

MEMORIAL DESCRITIVO E ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO

OBRA: CONSTRUÇÃO DE QUADRA COBERTURA E VESTIÁRIO NA
EE PADRE JOSÉ MARIA DO SACRAMENTO

MUNICÍPIO: NOVA BRASILÂNDIA

LOCAL / DATA: CUIABÁ – MT / ABRIL / 2024

INFORMAÇÕES GERAIS

Pretendente/Consumidor:	Prefeitura Municipal de NOVA BRASILÂNDIA
Obra.....:	CONSTRUÇÃO DE QUADRA COBERTURA E VESTIÁRIO NA EE PADRE JOSÉ MARIA DO SACRAMENTO
Localidade	AVENIDA VEREADOR GENIVAL NUNES DE ARAUJO, 1341 – CENTRO, NOVA BRASILÂNDIA – MT CEP:78860-000
Data	ABRIL/ 2024
Descrição do Projeto	O presente memorial descritivo tem por objetivo fixar normas específicas para a construção da CONSTRUÇÃO DE QUADRA COBERTURA E VESTIÁRIO NA EE PADRE JOSÉ MARIA DO SACRAMENTO localizada no município de NOVA BRASILÂNDIA/MT

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente memorial descritivo de procedimentos estabelece as condições técnicas mínimas a serem obedecidas na execução das obras e serviços acima citados fixando, portanto, os parâmetros mínimos a serem atendidos para materiais, serviços e equipamentos, seguindo as normas técnicas da **ABNT** e constituirão parte integrante dos contratos de obras e serviços. A planilha orçamentária descreve os quantitativos, como também valores em consonância com os projetos básicos fornecidos.

CRITÉRIO DE SIMILARIDADE

Todos os materiais a serem empregados na execução dos serviços deverão ser comprovadamente de boa qualidade e satisfazer rigorosamente as especificações a seguir. Todos os serviços serão executados em completa obediência aos princípios de boa técnica, devendo ainda satisfazer rigorosamente às Normas Brasileiras.

INTERPRETAÇÃO DE DOCUMENTOS FORNECIDOS À OBRA

No caso de divergências de interpretação entre documentos fornecidos, será obedecida a seguinte ordem de prioridade:

- Em caso de divergências entre esta especificação, a planilha orçamentária e os desenhos/projetos fornecidos, consulte a CENTRAL DE PROJETOS AMM.
- Em caso de divergência entre os projetos de datas diferentes, prevalecerão sempre os mais recentes.
- As cotas dos desenhos prevalecem sobre o desenho (escala).

CONCRETO ARMADO

1. GENERALIDADES

1.1. Qualidade dos materiais

Os materiais deverão seguir rigorosamente o que for especificado neste documento. Os materiais a empregar serão de primeira qualidade e obedecerão às especificações contempladas na ABNT.

1.2. Mão-de-obra

A mão de obra a empregar será, obrigatoriamente, qualificada para a função que estiverem exercendo. A empresa executante deverá **MANTER RIGOROSAMENTE OS SERVIÇOS PROPOSTOS** no memorial e no projeto estrutural, assim como as normas e padrões de qualidade, resistência e segurança.

Os EPI'S, juntamente com uniforme, deverão ser indispensáveis, sempre de acordo com as atividades que estiverem executando. O embasamento para utilização de tais equipamentos poderá ser encontrado nas: NR-06, NR-10, NR-18 e informações técnicas dos próprios equipamentos de segurança.

1.3. Normas utilizadas

- ABNT NBR 12654:1992 - Controle tecnológico de materiais componentes do concreto;
- ABNT NBR 12655:2006 - Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento - Procedimento;
- ABNT NBR 8953:2015 - Concreto para fins estruturais;
- ABNT NBR 14931:2004 - Execução de estruturas de concreto - Procedimento;
- ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento;
- ABNT NBR 6120:2019 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- ABNT NBR 6122:2019 - Projeto e execução de fundações;
- ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações;
- ABNT NBR 7480:2007 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação;
- ABNT NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.

