
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	27.33 11.60	1509 1312	66 27 53	226 265 239 50 1 75 7	Msd(x) = 292 kgf.m Msd(y) = 1477 kgf.m Mrd(x) = 790 kgf.m Mrd(y) = 3997 kgf.m Mrd/Msd=2.71	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.11 0.00 0.00	1531 1347	1477 591 1298			0.5
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	29.40 12.97	1489 1306	52 21 49	273 304 276 56 1 80 7	Msd(x) = 325 kgf.m Msd(y) = 1479 kgf.m Mrd(x) = 902 kgf.m Mrd(y) = 4108 kgf.m Mrd/Msd=2.78	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.11 0.00 0.00	1529 1347	1479 592 1301			0.5
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	34.51 16.66	1961 1432	1823 729 1383	0 0 0 102 11 76 2	Msd(x) = 1823 kgf.m Msd(y) = 438 kgf.m Mrd(x) = 4566 kgf.m Mrd(y) = 1096 kgf.m Mrd/Msd=2.50	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.13 0.00 0.00	1531 1375	32 46 55			0.5
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	33.09 15.56	1607 1760	1559 651 1627	0 0 0 94 9 72 2	Msd(x) = 1627 kgf.m Msd(y) = 9 kgf.m Mrd(x) = 4530 kgf.m Mrd(y) = 26 kgf.m Mrd/Msd=2.78	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.13 0.00 0.00	1580 1321	59 39 9			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	2205.59	2 ø 10.0		-2351.46 -2390.56	2 ø 10.0 2 ø 10.0		
V2	85.15	2 ø 8.0					Aviso 2
V3	0.11 2581.66	2 ø 10.0 3 ø 10.0		-3214.45 -2052.84	2 ø 12.5 2 ø 10.0		
V4	84.14	2 ø 8.0					Aviso 2
V5	2.33 8.49	2 ø 8.0 2 ø 8.0		-3.21 -611.12 -9.05	2 ø 8.0 2 ø 8.0 2 ø 8.0		
V6	3.21 2353.95	2 ø 10.0 2 ø 10.0		-2.33 -3263.36 -835.47 -2504.90	2 ø 10.0 2 ø 12.5 2 ø 10.0 3 ø 10.0		
V7	2397.93	2 ø 10.0		-2587.00 -2430.92	3 ø 10.0 3 ø 10.0		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						0.62				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.06	0.00	2.08			2205.59 2179.59	-2351.46 -2390.56	-0.05
P2		30.00						0.64				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.38		85.15			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	200.00	0.00	0.01	0.00	2.75				-2031.79	
P3		30.00						2.87				
2	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.00	-0.07	2.54			1597.24	-3214.45	
P4		30.00						0.30		2581.66	-2052.84	

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	0.37		84.14			
V6		20.00						0.26				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07			2.33	-3.21	

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)
											-608.06	
V3		20.00						1.50				
2	82.50 65.00	65.00	510.00	0.00	0.00	0.00	1.07			8.49	-611.12 -9.05	
		15.00										-0.10

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	1400.00	0.00	0.00	0.00	2.01			3.21	-2.33 -958.61	
P3		30.00						3.31				
2		60.00	1400.00	0.00	0.00	-0.07	3.90			1758.09 1086.79	-3263.36 -826.51	
	264.00 240.00	15.00										-0.06
3		165.00	200.00	0.00	0.00	-0.07	2.19			1095.18 2353.95	-835.47 -2504.90	
P1		30.00						0.67				

Esforços da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						0.70				
1	264.00 240.00	240.00	200.00	0.00	0.02	-0.04	2.23			2284.39 2397.93	-2587.00 -2430.92	

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)
P2		30.00						0.61				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.60					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.50			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.05
P2	30.00			2 ø 10.0 1.63					0.02	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.10
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.11
P3	30.00			2 ø 12.5 2.23					0.06	
2	240.00	20.00 x	3 ø 10.0 1.77			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.07

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								
P4	30.00			2 ø 10.0 1.40					0.00	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.13
V6	20.00								0.00	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.13
V3	20.00			2 ø 8.0 0.99					0.02	
2	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.11
	15.00			2 ø 8.0 0.99					0.00	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32					0.00	
1	60.00	20.00 x	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			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)
		40.00								
P3	30.00			2 ø 12.5 2.25					0.04	
2	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.61			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.07
P1	30.00			3 ø 10.0 1.72					0.01	

Resultados da Viga V7

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.77					0.01	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.64			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.07
P2	30.00			3 ø 10.0 1.66					0.01	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 2206 kgf.m As = 1.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.34 cm		Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 9 kgf.m As = 1.49 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.35 cm		As = 1.50 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 423 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 2351 kgf.m As = 1.60 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.43 cm	Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 9 kgf.m As = 1.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.44 cm		As = 1.60 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
				fiss = 0.02 mm
2	Md = 2391 kgf.m As = 1.63 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.46 cm	Fd = 0.06 tf situação: GE Meq = 9 kgf.m As = 1.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.46 cm		As = 1.63 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 = 2.08 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.01		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 59 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	

Nó	Flexão	Final
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 = 0.38 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 2582 kgf.m As = 1.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm			Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 1.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.57 cm	As = 1.77 cm ² (3ø10.0 - 2.36 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.29 M = 708 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
2	Md = 3214 kgf.m As = 2.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.98 cm		Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 2.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.97 cm	As = 2.23 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.06 mm
3	Md = 2053 kgf.m As = 1.39 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.25 cm		Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 1.40 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.24 cm	As = 1.40 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 1-1	Vd = 2.75 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06
2 2-2	Vd = 2.54 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
-------------	-------	--------	--------	-------

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 33.63 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ²		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
	h = 40.00 cm	yLN = 1.18 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 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 = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
2 2-2	Vd = 1.07 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ²			

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armاد. à esquerda	Armاد. mínima	Armاد. à direita	Dados torção	Armاد. de torção
2-2	k = 1.00		(2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 2354 kgf.m As = 1.60 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.43 cm			Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 1.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.43 cm	As = 1.61 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 454 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 3263 kgf.m As = 2.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.01 cm			As = 2.25 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.04 mm
3	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.50 cm	As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
				fiss = 0.00 mm
4	Md = 2505 kgf.m As = 1.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.53 cm		Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 12 kgf.m As = 1.72 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.52 cm	As = 1.72 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 = 2.01 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-3	Vd = 3.90 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-3	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V7

Pavimento PATAMAR 10 - Lance 11

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 2398 kgf.m As = 1.63 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.46 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 1.63 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.46 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 1.64 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.46 cm	As = 1.64 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 501 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 2587 kgf.m As = 1.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm	Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 1.76 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 1.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm	As = 1.77 cm ² (3ø10.0 - 2.36 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.29 fiss = 0.01 mm
2	Md = 2431 kgf.m As = 1.66 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.48 cm	Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 1.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.48 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 8 kgf.m As = 1.66 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.48 cm	As = 1.66 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 = 2.23 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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
1 1-1	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5		

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

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

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				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00
L2	Maciça	10				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00

Resultados da Laje

PATAMAR 10
Lance 11

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Flecha (cm)
L1	10	550.00	25	41	As = $1.90 \text{ cm}^2/\text{m}$	-0.04
L2	10	550.00	28	38	As = $1.90 \text{ cm}^2/\text{m}$	-0.05

Cálculos das Lajes

PATAMAR 10
Lance 11

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 4.50 \text{ cm}$

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
Laje	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 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
L2	X	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

Pavimento PATAMAR 11

Resultados dos Pilares

PATAMAR 11
Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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	3367.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	24.08 12.33	1069 906	1195 1045	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 15	28.83 28.83
							12.5		
							2.45 2 ø		
							12.5		
							0.5 4 ø		
							12.5		
P2 1:20	30.00 X 30.00	3367.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	26.20 13.74	1113 969	1118 977	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 15	28.83 28.83
							12.5		
							2.45 2 ø		
							12.5		
							0.5 4 ø		
							12.5		
P3 1:20	30.00 X 30.00	3367.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	24.46 12.60	1138 1411	1218 980	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 15	28.83 28.83
							12.5		
							2.45 2 ø		
							12.5		
							0.5 4 ø		
							12.5		
P4 1:20	30.00 X 30.00	3367.40 250.00	250.00 RR 250.00 RR	30.26 16.59	1434 1031	1132 1079	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 15	28.83 28.83
							12.5		
							2.45 2 ø		
							12.5		
							0.5 4 ø		
							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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 1069 kgf.m Msdbase = 906 kgf.m	Ndmax = 24.08 tf Ndmin = 12.33 tf ni = 0.09
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1195 kgf.m Msdbase = 1045 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)	Armadura longitudinal		Processo de cálculo
		Torção	Final	

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 48 Msdcentro = 27 Msdbase = 4	Madtopo = 392 Madcentro = 413 Madbase = 436 M2d = 76 Mcd = 1	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+0.7Q+1.1A+1.4V3 Msd(x) = 440 kgf.m Msd(y) = 1176 kgf.m Mrd(x) = 1699 kgf.m Mrd(y) = 4539 kgf.m Mrd/Msd=3.86
H	Msdtopo = 1176 Msdcentro = 471 Msdbase = 1031	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 79 Mcd = 5	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 = 0.79 tf VBd base = 0.79 tf VHd topo = 0.90 tf VHd base = 0.90 tf	Td = 1 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.79 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.90 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 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/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 1113 kgf.m Msdbase = 969 kgf.m	Ndmax = 26.20 tf Ndmin = 13.74 tf ni = 0.10

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1118 kgf.m Msdbase = 977 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 1084 Msdcentro = 433 Msdbase = 854	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 69 Mcd = 5	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V2 Msdx) = 1084 kgf.m Msdy) = 8 kgf.m Mrdx) = 4243 kgf.m Mrdy) = 31 kgf.m Mrd/Msd=3.92
H	Msdtopo = 8 Msdcentro = 5 Msdbase = 0	Madtopo = 343 Madcentro = 346 Madbase = 351 M2d = 61 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 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.84 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 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 = 1138 kgf.m Msdbase = 1411 kgf.m	Ndmax = 24.46 tf Ndmin = 12.60 tf ni = 0.10
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1218 kgf.m Msdbase = 980 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 1088 Msdcentro = 512 Msdbase = 1279	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 Msd(x) = 1279 kgf.m Msd(y) = 332 kgf.m Mrd(x) = 4170 kgf.m Mrd(y) = 1084 kgf.m Mrd/Msd=3.26
H	Msdtopo = 122 Msdcentro = 74 Msdbase = 2	Madtopo = 211 Madcentro = 259 Madbase = 330 M2d = 57 Mcd = 2	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 = 1.01 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 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.87 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Armadura de cisalhamento