2. SERVIÇOS PRELIMINARES

Deverá ser executada a limpeza geral do terreno com retirada dos entulhos, oferecendo a área totalmente livre para a construção, armazenamento de materiais, circulação de veículos, equipamentos e pessoas.

A locação da obra será com tábua corrida, perfeitamente nivelada e aprumada, considerando as faces externas das paredes, caracterizando as divisas do terreno, alinhamento predial e demais edificações.

3. MOVIMENTO DE TERRA

Será executada escavação manual em material de primeira categoria, terra em geral, piçarra ou argila, rochas em adiantado estado de decomposição, seixo rolado ou não, inclusive remoção de material escavado pelas laterais.

As escavações serão feitas até a profundidade estipulada pelo calculista conforme especificações do projeto básico estrutural.

4. FUNDAÇÃO

4.1. Parecer técnico de fundações.

A sondagem foi realizada pela empresa GEO FLORA DO BRASIL GEOLOGIA-MINERAÇÃO- MEIO AMBIENTE, e pelo profissional, GEÓLOGA JEANNE MARTINS NASCIMENTO CREA-1204255180.

A. Descrição das características geotécnicas do subsolo:

“argila pouco arenosa de cor amarelada”.

B. Recomendação do tipo de Fundação:

Devido à alta resistência do solo nas primeiras camadas deverá ser adotado sapatas nas edificações convencionais. Já na quadra e na base do reservatório, que possuem a características de possuírem o vento lateral como um esforço de grande significância, será adotada a solução de blocos e estacas afim de garantir a segurança estrutural das fundações. Nos abrigos, entretanto, por possuírem baixa carga será adotado o uso de radiê.

C. Fundação Superficial

A fundação superficial, também chamada fundação rasa ou direta, é definida no item 3.28 da NBR6122/2019 como o “elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação.”

Conforme NBR 6118/14 a fundação, segundo projeto básico proposto, será executada em concreto armado, com resistência: $f_{ck}=25\text{Mpa}$.

Para a execução da fundação, além das especificações constantes no projeto básico, devem-se obedecer às seguintes especificações:

- Regularização e Compactação do fundo de valas com soquete;
- Lastro de concreto magro com 5cm de espessura para regularizar o fundo da mesma;
- Fôrmas: comum com gravatas obedecendo a um espaçamento máximo de 40 cm.

4.1. Elemento de fundação: Radier

Para a execução do radier, é necessária uma limpeza prévia da superfície do terreno assim como o nivelamento e compactação. Logo após, coloca-se um lastro de brita para proteger a ferragem do radier. Em torno da fundação em radier coloca-se as formas de madeira, com largura de 10 cm aproximadamente, na lateral fazendo o fechamento da área a ser concretada de acordo com as dimensões previstas no projeto estrutural.

Qualquer tubulação hidrossanitária ou elétrica deve ser assentada no solo sob o radier com saída através da laje, evitando que sejam feitos futuros cortes na laje já executada, evitando assim o retrabalho e aumento do custo da fundação

4.2. Elemento de fundação: SAPATAS

SAPATAS A cota de assentamento juntamente com as dimensões em planta está especificada no projeto estrutural em anexo. Serão executadas em concreto ciclópico, armado, com $f_{ck}=25$ MPa, ferragens nas duas direções, com diâmetros das barras, comprimento e espaçamentos conforme as especificações do projeto básico estrutural. As sapatas devem receber barras de aço como esperas para amarração dos pilares como indicado no projeto básico estrutural. As peças devem ser executadas de modo a garantir o cobrimento das armaduras $c=5,00$ cm.

4.3. Elementos de fundação: Blocos e estacas

Assim como nas sapatas, os blocos deverão ser escavados até o encontro de solo rígido, as informações como: geometria, armação, amarração com o pilar, existência de estacas entre outras estarão estabelecidas no projeto de concreto armado, deverá atentar-se para o cobrimento do elemento e deverá executar a devida impermeabilização e regularização no leito do elemento.

4.4. Elementos de fundação: Vigas baldrame

As vigas de fundação deverão ser realizadas juntamente com os demais elementos de fundação, sempre se atentando para o cobrimento ideal dos elementos já previstos no projeto de concreto armado.

O leito em que as vigas serão assentadas deverão ser apiloados até o nivelamento do solo, onde deverá também receber um devido tratamento de impermeabilização.

5. ESTRUTURA

Conforme NBR 6118/2014 a estrutura será executada em concreto armado com resistência: $f_{ck}= 25$ MPa, aço CA-50 e CA-60, fôrmas apropriadas de madeira, executadas

rigorosamente e conforme projeto básico estrutural. A qualidade dos materiais como concreto, aço e madeira deverão ser inspecionados e acompanhados no seu preparo para uso na obra, por profissional legalmente habilitado junto ao Conselho Regional de Engenharia e Agronomia – CREA-MT.

Os pilares e vigas possuem dimensões e ferragens, com diâmetros das barras de aço, comprimento e espaçamentos, cobrimento das armaduras $c = 3,00\text{cm}$, conforme especificações do projeto básico estrutural. Todas as informações sobre comprimento das barras, bitolas, alojamento e demais detalhes construtivos encontram-se no projeto básico estrutural. A concretagem seguirá um planejamento prévio para transporte, lançamento e adensamento.

O concreto deverá ser preparado no próprio canteiro com uso de betoneira, obedecendo à homogeneização da mistura de todos os componentes necessários (brita, areia, cimento e água), e tendo um tempo mínimo de amassamento.

Após a concretagem, enquanto não atingir o endurecimento satisfatório do concreto, este deverá ser protegido contra agentes prejudiciais como mudança de temperatura, chuva forte, agentes químicos, bem como choques e vibrações. A proteção contra secagem prematura deverá ser exigida pelo menos durante os sete primeiros dias, após o lançamento do concreto, com umedecimento constante da superfície.

As fôrmas e escoramentos devem ser executados de forma a atender as dimensões das peças da estrutura projetada. A retirada das fôrmas e escoramentos só poderá ser feita quando o concreto estiver suficientemente endurecido para resistir às ações de cargas estabelecidas na elaboração do projeto básico. Caso não tenham sido utilizados aditivos aceleradores de pega ou cimento de alta resistência inicial, a retirada das fôrmas e escoramentos não deverá dar-se antes dos seguintes prazos: 03 dias; faces laterais, 14 dias; face inferior, deixando pontaletes devidamente encunhados e contra-ventados, 21 dias; face inferior sem pontaletes.

6. IMPERMEABILIZAÇÃO

Será feita a impermeabilização das faces superiores e laterais das vigas baldrame com duas demãos de tinta asfáltica.

NOTAS E OBSERVAÇÕES

- a) Todas as informações necessárias para sanar possíveis dúvidas estão descritas neste memorial e nas pranchas dos projetos;
- b) Caso haja dúvidas na execução das instalações e as mesmas não forem sanas após a leitura deste memorial, o proprietário poderá entrar em contato com o autor dos projetos;
- c) Quaisquer alterações nos projetos deverão ter a autorização do autor dos mesmos.

ANEXO I – LISTA DE MATERIAIS

RESUMO DE MATERIAL

BASE RESERVATORIO

FUNDAÇÃO		
BLOCOS		
CONCRETO FCK = 25MPA, TRAÇO 1:2,3:2,7 (EM MASSA SECA DE CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1	M3	1,60
FÔRMA PARA BLOCO DE COROAMENTO, EM MADEIRA SERRADA, E=25 MM	M2	3,96
ARMAÇÃO DE BLOCO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM	KG	7,70
ARMAÇÃO DE BLOCO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM	KG	6,90
ARMAÇÃO DE BLOCO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM	KG	38,50
ARMAÇÃO DE BLOCO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM	KG	3,90