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 1434 kgf.m Msdbase = 1031 kgf.m	Ndmax = 30.26 tf Ndmin = 16.59 tf ni = 0.12
H	Vínculo = RR li = 250.00 cm Esbeltez = 28.83	Msdtopo = 1132 kgf.m Msdbase = 1079 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 1318 Msdcentro = 527 Msdbase = 993	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 83 Mcd = 7	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	G1+G2+S+1.4V2 Msd(x) = 1318 kgf.m Msd(y) = 418 kgf.m Mrd(x) = 4446 kgf.m Mrd(y) = 1409 kgf.m Mrd/Msd=3.37
H	Msdtopo = 24 Msdcentro = 53 Msdbase = 72	Madtopo = 394 Madcentro = 365 Madbase = 346 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 = 0.99 tf VBd base = 0.99 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 = 0.99 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.86 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 = 7.70 tf k = 2.00 Vc = 15.39 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 = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vnc 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 vnc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MB2d MBcd		
P1	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	24.08 12.33	1069 906	48 27 4	392 413 436	Msd(x) = 440 kgf.m Msd(y) = 1176 kgf.m Mrd(x) = 1699 kgf.m Mrd(y) = 4539 kgf.m Mrd/Msd=3.86	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.09 0.00 0.00	1195 1045	1176 471 1031	76 1 79 5		
P2	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	26.20 13.74	1113 969	1084 433 854	0 0 0	Msd(x) = 1084 kgf.m Msd(y) = 8 kgf.m Mrd(x) = 4243 kgf.m Mrd(y) = 31 kgf.m Mrd/Msd=3.92	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.10 0.00 0.00	1118 977	8 5 0	69 5 61 1		
P3	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	24.46 12.60	1138 1411	1088 512 1279	0 0 0	Msd(x) = 1279 kgf.m Msd(y) = 332 kgf.m Mrd(x) = 4170 kgf.m Mrd(y) = 1084 kgf.m Mrd/Msd=3.26	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.10 0.00 0.00	1218 980	122 74 2	74 6 57 2		
P4	30.00 X 30.00	250.00 RR 28.83	30.26 16.59	1434 1031	1318 527 993	0 0 0	Msd(x) = 1318 kgf.m Msd(y) = 418 kgf.m Mrd(x) = 4446 kgf.m Mrd(y) = 1409 kgf.m Mrd/Msd=3.37	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		250.00 RR 28.83	0.12 0.00 0.00	1132 1079	24 53 72	83 7 72 2		

(*) 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	1499.85 0.11	2 ø 10.0 2 ø 10.0		-2291.37 -3081.69 -1.71	2 ø 10.0 2 ø 12.5 2 ø 10.0		
V2	1646.58 1.71	2 ø 10.0 2 ø 10.0		-2091.26 -5.00 -3430.54	2 ø 10.0 2 ø 10.0 2 ø 12.5	2 ø 8.0	

V3	63.37	2 ø 8.0										Aviso 2
V4	1583.80	2 ø 10.0			-2628.88	3 ø 10.0						
					-540.24	2 ø 10.0						
					-2590.89	3 ø 10.0						
V5	10.28	2 ø 10.0			-5.05	2 ø 10.0						
	1644.35	2 ø 10.0			-3195.44	2 ø 12.5						
					-2495.47	3 ø 10.0						
V6	5.05	2 ø 8.0			-10.28	2 ø 8.0						
	498.23	2 ø 8.0			-472.54	2 ø 8.0						

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.32				
1		105.00	668.00	0.00	0.00	-0.30	2.82			1499.85	-2291.37	
		0.00								717.84		
												-0.05
2	264.00 240.00	30.00	668.00	0.00	0.00	-0.31	1.81			717.82		
		0.00								628.19		
												-0.05
3		105.00	668.00	0.00	0.00	-0.32	3.44			628.17		
										954.96	-3081.69	
P2		30.00						2.77				
4	84.50 65.00	65.00	400.00	0.00	0.00	0.00	1.48				-978.83	
		15.00									-1.71	
												-0.07

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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)					

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						1.17				
1		105.00	668.00	0.00	0.00	-0.51	2.62			1646.58	-2091.26	
		0.00								685.02		-0.08
2	264.00 240.00	30.00	668.00	0.00	0.00	-0.49	2.03			685.03		
		0.00								533.03	-5.00	
3		105.00	668.00	0.00	0.00	-0.48	3.64		754.03	533.04	-5.00	
										720.36	-3430.54	
P4		30.00						3.61				
4	84.50 65.00	65.00	200.00	0.00	0.00	0.00	2.54				-1867.72	
		15.00								1.71		-0.11

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						0.19				
1	87.50 70.00	70.00	350.00	0.00	0.00	0.00	0.28		63.37			
V6		15.00						0.19				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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)

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						1.52				
1		67.50	668.00	0.00	0.00	-0.28	3.18			1514.06	-2628.88	
	264.00 240.00	0.00								1135.01	-540.24	-0.07
2		172.50	668.00	0.00	0.00	-0.28	3.13			1135.01	-540.24	
										1583.80	-2590.89	
P1		30.00						1.49				

Esforços da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	1400.00	0.00	0.00	0.00	1.91			10.28	-5.05	
											-878.56	
P4		30.00						3.24				
2	264.00 240.00	240.00	668.00	0.00	0.00	-0.30	3.70			1127.24	-3195.44	
										1644.35	-2495.47	
P2		30.00						1.47				

Esforços da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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	350.00	0.00	0.00	0.00	0.79			5.05	-10.28	
											-458.46	
V2		20.00						1.34				
2	270.00 250.00	250.00	350.00	0.00	0.00	0.00	1.16		498.23		-472.54	

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)
V1		20.00						0.54				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.56					0.03	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.05
P2	30.00			2 ø 12.5 2.12					0.05	
2	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.07
	15.00			2 ø 10.0 1.32					0.00	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.42					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.08
P4	30.00			2 ø 12.5 2.37					0.07	
2	65.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.11
	15.00								0.00	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
V6	15.00								0.00	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.79					0.02	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.07
P1	30.00			3 ø 10.0 1.77					0.02	

Resultados da Viga V5

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.32					0.00	
1	60.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.00	0.10
P4	30.00			2 ø 12.5 2.20					0.05	
2	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 10.0 1.32			ø 5.0 c/ 12.5			0.01	0.07
P2	30.00			3 ø 10.0 1.70					0.02	

Resultados da Viga V6

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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)

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 0.99					0.00	
1	65.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.00	0.12
V2	20.00			2 ø 8.0 0.99					0.01	
2	250.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.99			ø 5.0 c/ 17.5			0.01	0.11
V1	20.00								0.00	

Cálculo da Viga V1

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 54 kgf.m As = 1.06 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.87 cm	As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 455 kgf.m fiss = 0.01 mm
2 4-4	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 2291 kgf.m As = 1.56 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.40 cm			As = 1.56 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			

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
3	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
4	Md = 3082 kgf.m As = 2.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.90 cm			As = 2.12 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.05 mm
5	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			As = 1.32 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 = 3.44 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 4-4	Vd = 1.48 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 1-3	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 4-4	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm			Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 86 kgf.m As = 1.19 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.94 cm	As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 477 kgf.m fiss = 0.02 mm
2 4-4	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm				As = 1.32 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 = 2091 kgf.m As = 1.42 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.27 cm			As = 1.42 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		Fd = 0.59 tf situação: PE Meq = 86 kgf.m As = 0.07 cm ² A's = 0.06 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 1.32 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
4	Md = 3431 kgf.m As = 2.37 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.12 cm			As = 2.37 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.07 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 bias	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-3	Vd = 3.64 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 4-4	Vd = 2.54 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 21 kgf.m TRd2 = 3556 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 1-3	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 4-4	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 M = 44 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 = 0.28 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

Cálculo da Viga V4

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 452 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 2629 kgf.m As = 1.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.61 cm	As = 1.79 cm ² (3ø10.0 - 2.36 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.29 fiss = 0.02 mm
2	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
3	Md = 2591 kgf.m As = 1.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.58 cm	As = 1.77 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 = 3.18 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 1-2	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V5

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 1.32 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 = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 M = 483 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1946 kgf.m As = 1.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 1.32 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.20 fiss = 0.00 mm
2	Md = 3195 kgf.m As = 2.20 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.97 cm	As = 2.20 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31

Nó	Flexão	Final
		fiss = 0.05 mm
3	Md = 2495 kgf.m As = 1.70 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.52 cm	As = 1.70 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 1-1	Vd = 1.91 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
2 2-2	Vd = 3.70 tf VRd2 = 44.71 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3556 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 = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			
2 2-2	d = 34.50 cm Vc0 = 7.26 tf k = 1.00		Vmin = 4.46 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V6

Pavimento PATAMAR 11 - Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 40.00 cm	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm		M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Final
				M = 325 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.00 mm
2	Md = 1460 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.18 cm	As = 0.99 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 = 0.79 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2158 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
2 2-2	Vd = 1.16 tf VRd2 = 33.63 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 2158 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 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 5.46 tf k = 1.00		Vmin = 3.20 tf Aswmin = 2.11 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 17.5			

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 = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00
L2	Maciça	10				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00
L3	Maciça	10				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00
L4	Maciça	10				250.00	200.00 100.00	0.00 0.00	550.00

Resultados da Laje

PATAMAR 11
Lance 12

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

cobr = 4.50 cm

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Flecha (cm)
L1	10	550.00	74	48	As = 1.90 cm ² /m	-0.04
L2	10	550.00	27	38	As = 1.90 cm ² /m	-0.03
L3	10	550.00	106	406	As = 1.90 cm ² /m	-0.15
L4	10	550.00	105	408	As = 1.90 cm ² /m	-0.15

Cálculos das Lajes

PATAMAR 11
Lance 12

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$c_{obr} = 4.50 \text{ cm}$

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
Laje	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 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				Erro D31 fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
L2	X	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 Erro D31 fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				Erro D31 fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
L3	X	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				Erro D31 fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
Laje	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)			
L4	X	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				As = 1.90 cm ² /m fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				bw = 100.0 cm h = 10.0 cm				fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR

Resultados dos Pilares

VIGAMENTO SUPERIOR
Lance 13

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 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	3817.40 450.00	450.00	18.78 10.71	1871 1307	2022 1492	2.45 2 \emptyset	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 7.5$	51.90 51.90
			RR				12.5		
P2 1:20	30.00 X 30.00	3817.40 450.00	450.00	18.88 10.79	1963 1297	2009 1479	2.45 2 \emptyset	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 7.5$	51.90 51.90
			RR				12.5		
P3 1:20	30.00 X 30.00	3817.40 450.00	450.00	19.32 11.09	1758 1265	2068 1508	2.45 2 \emptyset	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 7.5$	51.90 51.90
			RR				12.5		
P4 1:20	30.00 X 30.00	3817.40 450.00	450.00	19.32 11.09	1812 1130	2009 1349	2.45 2 \emptyset	$\emptyset 5.0 \text{ c/ } 7.5$	51.90 51.90
			RR				12.5		

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	$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$ $E_{cs} = 301049 \text{ kgf/cm}^2$ Peso específico = 2500.00 kgf/m^3 $F_i = 1.94$

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 1871 kgf.m Msdbase = 1307 kgf.m	Ndmax = 18.78 tf Ndmin = 10.71 tf ni = 0.07
H	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 2022 kgf.m Msdbase = 1492 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 900 Msdcentro = 360 Msdbase = 450	Madtopo = 0 Madcentro = 85 Madbase = 0 M2d = 317 Mcd = 14	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V3 Msd(x) = 900 kgf.m Msd(y) = 2022 kgf.m Mrd(x) = 1997 kgf.m Mrd(y) = 4488 kgf.m Mrd/Msd=2.22
H	Msdtopo = 2022 Msdcentro = 809 Msdbase = 1480	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 407 Mcd = 25	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 = 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 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.78 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.76 Vc = 13.52 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.72 Vc = 13.24 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 1963 kgf.m Msdbase = 1297 kgf.m	Ndmax = 18.88 tf Ndmin = 10.79 tf ni = 0.07