ESTACA

ESTACA BROCA DE CONCRETO, DIÂMETRO DE 30CM, INTEIRAMENTE ARMADA.	M	16,00
--	---	-------

PASSARELA DE ACESSO

FUNDAÇÃO		
SAPATA		
CONCRETO FCK = 25MPA, TRAÇO 1:2,3:2,7 (EM MASSA SECA DE CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1	M3	8,33
FÔRMA PARA SAPATA, EM MADEIRA SERRADA, E=25 MM	M2	55,14
ARMAÇÃO DE SAPATA ISOLADA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM	KG	478,00

ESTRUTURA

VIGAS

CONCRETO FCK = 25MPA, TRAÇO 1:2,3:2,7 (EM MASSA SECA DE CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1	M3	11,18
FÔRMA DE VIGA EM CHAPA DE MADEIRA RESINADA	M2	166,23
ARMAÇÃO VIGA DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8,0	KG	342,80
ARMAÇÃO DE VIGA DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM	KG	171,00

PILAR

CONCRETO FCK = 25MPA, TRAÇO 1:2,3:2,7 (EM MASSA SECA DE CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1	M3	8,12
FÔRMA DE PILARES RETANGULARES EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA	M2	181,24
ARMAÇÃO DE PILAR ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM	KG	631,90
ARMAÇÃO DE PILAR DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM	KG	189,50

QUADRA POLIESPORTIVA

FUNDAÇÃO		
BLOCOS		
CONCRETO FCK = 25MPA, TRAÇO 1:2,3:2,7 (EM MASSA SECA DE CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1)	M3	13,44
FÔRMA PARA BLOCO DE COROAMENTO, EM MADEIRA SERRADA, E=25 MM	M2	56,00

ARMAÇÃO DE BLOCO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM	KG	445,10
ESTACA		
ESTACA BROCA DE CONCRETO, DIÂMETRO DE 30CM, INTEIRAMENTE ARMADA	M	172,00
PILAR		
CONCRETAGEM DE PILARES, FCK = 25 MPA	M3	5,74
FÔRMA DE PILARES EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA	M2	39,00
ARMAÇÃO DE PILAR UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM	KG	345,30
ARMAÇÃO DE PILAR UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM	KG	257,40
VIGA BALDRAME		
CONCRETO FCK = 25MPA, TRAÇO 1:2,3:2,7 (EM MASSA SECA DE CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1)	M3	7,74
FÔRMA PARA VIGA BALDRAME, EM MADEIRA SERRADA, E=25 MM	M2	96,78
ARMAÇÃO DE VIGA BALDRAME UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM	KG	235,60
ARMAÇÃO DE VIGA BALDRAME UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5 MM	KG	72,00
IMPERMEABILIZAÇÃO		
VIGA BALDRAME		
IMPERMEABILIZAÇÃO DE SUPERFÍCIE COM EMULSÃO ASFÁLTICA	M2	96,78
VESTIÁRIO		
FUNDAÇÃO		
FUNDAÇÃO		
CONCRETO FCK = 25MPA, TRAÇO 1:2,3:2,7 (EM MASSA SECA DE CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1)	M3	4,31
FÔRMA PARA SAPATA, EM MADEIRA SERRADA, E=25	M2	22,16
ARMAÇÃO DE SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM	KG	135,00
ARMAÇÃO DE SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM	KG	32,70
VIGA BALDRAME		
CONCRETO FCK = 25MPA, TRAÇO 1:2,3:2,7 (EM MASSA SECA DE CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1)	M3	3,22
FÔRMA PARA VIGA BALDRAME, EM MADEIRA SERRADA, E=25 MM	M2	50,94
ARMAÇÃO DE VIGA BALDRAME UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM	KG	1,00
ARMAÇÃO DE VIGA BALDRAME UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM	KG	100,20
ARMAÇÃO DE VIGA BALDRAME UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5 MM	KG	45,40
ESTRUTURA		
VIGAS		
CONCRETO FCK = 25MPA, TRAÇO 1:2,3:2,7 (EM MASSA SECA DE CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1)	M3	3,22
FÔRMA DE VIGA EM CHAPA DE MADEIRA RESINADA	M2	50,94
ARMAÇÃO DE VIGA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8,0 MM	KG	102,50
ARMAÇÃO DE VIGA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM	KG	1,00
ARMAÇÃO DE VIGA UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM	KG	45,70
PILAR		
CONCRETAGEM DE PILARES, FCK = 25 MPA	M3	2,71
FÔRMA DE PILARES EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA	M2	54,18
ARMAÇÃO DE PILAR UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM	KG	197,10