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
H	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 2009 kgf.m Msdbase = 1479 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 985 Msdcentro = 415 Msdbase = 439	Madtopo = 0 Madcentro = 32 Madbase = 8 M2d = 319 Mcd = 15	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V3 Msd(x) = 985 kgf.m Msd(y) = 2008 kgf.m Mrd(x) = 2199 kgf.m Mrd(y) = 4483 kgf.m Mrd/Msd=2.23
H	Msdtopo = 2008 Msdcentro = 803 Msdbase = 1460	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 408 Mcd = 25	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 = 0.72 tf VBd base = 0.72 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 = 0.72 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 0.78 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.71 Vc = 13.15 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.73 Vc = 13.33 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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/cm² Ecs = 301049 kgf/cm² Peso específico = 2500.00 kgf/m³ Fi = 1.94

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 1758 kgf.m Msdbase = 1265 kgf.m	Ndmax = 19.32 tf Ndmin = 11.09 tf ni = 0.08
H	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 2068 kgf.m Msdbase = 1508 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 779 Msdcentro = 311 Msdbase = 404	Madtopo = 0 Madcentro = 146 Madbase = 54 M2d = 326 Mcd = 13	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V4 Msd(x) = 779 kgf.m Msd(y) = 2067 kgf.m Mrd(x) = 1738 kgf.m Mrd(y) = 4615 kgf.m Mrd/Msd=2.23
H	Msdtopo = 2067 Msdcentro = 827 Msdbase = 1495	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 418 Mcd = 27	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 = 0.67 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 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.79 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.87 Vc = 14.37 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.71 Vc = 13.13 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 1812 kgf.m Msdbase = 1130 kgf.m	Ndmax = 19.32 tf Ndmin = 11.09 tf ni = 0.08
H	Vínculo = RR li = 450.00 cm Esbeltez = 51.90	Msdtopo = 2009 kgf.m Msdbase = 1349 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 828 Msdcentro = 386 Msdbase = 276	Madtopo = 0 Madcentro = 71 Madbase = 182 M2d = 326 Mcd = 15	Td = 1 kgf.m	2 ø 12.5 2 ø 12.5	1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4V4 Msd(x) = 828 kgf.m Msd(y) = 2008 kgf.m Mrd(x) = 1885 kgf.m Mrd(y) = 4574 kgf.m Mrd/Msd=2.28
H	Msdtopo = 2008 Msdcentro = 803 Msdbase = 1334	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 414 Mcd = 26	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 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.01
H	Vd = 0.75 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.83 Vc = 14.06 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.74 Vc = 13.39 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo dos Pilares

VIGAMENTO SUPERIOR
Lance 13

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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) As h % armad
		lih vînc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)		
P1	30.00 X 30.00	450.00 RR 51.90	18.78 10.71	1871 1307	900 360 450	0 85 0 317 14 407 25	Msd(x) = 900 kgf.m Msd(y) = 2022 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		450.00 RR 51.90	0.07 0.00 0.00	2022 1492	2022 809 1480		Mrd(x) = 1997 kgf.m Mrd(y) = 4488 kgf.m Mrd/Msd=2.22	0.5
P2	30.00 X 30.00	450.00 RR 51.90	18.88 10.79	1963 1297	985 415 439	0 32 8 319 15 408 25	Msd(x) = 985 kgf.m Msd(y) = 2008 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		450.00 RR 51.90	0.07 0.00 0.00	2009 1479	2008 803 1460		Mrd(x) = 2199 kgf.m Mrd(y) = 4483 kgf.m Mrd/Msd=2.23	0.5
P3	30.00 X 30.00	450.00 RR 51.90	19.32 11.09	1758 1265	779 311 404	0 146 54 326 13 418 27	Msd(x) = 779 kgf.m Msd(y) = 2067 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		450.00 RR 51.90	0.08 0.00 0.00	2068 1508	2067 827 1495		Mrd(x) = 1738 kgf.m Mrd(y) = 4615 kgf.m Mrd/Msd=2.23	0.5
P4	30.00 X 30.00	450.00 RR 51.90	19.32 11.09	1812 1130	828 386 276	0 71 182 326 15 414 26	Msd(x) = 828 kgf.m Msd(y) = 2008 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		450.00 RR 51.90	0.08 0.00 0.00	2009 1349	2008 803 1334		Mrd(x) = 1885 kgf.m Mrd(y) = 4574 kgf.m Mrd/Msd=2.28	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	5052.92	2 ø 16.0		-3459.52 -3544.84	2 ø 12.5 2 ø 12.5		
V2	4908.40	2 ø 16.0		-3607.16 -3649.24	4 ø 10.0 4 ø 10.0		
V3	5024.34	2 ø 16.0		-3584.82	4 ø 10.0		

				-3805.53	4 ø 10.0		
V4	5041.96	3 ø 12.5		-3537.07	4 ø 10.0		
				-3820.24	4 ø 10.0		

Esforços da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						4.62				
1	264.00 240.00	120.00	560.00	0.00	0.00	-0.81	6.95			5052.92	-3459.52	
		0.00										-0.12
2		120.00	560.00	0.00	0.00	-0.81	7.02			5052.92	-3544.84	
P2		30.00						4.67				

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						4.63				
1	264.00 240.00	120.00	560.00	0.00	0.00	-1.46	6.96			4908.40	-3607.16	
		0.00										-0.14
2		120.00	560.00	0.00	0.00	-1.46	6.99			4908.40	-3649.24	
P4		30.00						4.65				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						4.60				
1	264.00 240.00	120.00	560.00	0.00	0.00	-0.99	7.00			5024.34	-3584.82	
		0.00										-0.13
2		120.00	560.00	0.00	0.00	-0.99	7.18			5024.34	-3805.53	
P1		30.00						4.73				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						4.58				
1	264.00 240.00	120.00	560.00	0.00	0.00	-1.02	6.98			5041.96	-3537.07	
		0.00										-0.13
2		120.00	560.00	0.00	0.00	-1.02	7.21			5041.96	-3820.24	
P2		30.00						4.75				

Resultados da Viga V1

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 2.51					0.13	

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	2 ø 16.0 3.69			ø 5.0 c/ 12.5			0.20	0.12
P2	30.00			2 ø 12.5 2.57					0.14	

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 2.71					0.07	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 16.0 3.68			ø 5.0 c/ 12.5			0.20	0.14
P4	30.00			4 ø 10.0 2.74					0.08	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 2.62					0.06	
1	240.00	20.00 x 40.00	2 ø 16.0 3.69			ø 5.0 c/ 12.5			0.20	0.13
P1	30.00			4 ø 10.0 2.78					0.08	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 2.59					0.06	
1	240.00	20.00 x 40.00	3 ø 12.5 3.69			ø 5.0 c/ 12.5			0.17	0.13
P2	30.00			4 ø 10.0 2.79					0.08	

Cálculo da Viga V1

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR - Lance 13

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 5053 kgf.m As = 3.56 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.19 cm			Fd = 0.97 tf situação: GE Meq = 138 kgf.m As = 3.69 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.10 cm	As = 3.69 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 M = 3616 kgf.m fiss = 0.20 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3460 kgf.m As = 2.39 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.14 cm		Fd = 0.97 tf situação: GE Meq = 139 kgf.m As = 2.51 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.05 cm	As = 2.51 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.13 mm
2	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 3545 kgf.m As = 2.45 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.19 cm		Fd = 0.97 tf situação: GE Meq = 139 kgf.m As = 2.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.10 cm	As = 2.57 cm ² (2ø12.5 - 2.45 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.31 fiss = 0.14 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 7.02 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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	d = 34.20 cm		Vmin = 4.43 tf			

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1-2	Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V2

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR - Lance 13

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 3.46 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.09 cm			Fd = 1.76 tf situação: GE Meq = 250 kgf.m As = 3.68 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.93 cm	As = 3.68 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 M = 3513 kgf.m fiss = 0.20 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3607 kgf.m As = 2.48 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.22 cm		Fd = 1.76 tf situação: GE Meq = 255 kgf.m As = 2.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.06 cm	As = 2.71 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.07 mm
2	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 3649 kgf.m As = 2.51 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.25 cm		Fd = 1.76 tf situação: GE Meq = 255 kgf.m As = 2.74 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.09 cm	As = 2.74 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 = 6.99 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 3556 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 1-2	d = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Cálculo da Viga V3

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR - Lance 13

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 5024 kgf.m As = 3.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.17 cm			Fd = 1.19 tf situação: GE Meq = 169 kgf.m As = 3.69 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.06 cm	As = 3.69 cm ² (2ø16.0 - 4.02 cm ²) d = 34.20 cm % armad. = 0.50 M = 3586 kgf.m fiss = 0.20 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3585 kgf.m As = 2.47 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.21 cm		Fd = 1.19 tf situação: GE Meq = 172 kgf.m As = 2.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.10 cm	As = 2.62 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.06 mm
2	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 3806 kgf.m As = 2.63 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.35 cm		Fd = 1.19 tf situação: GE Meq = 172 kgf.m As = 2.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.24 cm	As = 2.78 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 = 7.18 tf VRd2 = 44.32 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3556 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
1 1-2	d = 34.20 cm Vc0 = 7.20 tf k = 1.00		Vmin = 4.43 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5		

Cálculo da Viga V4

Pavimento VIGAMENTO SUPERIOR - Lance 13

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 5042 kgf.m As = 3.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.17 cm			Fd = 1.23 tf situação: GE Meq = 176 kgf.m As = 3.69 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.05 cm	As = 3.69 cm ² (3ø12.5 - 3.68 cm ²) d = 34.38 cm % armad. = 0.46 M = 3598 kgf.m fiss = 0.17 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 3537 kgf.m As = 2.43 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.18 cm		Fd = 1.23 tf situação: GE Meq = 178 kgf.m As = 2.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.07 cm	As = 2.59 cm ² (4ø10.0 - 3.14 cm ²) d = 34.50 cm % armad. = 0.39 fiss = 0.06 mm
2	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
3	Md = 3820 kgf.m As = 2.64 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.36 cm		Fd = 1.23 tf situação: GE Meq = 178 kgf.m As = 2.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.25 cm	As = 2.79 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 = 7.21 tf VRd2 = 44.55 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 3556 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 1-2	d = 34.38 cm Vc0 = 7.24 tf k = 1.00		Vmin = 4.45 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Pavimento forro 1

Resultados dos Pilares

forro 1 fck = 300.00 kgf/cm² E = 301049 kgf/cm² Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 14 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	4.24 2.11	352 1797	474 2018	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 7.5	27.68 27.68
P2 1:20	30.00 X 30.00	3997.40 180.00	240.00 RR 240.00 RR	4.25 2.13	365 1794	477 2043	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 7.5	27.68 27.68
P3 1:20	30.00 X 30.00	3997.40 180.00	180.00 RR 180.00 RR	4.96 2.61	1218 2095	875 1727	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5	ø 5.0 c/ 7.5	20.76 20.76

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		
P4 1:20	30.00 X 30.00	3997.40 180.00	180.00 RR 180.00 RR	4.95 2.61	1218 2086	864 1737	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5	ø 5.0 c/ 7.5	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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 1797 kgf.m	Ndmax = 4.24 tf Ndmin = 2.11 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR li = 240.00 cm Esbeltez = 27.68	Msdtopo = 474 kgf.m Msdbase = 2018 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 75 Msdcentro = 1038 Msdbase = 1780	Madtopo = 10 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 Msdx) = 1780 kgf.m Msdy) = 1980 kgf.m Mrdx) = 2439 kgf.m Mrdy) = 2712 kgf.m Mrd/Msd=1.37
H	Msdtopo = 251 Msdcentro = 1088 Msdbase = 1980	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 36 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 = 1.38 tf VHd base = 1.38 tf	Td = 2 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.19 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03
H	Vd = 1.38 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento
---------	--------------------------

	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.10 Vc = 8.49 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.09 Vc = 8.42 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 365 kgf.m Msdbase = 1794 kgf.m	Ndmax = 4.25 tf Ndmin = 2.13 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR li = 240.00 cm Esbeltez = 27.68	Msdtopo = 477 kgf.m Msdbase = 2043 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 87 Msdcentro = 1031 Msdbase = 1777	Madtopo = 0 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+1.4V2 Msdx = 1777 kgf.m Msdy = 2006 kgf.m Mrdx = 2415 kgf.m Mrdy = 2726 kgf.m Mrd/Msd=1.36
H	Msdtopo = 253 Msdcentro = 1102 Msdbase = 2006	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 36 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 = 1.20 tf VBd base = 1.20 tf VHd topo = 1.39 tf VHd base = 1.39 tf	Td = 2 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.20 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
H	Vd = 1.39 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.10 Vc = 8.50 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.09 Vc = 8.41 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 1218 kgf.m Msdbase = 2095 kgf.m	Ndmax = 4.96 tf Ndmin = 2.61 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR li = 180.00 cm Esbeltez = 20.76	Msdtopo = 875 kgf.m Msdbase = 1727 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 825 Msdcentro = 927 Msdbase = 2095	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 Msdx) = 2095 kgf.m Msdy) = 1646 kgf.m Mrdx) = 2856 kgf.m Mrdy) = 2243 kgf.m Mrd/Msd=1.36
H	Msdtopo = 567 Msdcentro = 761 Msdbase = 1646	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	VBd topo = 1.82 tf VBd base = 1.82 tf VHd topo = 1.45 tf	Td = 2 kgf.m

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
45	VHd base = 1.45 tf	

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.82 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.45 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.11 Vc = 8.51 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.13 Vc = 8.72 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 1218 kgf.m Msdbase = 2086 kgf.m	Ndmax = 4.95 tf Ndmin = 2.61 tf ni = 0.02
H	Vínculo = RR li = 180.00 cm Esbeltez = 20.76	Msdtopo = 864 kgf.m Msdbase = 1737 kgf.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 825 Msdcentro = 921 Msdbase = 2086	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 Msdx) = 2086 kgf.m Msdy) = 1659 kgf.m Mrdx) = 2850 kgf.m Mrdy) = 2266 kgf.m Mrd/Msd=1.37
H	Msdtopo = 557 Msdcentro = 772 Msdbase = 1659	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 = 1.82 tf VBd base = 1.82 tf VHd topo = 1.45 tf VHd base = 1.45 tf	Td = 2 kgf.m

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.82 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.04
H	Vd = 1.45 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.11 Vc = 8.51 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.13 Vc = 8.71 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo dos Pilares

forro 1
Lance 14

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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	
P1	30.00 X 30.00	240.00 RR 27.68	4.24 2.11	352 1797	75 1038 1780	10 0 0 35	Msd(x) = 1780 kgf.m Msd(y) = 1980 kgf.m Mrd(x) = 2439 kgf.m Mrd(y) = 2712 kgf.m Mrd/Msd=1.37	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5	
		240.00 RR 27.68	0.02 0.00 0.00	474 2018	251 1088 1980	2 36 2		0.5	
P2	30.00 X 30.00	240.00 RR 27.68	4.25 2.13	365 1794	87 1031 1777	0 0 0 35	Msd(x) = 1777 kgf.m Msd(y) = 2006 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5	
			0.02	477		2			

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
		240.00 RR 27.68	0.00 0.00	2043	253 1102 2006	36 2	Mrd(x) = 2415 kgf.m Mrd(y) = 2726 kgf.m Mrd/Msd=1.36	0.5	
P3	30.00 X 30.00	180.00 RR 20.76	4.96 2.61	1218 2095	825 927 2095	0 0 0	Msd(x) = 2095 kgf.m Msd(y) = 1646 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5	
		180.00 RR 20.76	0.02 0.00 0.00	875 1727	567 761 1646	22 1 21 1	Mrd(x) = 2856 kgf.m Mrd(y) = 2243 kgf.m Mrd/Msd=1.36	0.5	
P4	30.00 X 30.00	180.00 RR 20.76	4.95 2.61	1218 2086	825 921 2086	0 0 0	Msd(x) = 2086 kgf.m Msd(y) = 1659 kgf.m	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5	
		180.00 RR 20.76	0.02 0.00 0.00	864 1737	557 772 1659	22 1 21 1	Mrd(x) = 2850 kgf.m Mrd(y) = 2266 kgf.m Mrd/Msd=1.37	0.5	

(*) 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	640.73	2 ø 8.0		-1122.05 -1128.90	2 ø 10.0 2 ø 10.0		Aviso 19

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.64				
1	258.00 240.00	240.00	1010.00	0.00	1.97	0.00	2.48		640.73		-1122.05 -1128.90	-0.09

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						1.65				

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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					0.06	
1	240.00	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 1.04			ø 5.0 c/ 12.5			0.04	0.09
P4	30.00			2 ø 10.0 1.08					0.06	

Cálculo da Viga V4

Pavimento forro 1 - Lance 14

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1095 kgf.m As = 1.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.93 cm		As = 1.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 M = 425 kgf.m fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1122 kgf.m As = 1.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.96 cm	As = 1.07 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 24.50 cm % armad. = 0.26 fiss = 0.06 mm
2	Md = 1129 kgf.m As = 1.08 cm ²	As = 1.08 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²)

Nó	Flexão	Final
	A's = 0.00 cm ² yLN = 0.97 cm	d = 24.50 cm % armad. = 0.26 fiss = 0.06 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 = 2.48 tf VRd2 = 31.88 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2419 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 = 5.18 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.81 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 = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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	4057.40 60.00	240.00	3.71 1.98	1015 352	1226 474	2.45 2 ø 12.5	ø 5.0 c/ 7.5	27.68 27.68
			RR 240.00 RR				2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5		
P2	30.00	4057.40	240.00	3.73	1030	1239	2.45 2 ø	ø 5.0 c/ 7.5	27.68

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	60.00	RR 240.00 RR	1.99	365	477	12.5 2.45 2 ø 12.5 0.5 4 ø 12.5		27.68

Cálculo do Pilar P1

Pavimento forro2 - 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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 1015 kgf.m Msdbase = 352 kgf.m	Ndmax = 3.71 tf Ndmin = 1.98 tf ni = 0.01
H	Vínculo = RR li = 240.00 cm Esbeltez = 27.68	Msdtopo = 1226 kgf.m Msdbase = 474 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 880 Msdcentro = 613 Msdbase = 213	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 32 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 Msdx) = 880 kgf.m Msdy) = 1226 kgf.m Mrdx) = 2038 kgf.m Mrdy) = 2841 kgf.m Mrd/Msd=2.32
H	Msdtopo = 1226 Msdcentro = 925 Msdbase = 474	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 35 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 = 1.31 tf VHd base = 1.31 tf	Td = 2 kgf.m

Verificação de esforços limites

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.12 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 1.31 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento
---------	--------------------------

	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.17 Vc = 9.04 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm ² /m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.15 Vc = 8.88 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm ² /m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo do Pilar P2

Pavimento forro2 - 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 = 301049 kgf/cm ² Peso específico = 2500.00 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 = 1030 kgf.m Msdbase = 365 kgf.m	Ndmax = 3.73 tf Ndmin = 1.99 tf ni = 0.01
H	Vínculo = RR li = 240.00 cm Esbeltez = 27.68	Msdtopo = 1239 kgf.m Msdbase = 477 kgf.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kgf.m)		Armadura longitudinal		Processo de cálculo
			Torção	Final	
B	Msdtopo = 895 Msdcentro = 627 Msdbase = 226	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 32 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 Msdx) = 895 kgf.m Msdy) = 1239 kgf.m Mrdx) = 2050 kgf.m Mrdy) = 2838 kgf.m Mrd/Msd=2.29
H	Msdtopo = 1239 Msdcentro = 934 Msdbase = 477	Madtopo = 0 Madcentro = 0 Madbase = 0 M2d = 35 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 = 1.13 tf VBd base = 1.13 tf VHd topo = 1.32 tf VHd base = 1.32 tf	Td = 2 kgf.m

Verificação de esforços limites
--

Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.13 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
H	Vd = 1.32 tf VRd2 = 47.38 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 4556 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.03

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.17 Vc = 9.02 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 cm²/m	Vsw = 0.00 tf Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 24.38 cm Vc0 = 7.70 tf k = 1.15 Vc = 8.87 tf	Vmin = 4.02 tf Aswmin = 4.21 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 = 4.21 cm²/m ø 5.0 c/ 7.5

Cálculo dos Pilares

forro2
Lance 15

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²
cobr = 4.50 cm

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

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		MH2d MHcd (kgf.m)
P1	30.00 X 30.00	240.00 RR 27.68	3.71 1.98	1015 352	880 613 213	0 0 0	Msd(x) = 880 kgf.m Msd(y) = 1226 kgf.m 32 1 35 1	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		240.00 RR 27.68	0.01 0.00 0.00	1226 474	1226 925 474	Mrd(x) = 2038 kgf.m Mrd(y) = 2841 kgf.m Mrd/Msd=2.32		0.5
P2	30.00 X 30.00	240.00 RR 27.68	3.73 1.99	1030 365	895 627 226	0 0 0	Msd(x) = 895 kgf.m Msd(y) = 1239 kgf.m 32 1 35 1	2.45 2 ø 12.5 2.45 2 ø 12.5
		240.00 RR 27.68	0.01 0.00 0.00	1239 477	1239 934 477	Mrd(x) = 2050 kgf.m Mrd(y) = 2838 kgf.m Mrd/Msd=2.29		0.5

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

Vigas do pavimento forro2

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V2	493.62	2 ø 8.0		-864.33 -871.19	2 ø 8.0 2 ø 8.0		Aviso 19
V3	552.30	2 ø 8.0		-1106.29 -774.83	2 ø 8.0 2 ø 8.0		
V4	552.00	2 ø 8.0		-1118.52 -764.70	2 ø 10.0 2 ø 8.0		

Esforços da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.17				
1	258.00 240.00	240.00	650.00	0.00	1.35	0.00	1.82		493.62		-864.33 -871.19	-0.06
P2		30.00						1.18				

Esforços da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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						1.14				
1	264.29 240.00	240.00	650.00	0.00	1.77	0.00	2.03		552.30		-1106.29 -774.83	-0.34
P3		30.00						1.31				

Esforços da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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)
P2		30.00						1.15				
1	264.29 240.00	240.00	650.00	0.00	1.75	0.00	2.04		552.00		-1118.52 -764.70	-0.34
P4		30.00						1.30				

Resultados da Viga V2

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 1.04					0.06	
1	240.00	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 1.04			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.06
P2	30.00			2 ø 8.0 1.04					0.06	

Resultados da Viga V3

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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					0.10	
1	240.00	20.00 x 30.00	2 ø 8.0 1.04			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.34
P3	30.00			2 ø 8.0 1.04					0.04	