ARMAÇÃO DE PILAR UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM	KG	82,60
IMPERMEABILIZAÇÃO		
VIGA BALDRAME		
IMPERMEABILIZAÇÃO DE SUPERFÍCIE COM EMULSÃO ASFÁLTICA	M2	50,94

Cuiabá, 19 de abril de 2024.

MAGNO SILVA BAHIA
ENGENHEIRO CIVIL
CREA 121754849-1

MEMORIAL DE CALCULO

PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO

OBRA: CONSTRUÇÃO DE UMA QUADRA COBERTA COM VESTIÁRIO
PADRÃO SEDUC

MUNICIPIO: NOVA BRASILÂNDIA

LOCAL / DATA: CUIABÁ – MT / JUNHO / 2024

INFORMAÇÕES GERAIS

Pretendente/Consumidor:	Prefeitura Municipal de Novo São Joaquim
Obra	Construção de uma quadra coberta com vestiário padrão seduc
Localidade	Novo São Joaquim / MT
Data	Outubro / 2023
Descrição do Projeto	O presente memorial descritivo tem por objetivo fixar normas específicas para a Construção de uma quadra coberta com vestiário padrão seduc, localizado no município de Novo São Joaquim / MT.

Memorial de cálculo Vestiario

Memorial de cálculo.....	2
Pavimento BALDRAME	5
Relatório de Resultados das Sapatas	6
Resultados dos Pilares.....	8
Resultados da Viga VB1	10
Resultados da Viga VB2	11
Resultados da Viga VB3	12
Resultados da Viga VB4	13
Resultados da Viga VB5	14

Resultados da Viga VB6	15
Resultados da Viga VB7	16
Resultados da Viga VB8	17
Resultados da Viga VB9	18
Resultados da Viga VB10	19
Resultados da Viga VB11	20
Resultados da Viga VB12	21
Pavimento RESPALDO	22
Resultados dos Pilares.....	23
Resultados da Viga VC1	25
Resultados da Viga VC2	26
Resultados da Viga VC3	27
Resultados da Viga VC4	28
Resultados da Viga VC5	29
Resultados da Viga VC6	30

Resultados da Viga VC7	31
Resultados da Viga VC8	32
Resultados da Viga VC9	33
Resultados da Viga VC10	34
Resultados da Viga VC11	35
Resultados da Viga VC12	36