Resultados da Viga V4

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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					0.06	
1	240.00	20.00	2 ø 8.0			ø 5.0 c/ 12.5			0.02	0.34

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)
		x 30.00	1.04							
P4	30.00			2 ø 8.0 1.04					0.04	

Cálculo da Viga V2

Pavimento forro2 - Lance 15

fck = 300.00 kgf/cm²
Cobrimento = 4.50 cm

Ecs = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1095 kgf.m As = 1.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.93 cm		As = 1.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 M = 320 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1095 kgf.m As = 1.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.93 cm	As = 1.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.06 mm
2	Md = 1095 kgf.m As = 1.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.93 cm	As = 1.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.06 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 = 1.82 tf VRd2 = 31.88 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2419 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO	ARMADURA DE TORÇÃO
-----	--------------------------	--------------------

trechos	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	d = 24.60 cm Vc0 = 5.18 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.81 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 = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1095 kgf.m As = 1.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.93 cm		As = 1.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 M = 331 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1106 kgf.m As = 1.05 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.94 cm	As = 1.05 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.10 mm
2	Md = 1095 kgf.m As = 1.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.93 cm	As = 1.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 2.03 tf VRd2 = 31.88 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2419 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO	ARMADURA DE TORÇÃO
-----	--------------------------	--------------------

trechos	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	d = 24.60 cm Vc0 = 5.18 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.81 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 = 301049 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 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 = 1095 kgf.m As = 1.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.93 cm		As = 1.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 M = 330 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1119 kgf.m As = 1.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.96 cm	As = 1.07 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 24.50 cm % armad. = 0.26 fiss = 0.06 mm
2	Md = 1095 kgf.m As = 1.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.93 cm	As = 1.04 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 24.60 cm % armad. = 0.17 fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 2.04 tf VRd2 = 31.88 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 2419 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.06

Vão	ARMADURA DE CISALHAMENTO	ARMADURA DE TORÇÃO
-----	--------------------------	--------------------

trechos	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 24.60 cm Vc0 = 5.18 tf k = 1.00		Vmin = 3.18 tf Aswmin = 2.81 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 12.5			

Dados das Lajes

forro2
Lance 15

fck = 300.00 kgf/cm²

E = 301049 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 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
R1	Maciça	8				204.88	200.00 100.00	0.00 0.00	504.88

Cálculos das Lajes

forro2
Lance 15

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

$E = 301049 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$c_{obr} = 4.50 \text{ cm}$

ARMADURAS POSITIVAS (LAJE)												
Laje	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)			
R1	X	bw = 100.0 cm h = 8.0 cm				bw = 100.0 cm h = 8.0 cm				Erro D31 fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m Modelo I vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 8.0 cm				bw = 100.0 cm h = 8.0 cm				Erro D31 fiss = 0.00 mm		vsd = 0.00 tf/m vrd1 = 0.00 tf/m vrd2 = 0.00 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

3 MEMORIA DE CALCULO DA TOMADA D'ÁGUA

GALERIA

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
1	0	DEAD	LinStatic	-13,4513	3,4391	0	0	0	11,95682
1	0,71667	DEAD	LinStatic	-11,3013	3,4391	0	0	0	9,49212
1	1,43333	DEAD	LinStatic	-9,1513	3,4391	0	0	0	7,02741
1	0	COMB1	Combination	-168,086	75,639	0	0	0	114,54381
1	0,71667	COMB1	Combination	-165,936	51,2831	0	0	0	69,08183
1	1,43333	COMB1	Combination	-163,786	27,2364	0	0	0	40,96449
2	0	DEAD	LinStatic	-9,1513	3,4391	0	0	0	7,02741
2	0,71667	DEAD	LinStatic	-7,2611	3,4391	0	0	0	4,5627
2	1,43333	DEAD	LinStatic	-5,3709	3,4391	0	0	0	2,09799
2	0	COMB1	Combination	-163,786	27,2359	0	0	0	40,96419
2	0,71667	COMB1	Combination	-161,8958	3,4963	0	0	0	29,97021
2	1,43333	COMB1	Combination	-160,0056	-19,9241	0	0	0	35,87913
3	0	DEAD	LinStatic	-5,3709	3,4391	0	0	0	2,09799
3	0,71667	DEAD	LinStatic	-3,7763	3,4391	0	0	0	-0,36672
3	1,43333	DEAD	LinStatic	-2,1817	3,4391	0	0	0	-2,83143
3	0	COMB1	Combination	-160,0056	-19,9243	0	0	0	35,87907
3	0,71667	COMB1	Combination	-158,411	-42,9722	0	0	0	58,44437
3	1,43333	COMB1	Combination	-156,8165	-65,551	0	0	0	97,36298
4	0	DEAD	LinStatic	-13,4513	-3,4391	0	0	0	-11,95682
4	0,71667	DEAD	LinStatic	-11,3013	-3,4391	0	0	0	-9,49212
4	1,43333	DEAD	LinStatic	-9,1513	-3,4391	0	0	0	-7,02741
4	0	COMB1	Combination	-168,085	-75,6333	0	0	0	-114,54381
4	0,71667	COMB1	Combination	-165,935	-51,2775	0	0	0	-69,08585
4	1,43333	COMB1	Combination	-163,785	-27,2409	0	0	0	-40,97247
5	0	DEAD	LinStatic	-9,1513	-3,4391	0	0	0	-7,02741
5	0,71667	DEAD	LinStatic	-7,2611	-3,4391	0	0	0	-4,5627
5	1,43333	DEAD	LinStatic	-5,3709	-3,4391	0	0	0	-2,09799
5	0	COMB1	Combination	-163,785	-27,2405	0	0	0	-40,97298
5	0,71667	COMB1	Combination	-161,8948	-3,501	0	0	0	-29,97568
5	1,43333	COMB1	Combination	-160,0046	19,9195	0	0	0	-35,88127
6	0	DEAD	LinStatic	-20,6366	2,025E-13	0	0	0	5,29E-13
6	2,15	DEAD	LinStatic	-18,4866	2,025E-13	0	0	0	9,363E-14
6	4,3	DEAD	LinStatic	-16,3366	2,025E-13	0	0	0	-3,418E-13

6	0	COMB1	Combination	-373,7681	-0,0001888	0	0	0	-0,00038
6	2,15	COMB1	Combination	-371,6181	-0,0001888	0	0	0	0,00002451
6	4,3	COMB1	Combination	-369,4681	-0,0001888	0	0	0	0,00043
8	0	DEAD	LinStatic	3,4391	-2,1817	0	0	0	2,83143
8	0,46	DEAD	LinStatic	3,4391	-0,9742	0	0	0	3,55728
8	0,92	DEAD	LinStatic	3,4391	0,2333	0	0	0	3,72769
8	0	COMB1	Combination	-65,5522	-156,8165	0	0	0	-97,36319
8	0,46	COMB1	Combination	-65,5522	-122,489	0	0	0	-33,12295
8	0,92	COMB1	Combination	-65,5522	-88,1615	0	0	0	15,32664
9	0	DEAD	LinStatic	3,4391	0,2333	0	0	0	3,72769
9	0,46	DEAD	LinStatic	3,4391	1,1533	0	0	0	3,40876
9	0,92	DEAD	LinStatic	3,4391	2,0733	0	0	0	2,66664
9	0	COMB1	Combination	-65,5522	-88,1615	0	0	0	15,32664
9	0,46	COMB1	Combination	-65,5522	-54,1215	0	0	0	48,05171
9	0,92	COMB1	Combination	-65,5522	-20,0815	0	0	0	65,11838
10	0	DEAD	LinStatic	3,4391	2,0733	0	0	0	2,66664
10	0,46	DEAD	LinStatic	3,4391	2,9933	0	0	0	1,50132
10	0,92	DEAD	LinStatic	3,4391	3,9133	0	0	0	-0,08721
10	0	COMB1	Combination	-65,5502	-20,0815	0	0	0	65,11838
10	0,46	COMB1	Combination	-65,5502	13,9585	0	0	0	66,52665
10	0,92	COMB1	Combination	-65,5502	47,9985	0	0	0	52,27651
11	0	DEAD	LinStatic	3,4391	3,9133	0	0	0	-0,08721
11	0,46	DEAD	LinStatic	3,4391	4,8333	0	0	0	-2,09893
11	0,92	DEAD	LinStatic	3,4391	5,7533	0	0	0	-4,53385
11	0	COMB1	Combination	-65,5542	47,9985	0	0	0	52,27651
11	0,46	COMB1	Combination	-65,5542	82,0385	0	0	0	22,36798
11	0,92	COMB1	Combination	-65,5542	116,0785	0	0	0	-23,19895
12	0	DEAD	LinStatic	3,4391	5,7533	0	0	0	-4,53385
12	0,46	DEAD	LinStatic	3,4391	6,9608	0	0	0	-7,4581
12	0,92	DEAD	LinStatic	3,4391	8,1683	0	0	0	-10,9378
12	0	COMB1	Combination	-65,5522	116,0785	0	0	0	-23,19895
12	0,46	COMB1	Combination	-65,5522	150,406	0	0	0	-84,49041
12	0,92	COMB1	Combination	-65,5522	184,7335	0	0	0	-161,57252
13	0	DEAD	LinStatic	3,4391	-8,1683	0	0	0	-10,9378
13	0,46	DEAD	LinStatic	3,4391	-6,9608	0	0	0	-7,4581
13	0,92	DEAD	LinStatic	3,4391	-5,7533	0	0	0	-4,53385

13	0	COMB1	Combination	-65,5522	-184,7346	0	0	0	-161,57298
13	0,46	COMB1	Combination	-65,5522	-150,4071	0	0	0	-84,49041
13	0,92	COMB1	Combination	-65,5522	-116,0796	0	0	0	-23,19849
14	0	DEAD	LinStatic	3,4391	-5,7533	0	0	0	-4,53385
14	0,46	DEAD	LinStatic	3,4391	-4,8333	0	0	0	-2,09893
14	0,92	DEAD	LinStatic	3,4391	-3,9133	0	0	0	-0,08721
14	0	COMB1	Combination	-65,5502	-116,0796	0	0	0	-23,19849
14	0,46	COMB1	Combination	-65,5502	-82,0396	0	0	0	22,3689
14	0,92	COMB1	Combination	-65,5502	-47,9996	0	0	0	52,2779
15	0	DEAD	LinStatic	3,4391	-3,9133	0	0	0	-0,08721
15	0,46	DEAD	LinStatic	3,4391	-2,9933	0	0	0	1,50132
15	0,92	DEAD	LinStatic	3,4391	-2,0733	0	0	0	2,66664
15	0	COMB1	Combination	-65,5483	-47,9996	0	0	0	52,27791
15	0,46	COMB1	Combination	-65,5483	-13,9596	0	0	0	66,52851
15	0,92	COMB1	Combination	-65,5483	20,0804	0	0	0	65,1207
16	0	DEAD	LinStatic	3,4391	-2,0733	0	0	0	2,66664
16	0,46	DEAD	LinStatic	3,4391	-1,1533	0	0	0	3,40876
16	0,92	DEAD	LinStatic	3,4391	-0,2333	0	0	0	3,72769
16	0	COMB1	Combination	-65,5463	20,0804	0	0	0	65,1207
16	0,46	COMB1	Combination	-65,5463	54,1204	0	0	0	48,0545
16	0,92	COMB1	Combination	-65,5463	88,1604	0	0	0	15,3299
17	0	DEAD	LinStatic	3,4391	-0,2333	0	0	0	3,72769
17	0,46	DEAD	LinStatic	3,4391	0,9742	0	0	0	3,55728
17	0,92	DEAD	LinStatic	3,4391	2,1817	0	0	0	2,83143
17	0	COMB1	Combination	-65,5463	88,1604	0	0	0	15,3299
17	0,46	COMB1	Combination	-65,5463	122,4879	0	0	0	-33,11923
17	0,92	COMB1	Combination	-65,5463	156,8154	0	0	0	-97,35901
18	0	DEAD	LinStatic	-3,4391	10,0001	0	0	0	11,95682
18	0,46	DEAD	LinStatic	-3,4391	11,2076	0	0	0	7,07905
18	0,92	DEAD	LinStatic	-3,4391	12,4151	0	0	0	1,64582
18	0	COMB1	Combination	-75,6412	131,33	0	0	0	114,54394
18	0,46	COMB1	Combination	-75,6412	132,5375	0	0	0	53,85442
18	0,92	COMB1	Combination	-75,6412	133,745	0	0	0	-7,39055
19	0	DEAD	LinStatic	-3,4391	5,5526	0	0	0	1,64582
19	0,46	DEAD	LinStatic	-3,4391	6,4726	0	0	0	-1,11998
19	0,92	DEAD	LinStatic	-3,4391	7,3926	0	0	0	-4,30899

19	0	COMB1	Combination	-75,6392	60,5773	0	0	0	-7,39055
19	0,46	COMB1	Combination	-75,6392	61,4973	0	0	0	-35,46769
19	0,92	COMB1	Combination	-75,6392	62,4173	0	0	0	-63,96803
20	0	DEAD	LinStatic	-3,4391	0,5729	0	0	0	-4,30899
20	0,46	DEAD	LinStatic	-3,4391	1,4929	0	0	0	-4,78414
20	0,92	DEAD	LinStatic	-3,4391	2,4129	0	0	0	-5,68249
20	0	COMB1	Combination	-75,6392	-10,4569	0	0	0	-63,96801
20	0,46	COMB1	Combination	-75,6392	-9,5369	0	0	0	-59,36944
20	0,92	COMB1	Combination	-75,6392	-8,6169	0	0	0	-55,19407
21	0	DEAD	LinStatic	-3,4391	-4,3815	0	0	0	-5,68249
21	0,46	DEAD	LinStatic	-3,4391	-3,4615	0	0	0	-3,87861
21	0,92	DEAD	LinStatic	-3,4391	-2,5415	0	0	0	-2,49794
21	0	COMB1	Combination	-75,6392	-81,4656	0	0	0	-55,19406
21	0,46	COMB1	Combination	-75,6392	-80,5456	0	0	0	-17,93149
21	0,92	COMB1	Combination	-75,6392	-79,6256	0	0	0	18,90789
22	0	DEAD	LinStatic	-3,4391	-9,3338	0	0	0	-2,49794
22	0,46	DEAD	LinStatic	-3,4391	-8,1263	0	0	0	1,51787
22	0,92	DEAD	LinStatic	-3,4391	-6,9188	0	0	0	4,97824
22	0	COMB1	Combination	-75,6373	-152,6807	0	0	0	18,90789
22	0,46	COMB1	Combination	-75,6373	-151,4732	0	0	0	88,86327
22	0,92	COMB1	Combination	-75,6373	-150,2657	0	0	0	158,2632
23	0	DEAD	LinStatic	-3,4391	6,9188	0	0	0	4,97824
23	0,46	DEAD	LinStatic	-3,4391	8,1263	0	0	0	1,51787
23	0,92	DEAD	LinStatic	-3,4391	9,3338	0	0	0	-2,49794
23	0	COMB1	Combination	-75,6314	150,2652	0	0	0	158,26281
23	0,46	COMB1	Combination	-75,6314	151,4727	0	0	0	88,86309
23	0,92	COMB1	Combination	-75,6314	152,6802	0	0	0	18,90792
24	0	DEAD	LinStatic	-3,4391	2,5415	0	0	0	-2,49794
24	0,46	DEAD	LinStatic	-3,4391	3,4615	0	0	0	-3,87861
24	0,92	DEAD	LinStatic	-3,4391	4,3815	0	0	0	-5,68249
24	0	COMB1	Combination	-75,6333	79,6253	0	0	0	18,90792
24	0,46	COMB1	Combination	-75,6333	80,5453	0	0	0	-17,9313
24	0,92	COMB1	Combination	-75,6333	81,4653	0	0	0	-55,19371
25	0	DEAD	LinStatic	-3,4391	-2,4129	0	0	0	-5,68249
25	0,46	DEAD	LinStatic	-3,4391	-1,4929	0	0	0	-4,78414
25	0,92	DEAD	LinStatic	-3,4391	-0,5729	0	0	0	-4,30899

25	0	COMB1	Combination	-75,6333	8,6168	0	0	0	-55,19372
25	0,46	COMB1	Combination	-75,6333	9,5368	0	0	0	-59,36904
25	0,92	COMB1	Combination	-75,6333	10,4568	0	0	0	-63,96756
26	0	DEAD	LinStatic	-3,4391	-7,3926	0	0	0	-4,30899
26	0,46	DEAD	LinStatic	-3,4391	-6,4726	0	0	0	-1,11998
26	0,92	DEAD	LinStatic	-3,4391	-5,5526	0	0	0	1,64582
26	0	COMB1	Combination	-75,6333	-62,417	0	0	0	-63,96755
26	0,46	COMB1	Combination	-75,6333	-61,497	0	0	0	-35,46732
26	0,92	COMB1	Combination	-75,6333	-60,577	0	0	0	-7,3903
27	0	DEAD	LinStatic	-3,4391	-12,4151	0	0	0	1,64582
27	0,46	DEAD	LinStatic	-3,4391	-11,2076	0	0	0	7,07905
27	0,92	DEAD	LinStatic	-3,4391	-10,0001	0	0	0	11,95682
27	0	COMB1	Combination	-75,6314	-133,7443	0	0	0	-7,3903
27	0,46	COMB1	Combination	-75,6314	-132,5368	0	0	0	53,85435
27	0,92	COMB1	Combination	-75,6314	-131,3293	0	0	0	114,54355
28	0	DEAD	LinStatic	-5,3709	-3,4391	0	0	0	-2,09799
28	0,71667	DEAD	LinStatic	-3,7763	-3,4391	0	0	0	0,36672
28	1,43333	DEAD	LinStatic	-2,1817	-3,4391	0	0	0	2,83143
28	0	COMB1	Combination	-160,0046	19,9199	0	0	0	-35,88126
28	0,71667	COMB1	Combination	-158,41	42,9678	0	0	0	-58,44342
28	1,43333	COMB1	Combination	-156,8154	65,5466	0	0	0	-97,35888

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM LONTRAS

Data: 18/03/13

Versão: 2009.1

Número de licença: 62434

1. Dados gerais da estrutura

Projeto: BARRAGEM LONTRAS

Chave: TORRE 2

2. Dados geométricos de grupos e pisos

Grupo	Nome do grupo	Piso	Nome piso	Altura	Cota
20	Piso 20	20	Piso 20	2.05	63.55
19	Piso 19	19	Piso 19	4.50	61.50
18	Piso 18	18	Piso 18	3.00	57.00
17	Piso 17	17	Piso 17	3.00	54.00
16	Piso 16	16	Piso 16	3.00	51.00
15	Piso 15	15	Piso 15	3.00	48.00
14	Piso 14	14	Piso 14	3.00	45.00
13	Piso 13	13	Piso 13	3.00	42.00
12	Piso 12	12	Piso 12	3.00	39.00
11	Piso 11	11	Piso 11	3.00	36.00
10	Piso 10	10	Piso 10	3.00	33.00
9	Piso 9	9	Piso 9	3.00	30.00
8	Piso 8	8	Piso 8	3.00	27.00
7	Piso 7	7	Piso 7	3.00	24.00
6	Piso 6	6	Piso 6	3.00	21.00
5	Piso 5	5	Piso 5	3.00	18.00
4	Piso 4	4	Piso 4	3.00	15.00
3	Piso 3	3	Piso 3	3.00	12.00
2	Piso 2	2	Piso 2	3.20	9.00
1	Piso 1	1	Piso 1	5.80	5.80
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

Dados dos pilares

Referência	Coord(P.Fixo)	GI- GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo
P1	(2.05, 5.10)	0-20	Sem vinculação exterior	0.0	Centro
P2	(5.60, 5.10)	0-19	Sem vinculação exterior	0.0	Centro
P3	(9.15, 5.10)	0-20	Sem vinculação exterior	0.0	Centro
P4	(2.05, 1.70)	0-20	Sem vinculação exterior	0.0	Centro
P5	(5.60, 1.70)	0-20	Sem vinculação exterior	0.0	Centro
P6	(9.15, 1.70)	0-20	Sem vinculação exterior	0.0	Centro

4. Dimensões, coeficientes de engastamento e coeficientes de flambagem para cada piso

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM LONTRAS

Data:18/03/13

Referência pilar	Piso	Dimensões	Coefs. engastamento		Coefs. flambagem	
			Ext.Superior	Ext.Inferior	Flambagem x	Flamb. Y
P1,P3,P4,P5,P6	20	0.40x0.40	0.09	1.00	1.00	1.00
	19	0.40x0.40	0.30	1.00	1.00	1.00
	18	0.40x0.40	0.30	1.00	1.00	1.00
	17	0.40x0.40	0.30	1.00	1.00	1.00
	16	0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
	15	0.40x0.40	1.00	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
	P2	19	0.40x0.40	0.09	1.00	1.00
18		0.40x0.40	0.30	1.00	1.00	1.00
17		0.40x0.40	0.30	1.00	1.00	1.00
16		0.40x0.40	1.00	1.00	1.00	1.00
15		0.40x0.40	1.00	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

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	10000.00	7.00	7.00

6. Normas consideradas

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM LONTRAS

Data:18/03/13

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 20	0.05	0.05
Piso 19	0.00	0.10
Piso 18	0.30	0.10
Piso 17	0.00	0.00
Piso 16	0.30	0.00
Piso 15	0.00	0.00
Piso 14	0.30	0.00
Piso 13	0.00	0.10
Piso 12	0.30	0.00
Piso 11	0.00	0.00
Piso 10	0.30	0.00
Piso 9	0.00	0.00
Piso 8	0.30	0.00
Piso 7	0.00	0.00
Piso 6	0.30	0.00
Piso 5	0.00	0.00
Piso 4	0.30	0.00
Piso 3	0.00	0.00
Piso 2	0.00	0.00
Piso 1	0.00	0.00
Fundação	0.00	3.20

7.2. Vento

Sem ação de vento

7.3. Sismo

Sem ação de sismo

7.4. Hipóteses/ações de carga

Automáticas	Permanente
	Sobrecarga

7.5. Relatório de cargas

Cargas especiais introduzidas (em tf, tf/m e tf/m²)

Grupo	Hipótese(s)	Tipo	Valor	Coordenadas
2	Permanente	Linear	1.61	(9.15, 1.90) (9.15, 2.70)
3	Permanente	Linear	3.22	(5.60, 1.90) (5.60, 2.65)