Pavimento BALDRAME

Relatório de Resultados das Sapatas

BALDRAME	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

Nome	Dimensões		Armaduras inferiores		Armaduras superiores	
	B (cm)	H0 (m)	Dir. B	Dir. H	Dir. B	Dir. H
	H (cm)	H1 (m)				
S1	70.00	0.40	10 ø 8.0 c/8	8 ø 8.0 c/8		
	85.00	0.40	(5.03 cm²)	(4.02 cm²)		
S2	70.00	0.40	10 ø 8.0 c/8	8 ø 8.0 c/8		
	85.00	0.40	(5.03 cm²)	(4.02 cm²)		
S3	70.00	0.40	10 ø 8.0 c/8	8 ø 8.0 c/8		
	85.00	0.40	(5.03 cm²)	(4.02 cm²)		
S4	65.00	0.40	9 ø 8.0 c/8	7 ø 8.0 c/8		
	80.00	0.40	(4.52 cm²)	(3.52 cm²)		
S5	65.00	0.40	9 ø 8.0 c/8	7 ø 8.0 c/8		
	80.00	0.40	(4.52 cm²)	(3.52 cm²)		
S6	65.00	0.40	9 ø 8.0 c/8	7 ø 8.0 c/8		
	80.00	0.40	(4.52 cm²)	(3.52 cm²)		
S7	65.00	0.40	9 ø 8.0 c/8	7 ø 8.0 c/8		
	80.00	0.40	(4.52 cm²)	(3.52 cm²)		
S8	65.00	0.40	9 ø 8.0 c/8	7 ø 8.0 c/8		
	80.00	0.40	(4.52 cm²)	(3.52 cm²)		
S9	65.00	0.40	9 ø 8.0 c/8	7 ø 8.0 c/8		
	80.00	0.40	(4.52 cm²)	(3.52 cm²)		
S10	65.00	0.40	9 ø 8.0 c/8	7 ø 8.0 c/8		
	80.00	0.40	(4.52 cm²)	(3.52 cm²)		
S11	65.00	0.40	9 ø 8.0 c/8	7 ø 8.0 c/8		
	80.00	0.40	(4.52 cm²)	(3.52 cm²)		
S12	65.00	0.40	9 ø 8.0 c/8	7 ø 8.0 c/8		
	80.00	0.40	(4.52 cm²)	(3.52 cm²)		
S13	65.00	0.40	9 ø 8.0 c/8	7 ø 8.0 c/8		
	80.00	0.40	(4.52 cm²)	(3.52 cm²)		
S14	65.00	0.40	9 ø 8.0 c/8	7 ø 8.0 c/8	9 ø 8.0 c/8	7 ø 8.0 c/8
	80.00	0.40	(4.52 cm²)	(3.52 cm²)	(4.52 cm²)	(3.52 cm²)

Resultados dos Pilares

BALDRAME	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 1		cobr = 3.00 cm	

Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (m)	lib vínc lih vínc (m)	Nd máx Nd mín (kN)	MBd topo MBd base (kN.m)	MHd topo MHd base (kN.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	15.00 X 30.00	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	28.50 8.85	2.61 1.62	0.69 3.42	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	34.60 17.30
P2 1:20	15.00 X 30.00	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	37.72 21.25	1.85 1.10	1.37 4.02	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	34.60 17.30
P3 1:20	15.00 X 30.00	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	34.44 18.87	1.91 1.28	1.42 4.10	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	34.60 17.30
P4 1:20	15.00 X 30.00	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	26.16 11.96	1.15 1.51	3.52 2.20	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	34.60 17.30
P5 1:20	15.00 X 30.00	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	22.88 11.76	1.72 1.62	0.42 1.07	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	34.60 17.30
P6 1:20	15.00 X 30.00	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	22.63 2.63	0.49 0.45	1.36 3.38	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	34.60 17.30
P7 1:20	15.00 X	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	23.72 2.16	0.56 0.53	1.41 3.61	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12	34.60 17.30

	30.00						0.7 4 ø 10.0	40	
P8 1:20	15.00 X 30.00	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	22.54 12.26	1.84 1.85	0.36 1.00	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	34.60 17.30
P9 1:20	15.00 X 30.00	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	18.12 4.63	0.30 0.38	0.62 3.25	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	34.60 17.30
P10 1:20	15.00 X 30.00	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	33.65 11.46	0.77 0.61	1.15 3.31	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	34.60 17.30
P11 1:20	15.00 X 30.00	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	31.45 16.40	0.84 0.64	1.45 4.00	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	34.60 17.30
P12 1:20	15.00 X 30.00	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	31.29 16.46	0.86 0.66	1.46 4.02	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	34.60 17.30
P13 1:20	15.00 X 30.00	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	34.64 10.72	0.75 0.59	1.23 3.63	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	34.60 17.30
P14 1:20	15.00 X 30.00	-1.00 1.50	1.50 RR 1.50 RR	19.25 3.18	0.29 0.36	0.58 3.78	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	34.60 17.30

Resultados da Viga VB1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P1	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.02
1	6.35	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.02
P2	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.03
2	2.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P3	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.03
3	6.20	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.01
P4	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.03

Resultados da Viga VB2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P5	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	1.85	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P6	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VB3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P7	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	1.85	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P8	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VB4

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P9	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P10	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.01
2	4.20	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P11	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.01

Resultados da Viga VB5

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P11	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P12	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VB6

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P12	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.01
1	4.20	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P13	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.01
2	2.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P14	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VB7

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P9	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.35	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P5	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
2	1.68	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P1	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VB8

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P10	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.20	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P6	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VB9

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P11	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.01
1	4.18	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P2	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.01

Resultados da Viga VB10

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P12	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.01
1	4.18	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P3	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.01

Resultados da Viga VB11

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P13	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.20	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P7	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VB12

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P14	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.35	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P8	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
2	1.83	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P4	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00

Pavimento RESPALDO

Resultados dos Pilares

RESPALDO	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 2		cobr = 3.00 cm	

Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (m)	lib vínc lih vínc (m)	Nd máx Nd mín (kN)	MBd topo MBd base (kN.m)	MHd topo MHd base (kN.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	15.00	2.20	3.20 RR	14.84	3.43	4.31	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	73.81 36.91
	X	3.20	3.20 RR	2.89	2.91	4.30	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	
	30.00						0.7 4 ø 10.0	40	
P2 1:20	15.00	2.20	3.20 RR	20.24	1.82	5.60	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	73.81 36.91
	X	3.20	3.20 RR	9.02	1.61	4.97	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	
	30.00						0.7 4 ø 10.0	40	
P3 1:20	15.00	2.20	3.20 RR	18.52	2.33	5.76	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	73.81 36.91
	X	3.20	3.20 RR	7.76	2.11	5.09	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	
	30.00						0.7 4 ø 10.0	40	
P4 1:20	15.00	2.20	3.20 RR	13.63	2.20	5.54	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	73.81 36.91
	X	3.20	3.20 RR	4.56	2.14	4.01	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	
	30.00						0.7 4 ø 10.0	40	
P5 1:20	15.00	2.20	3.20 RR	12.50	2.28	1.68	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	73.81 36.91
	X	3.20	3.20 RR	4.43	2.22	1.59	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	
	30.00						0.7 4 ø 10.0	40	
P6 1:20	15.00	2.20	3.20 RR	12.24	0.70	4.74	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	73.81 36.91
	X	3.20	3.20 RR	-0.14	0.65	4.45	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	
	30.00						0.7 4 ø 10.0	40	
P7 1:20	15.00	2.20	3.20 RR	12.72	0.84	5.06	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	73.81
	X	3.20	3.20 RR	-0.35	0.79	4.76	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	36.91

	30.00						0.7 4 ø 10.0	40	
P8 1:20	15.00 X 30.00	2.20 3.20	3.20 RR 3.20 RR	12.97 4.05	2.69 2.63	1.27 1.29	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	73.81 36.91
P9 1:20	15.00 X 30.00	2.20 3.20	3.20 RR 3.20 RR	9.99 0.57	0.65 0.64	4.33 4.23	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	73.81 36.91
P10 1:20	15.00 X 30.00	2.20 3.20	3.20 RR 3.20 RR	17.85 4.34	1.05 1.00	4.41 4.21	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	73.81 36.91
P11 1:20	15.00 X 30.00	2.20 3.20	3.20 RR 3.20 RR	16.89 6.44	1.09 1.04	5.70 5.01	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	73.81 36.91
P12 1:20	15.00 X 30.00	2.20 3.20	3.20 RR 3.20 RR	16.84 6.46	1.14 1.08	5.72 5.03	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	73.81 36.91
P13 1:20	15.00 X 30.00	2.20 3.20	3.20 RR 3.20 RR	18.29 4.00	1.00 0.96	4.84 4.63	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	73.81 36.91
P14 1:20	15.00 X 30.00	2.20 3.20	3.20 RR 3.20 RR	10.59 -0.15	0.61 0.60	5.36 5.27	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12 40	73.81 36.91

Resultados da Viga VC1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P1	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.01
1	6.35	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.02
P2	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.04
2	2.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P3	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.03
3	6.20	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.02
P4	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.02