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM LONTRAS

Data:18/03/13

Grupo	Hipótese(s)	Tipo	Valor	Coordenadas
4	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.85) (2.05, 2.70)
	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.50) (2.05, 0.65)
	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)
5	Permanente	Linear	3.22	(5.60, 1.55) (5.60, 0.65)
6	Permanente	Linear	1.61	(9.15, 1.55) (9.15, 0.75)
	Permanente	Linear	1.61	(9.15, 1.85) (9.15, 2.65)
	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)
7	Permanente	Linear	3.22	(5.60, 1.80) (5.60, 2.65)
8	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.90) (2.05, 2.75)
	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.50) (2.05, 0.75)
	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)
9	Permanente	Linear	3.22	(5.60, 1.65) (5.60, 0.70)
10	Permanente	Linear	1.61	(9.15, 1.70) (9.15, 0.75)
	Permanente	Linear	1.61	(9.15, 1.65) (9.15, 2.70)
	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)
11	Permanente	Linear	3.22	(5.60, 1.90) (5.60, 2.75)
12	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.60) (2.05, 0.75)
	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.90) (2.05, 2.70)
	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)
13	Permanente	Linear	3.22	(5.60, 1.55) (5.60, 0.70)
14	Permanente	Linear	1.61	(9.15, 1.60) (9.15, 0.75)
	Permanente	Linear	1.61	(9.15, 1.80) (9.15, 2.70)
	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)
15	Permanente	Linear	3.22	(5.60, 1.85) (5.60, 2.65)
16	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.55) (2.05, 0.75)
	Permanente	Linear	1.61	(2.05, 1.90) (2.05, 2.70)
	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)
17	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)

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM LONTRAS

Data:18/03/13

Grupo	Hipótese(s)	Tipo	Valor	Coordenadas
18	Permanente	Linear	0.10	(10.15, 0.70) (10.15, 5.30)
	Permanente	Linear	0.10	(9.15, 0.70) (10.15, 0.70)
	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)
19	Permanente	Linear	0.10	(10.15, 0.70) (10.15, 5.30)
	Permanente	Linear	0.10	(9.15, 0.70) (10.15, 0.70)
	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
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

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM LONTRAS

Data: 18/03/13

($i > 1$)

$\psi_{p,1}$ 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:

• 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.

- 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)		

Relatório de dados da obra

Projeto: BARRAGEM LONTRAS

Data:18/03/13

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

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

MEMORIAL DE CÁLCULO

BARRAGEM LONGAS - DERRAMA DE FUNDO

1. INTRODUÇÃO

A PRESENTE MEMÓRIA DE CÁLCULO REFERE-SE AO PROJETO DE CÁLCULO ESTRUTURAL DAS PARTES QUE CONSTITUEM A BARRAGEM DE FUNDO:

PORTE 1 - TORRE

PORTE 2 - GALEIA - BOD DE MONTANTE

PORTE 3 - BOD DE JULANTE

2. MATERIAIS EM DECIÇOS

CONCRETO ESTRUTURAL - $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

ARÃO CL50A - $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

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 - - - - - $k = \frac{1}{4} (45 - \phi_2)$

3.4. PRESSÕES HORIZONTAIS PRODUZIDAS PELA AÇÃO DO VENTO - - - - - $V_0 = 30 \text{ m/s}$
(NBR-6123) - - - - -

4. ANÁLISE ESTRUTURAL - VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.

FORAM ESTABELECIDAS AS CONDIÇÕES ESTABELECIDAS PELA NBR-6118.

5. BIBLIOGRAFIA

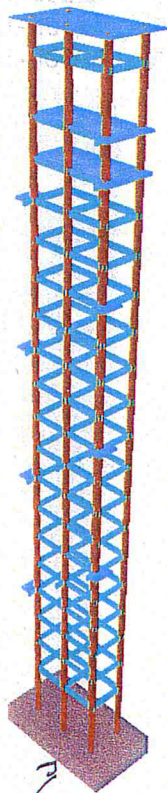
- [1] FUSCO, PB - FUNDAMENTOS DA TÉCNICA DE ARMAR
- [2] SUSSEKIND, JR - CURSO DE CONCRETO ARMADO
- [3] TEORIA DE ANSON WARTON
- [4] NORMAS BRASILEIRAS

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 SLP 2000 PARA A AÇÃO DO VENTO.

5.1. ESQUEMA ESTRUTURAL



BLOCO DE FUNDADO ASSENTE EM CUM. ROCHAS
COM $\bar{\sigma}_T = 7 \text{ MPa}$.

MEMORIAL DE CÁLCULO

6.2. REAÇÕES DE APOIO DEVIDO A CARGA VERTICAL

P1						P2						P3					
P1: Hipótese(s)						P2: Hipótese(s)						P3: Hipótese(s)					
Axial	Mx	My	Qx	Qy		Axial	Mx	My	Qx	Qy		Axial	Mx	My	Qx	Qy	
Permanente	58.08	-0.14	0.01	-0.06	0.02	Permanente	61.70	0.00	0.02	0.00	0.03	Permanente	61.57	0.16	-0.00	0.06	0.02
Sobrecarga	3.10	-0.01	-0.00	-0.00	0.00	Sobrecarga	3.43	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	Sobrecarga	3.54	0.01	-0.00	0.00	0.00

P4						P5						P6					
P4: Hipótese(s)						P5: Hipótese(s)						P6: Hipótese(s)					
Axial	Mx	My	Qx	Qy		Axial	Mx	My	Qx	Qy		Axial	Mx	My	Qx	Qy	
Permanente	75.14	-0.16	-0.09	-0.07	-0.03	Permanente	80.83	0.00	-0.08	-0.00	-0.02	Permanente	79.11	0.17	-0.07	0.07	-0.02
Sobrecarga	4.79	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	Sobrecarga	4.61	0.00	-0.00	0.00	-0.00	Sobrecarga	5.06	0.01	-0.00	0.00	0.00

6.3. AÇÃO DO VENTO (NBR - 6128)

Cálculo de Cargas de Vento

Cálculo da Pressão Dinâmica

$V_0 =$
 $S_1 =$ 30 m/s
 $S_2 =$ 1
 $S_3 =$ CAT I CALSSE A
 1

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

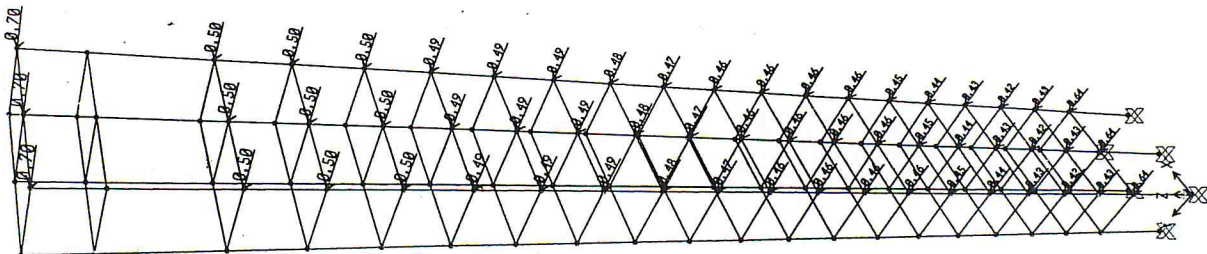
Cargas na Estrutura

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)	At (m ²)	F-90 (kgf)
5,8	I	1,08	32,4	64,35	10,11	43,5	0,23	2,78	28,11	1,52	0	29,63	1906,69
9	II	1,1	33	66,76	6,99	24	0,29	2,54	17,75	1,52	0	19,27	1286,47
12	III	1,12	33,6	69,21	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1273,46
15	IV	1,13	33,9	70,45	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1296,28
18	VII	1,14	34,2	71,7	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1319,28
21	VII	1,15	34,5	72,96	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1342,46
24	VIII	1,16	34,8	74,24	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1366,02
27	VIX	1,16	34,8	74,24	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1366,02
30	X	1,17	35,1	75,52	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1389,57
33	XI	1,18	35,4	76,82	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1413,49
36	XII	1,19	35,7	78,13	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1437,59
39	XIII	1,2	36	79,44	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1461,7
42	XIV	1,2	36	79,44	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1461,7
45	XV	1,2	36	79,44	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1461,7
48	XVI	1,21	36,3	80,77	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1486,17
51	XVII	1,21	36,3	80,77	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1486,17
54	XVIII	1,21	36,3	80,77	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	18,4	1486,17
57	XIX	1,21	36,3	80,77	6,75	22,5	0,3	2,5	16,88	1,52	0	16,88	1363,4
63,8	XX	1,22	36,6	82,12	51	51	1	0,5	25,5	1,65	1,04	28,19	2314,96



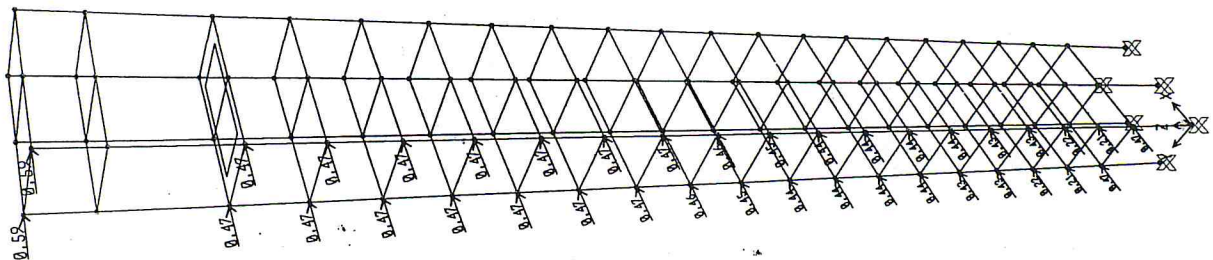
REAÇÕES DE APOIO NO TÓPO DO BLOCO

TABLE: Joint Reactions						
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 Ton	U2 Ton	U3 Ton	R1 Ton-m
1	VENTOY	LinStatic	2,847E-13	-4,6543	84,0636	16,03586
2	VENTOY	LinStatic	3,33E-13	-4,6543	84,0636	16,03586
3	VENTOY	LinStatic	2,842E-13	-4,6543	84,0636	16,03586
4	VENTOY	LinStatic	-2,926E-13	-4,6557	-84,0636	16,03981
5	VENTOY	LinStatic	-3,422E-13	-4,6557	-84,0636	16,03981
6	VENTOY	LinStatic	-2,914E-13	-4,6557	-84,0636	16,03981

MEMORIAL DE CÁLCULO

VENTO NA DIREÇÃO X

Cota (m)	Módulo	S2	Vk (m/s)	g (kgf/m ²)	Ae (m ²)	Af (m ²)	Ø	Ca	Aec (m ²)	Aee (m ²)	Acc (m ²)	At (m ²)	F-90 (kgf)
5,8	I	1,08	32,4	64,35	6,14	17,4	0,35	2,38	14,61	0	0	14,61	940,15
9	II	1,13	33,9	70,45	4,06	9,6	0,42	2,2	8,93	0	0	8,93	629,12
12	III	1,13	33,9	70,45	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	0	0	9,36	659,41
15	IV	1,15	34,5	72,96	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	858,01
18	VII	1,15	34,5	72,96	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	858,01
21	VII	1,16	34,8	74,24	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	873,06
24	VIII	1,16	34,8	74,24	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	873,06
27	VIX	1,17	35,1	75,52	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	888,12
30	X	1,17	35,1	75,52	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	888,12
33	XI	1,18	35,4	76,82	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	903,4
36	XII	1,19	35,7	78,13	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	918,81
39	XIII	1,2	36	79,44	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	934,21
42	XIV	1,21	36,3	80,77	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	949,86
45	XV	1,21	36,3	80,77	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	949,86
48	XVI	1,21	36,3	80,77	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	949,86
51	XVII	1,21	36,3	80,77	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	949,86
54	XVIII	1,21	36,3	80,77	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	949,86
57	XIX	1,21	36,3	80,77	3,9	11,4	0,34	2,4	9,36	2,4	0	11,76	949,86
63,8	XX	1,22	36,6	82,12	25,84	25,84	1	0,5	12,92	0	1,04	13,96	1146,4



Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 Ton	U2 Ton	U3 Ton	R1 Ton-m	R2 Ton-m
1	VENTOX	LinStatic	-2,6071	-1,21E-12	-37,3608	4,044E-12	-8,82735
2	VENTOX	LinStatic	-3,0881	-2,511E-15	0,0005041	9,331E-15	-9,75195
3	VENTOX	LinStatic	-2,6048	1,205E-12	37,3603	-4,024E-12	-8,82089
4	VENTOX	LinStatic	-2,6071	-1,21E-12	-37,3608	4,044E-12	-8,82735
5	VENTOX	LinStatic	-3,0881	-2,512E-15	0,0005041	9,334E-15	-9,75195
6	VENTOX	LinStatic	-2,6048	1,205E-12	37,3603	-4,024E-12	-8,82089

MEMORIAL DE CÁLCULO

6.4. ARÇA NOS PILARES

$$N_{\max} = 80,83 + 4,61 + 84,06 = 169,50 \text{ tf}$$

$$N_{\min} = 58,08 - 84,06 = -25,98 \text{ tf}$$

$$H = 16,04 \text{ tfm}$$

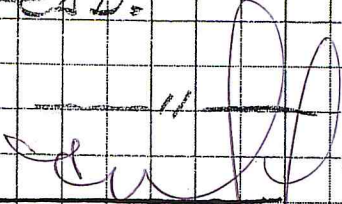
6.5. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES (FEITO COM AUXÍLIO DE PROGRAMAS DE COMPUTADOR)

- FLEXÃO COMPOSTA COM COMPRESSÃO: $A_1 = 40,37 \text{ m}^2$

- FLEXÃO COMPOSTA COM TRACÇÃO: $A_2 = 41,59 \text{ m}^2$

16080

6.6. OS EFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DA TORRE FORAM OBTIDOS COM O EMPREGO DOS PROGRAMAS DE COMPUTADOR SA A 2000 E CYPECAD.

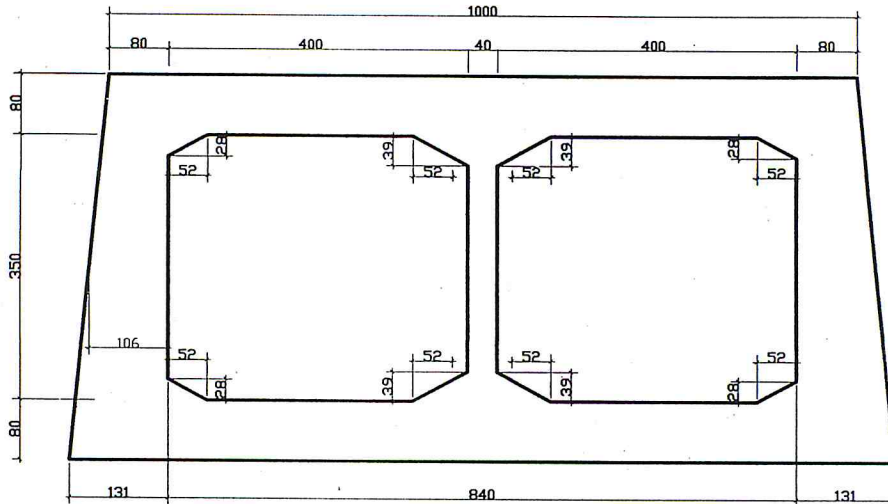

Eng.º Ivan Alcántara Mota
CREA 4022 D PE

MEMORIAL DE CÁLCULO

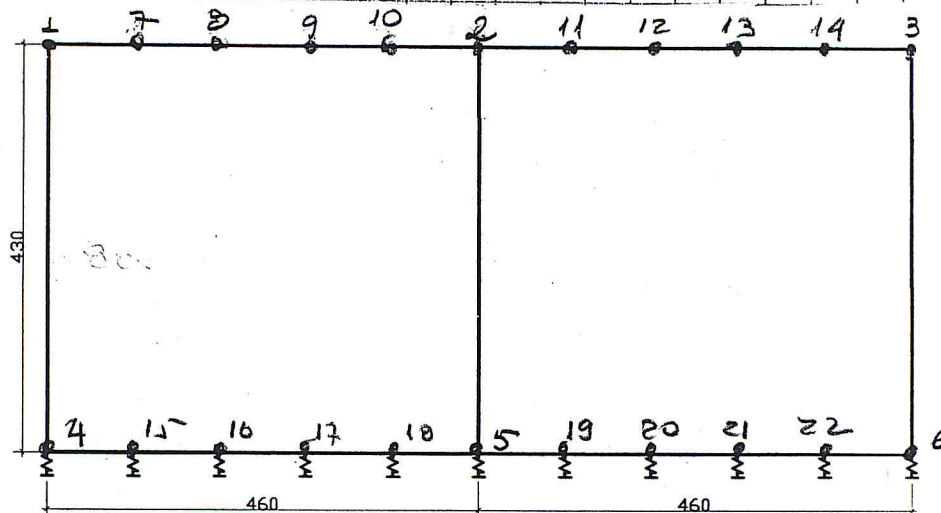
7. ANÁLISE ESTRUTURAL DA GALERIA
7.1.0. ESQUEMA ESTRUTURAL

GALERIA-SEÇÃO TRANSVERSAL

Esc. 1/50



O MODELO PARA O CÁLCULO DA GALERIA CORRESPONDE A UM POA TIPO 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, CONFORME A FIGURA ABAIXO:



$K = 550 \text{ t/mm}$ (MÓDULO DE REAÇÃO DO SOLO)

SOLO DE ALTA RESISTÊNCIA

MEMORIAL DE CÁLCULO

CARREGAMENTO:

a) PESO DO ATERRO: $\gamma = 18 \text{ t/m}^3$

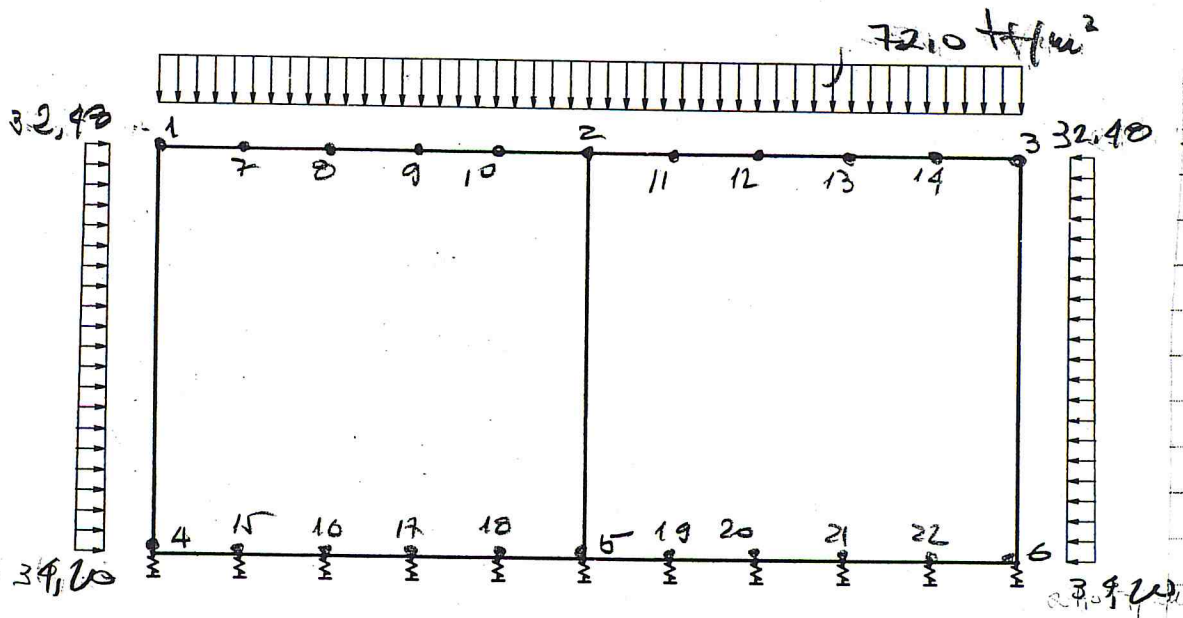
A CARGA DO ATERRO SOBRE A GALERIA FOI DEOUZIDA EM RAZÃO DO AQUECIMENTO DO MESMO DEVIDO A ATERROS ALTOS. DE ACORDO COM A TABELA DE MASTON, OBTENEMOS: $q = 720 \text{ t/m}^2$

b) EMPUHO DE TERRA:

$$p_1 = \gamma h_1 = 32,48 \text{ t/m}^2$$

$$p_2 = \gamma h_2 = 39,20 \text{ t/m}^2$$

c) ESCHEMA DE CARREGAMENTO

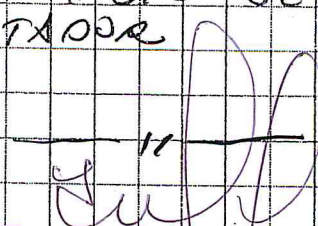


MEMORIAL DE CÁLCULO

7.2. OS ESFORÇOS FORA OBTIDOS ATRAVÉS DA RESOLUÇÃO DO PORTO DO PLANO ANALISADO PELO PROGRAMA SAO 2000

7.3. DIMENSIONAMENTO

O DIMENSIONAMENTO FOI FEITO À FLEXÃO COMPOSTA E FORÇA NORMAL COM O AUXÍLIO DE PROGRAMA DE COMPUTADOR


Eng. Ivan Alcântara Mota
CREA 4022 D PE

MEMORIAL DE CÁLCULO

BARRAGEM LONTAS

QUANTITATIVOS

1. TORRE

- VOLUME CONCRETO $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ --- $292,39 \text{ m}^3$
- FORMAS --- $1,38 \text{ m}^2$

2. SAÍDA: (MEDIDA POR METRO LINEAR)

- VOLUME CONCRETO $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ --- $26,46 \text{ m}^3$
- FORMAS --- $33,00 \text{ m}^2$
- CONCRETO REGULADO --- $19,77 \text{ m}^3$

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 MONTANTE

- VOLUME CONCRETO $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ --- $9,65 \text{ m}^3$
- FORMAS --- $24,00 \text{ m}^2$
- CONCRETO CICLOPICO --- $464,51 \text{ m}^3$
- CONCRETO REGULADO --- $316,00 \text{ m}^3$

5. BLOCOS DE APOIO DA TUBULAÇÃO (MEDIDA P/ UNIDADES)

- VOLUME CONCRETO $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ --- $1,94 \text{ m}^3$
- FORMAS --- $5,6 \text{ m}^2$



consórcio