Resultados da Viga VC2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P5	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	1.85	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P6	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VC3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P7	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	1.85	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P8	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VC4

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P9	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P10	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.01
2	4.20	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P11	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VC5

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P11	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P12	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VC6

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P12	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	4.20	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P13	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.01
2	2.00	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P14	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VC7

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P9	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.35	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P5	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
2	1.68	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P1	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VC8

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P10	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.20	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P6	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VC9

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P11	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.01
1	4.18	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P2	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.01

Resultados da Viga VC10

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P12	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.01
1	4.18	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P3	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.01

Resultados da Viga VC11

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P13	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.20	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P7	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00

Resultados da Viga VC12

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 3.00 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P14	0.30			2 ø 8.0 0.90					0.00
1	2.35	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P8	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00
2	1.83	15.00 x 40.00	2 ø 8.0 0.90			ø 5.0 c/ 21			0.00
P4	0.15			2 ø 8.0 0.90					0.00

Memorial de cálculo Passarela

1.1.1.- Descrição

Referências	Geometria
(N213 - N223 - N299)	Sapata de concreto simples quadrada Largura: 140.0 cm Altura: 35.0 cm
N193, N189, N185, N187, N191, N195, N197, N182, N183, N180, N178, N174, N176, N172, N170, N209, N205, N201, N231, N229, N199, N203, N207, N211, N215, N221, N219, N217, N225, N227, N233, N235, N239, N237, N241, N243, N247, N245, N249, N251, N253, N257, N255 e N259	Sapata de concreto simples quadrada Largura: 50.0 cm Altura: 35.0 cm

1.1.2.- Medição

Referência: (N213 - N223 - N299)
Sem armadura

Referências: N193, N189, N185, N187, N191, N195, N197, N182, N183, N180, N178, N174, N176, N172, N170, N209, N205, N201, N231, N229, N199, N203, N207, N211, N215, N221, N219, N217, N225, N227, N233, N235, N239, N237, N241, N243, N247, N245, N249, N251, N253, N257, N255 e N259

Sem armadura

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	Concreto (m³)
	C20, em geral
Referência: (N213 - N223 - N299)	0.69
Referências: N193, N189, N185, N187, N191, N195, N197, N182, N183, N180, N178, N174, N176, N172, N170, N209, N205, N201, N231, N229, N199, N203, N207, N211, N215, N221, N219, N217, N225, N227, N233, N235, N239, N237, N241, N243, N247, N245, N249, N251, N253, N257, N255 e N259	44x0.09
Totais	4.54

1.1.3.- Verificação

Referência: (N213 - N223 - N299)		
Dimensões: 140 x 140 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
-Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2.03874 kgf/cm² Calculado: 0.106 kgf/cm²	Passa
-Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm² Calculado: 0.11 kgf/cm²	Passa
-Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm² Calculado: 0.096 kgf/cm²	Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
- Na direção X:	Reserva segurança: 1453.4 %	Passa
- Na direção Y:	Reserva segurança: 3382.5 %	Passa
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 0.00 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Tensão tangencial: 0.01 kgf/cm²	Passa
- Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.03 kgf/cm²	Passa
Compressão oblíqua na sapata:		
- Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m² Calculado: 0.9 t/m²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação:	Mínimo: 30 cm	
- N213:	Calculado: 31 cm	Passa
- N223:	Calculado: 31 cm	Passa
- N299:	Calculado: 31 cm	Passa

Referência: (N213 - N223 - N299)		
Dimensões: 140 x 140 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N193		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.156 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.17 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.083 kgf/cm ²	Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
- Na direção X:	Reserva segurança: 261.7 %	Passa
- Na direção Y:	Reserva segurança: 4912.5 %	Passa
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 0.00 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
- Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
Compressão oblíqua na sapata:		
- Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.88 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação:		
- N193:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N189		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.145 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.159 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.084 kgf/cm ²	Passa

Referência: N189		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
- Na direção X:	Reserva segurança: 699.3 %	Passa
- Na direção Y:	Reserva segurança: 2550.4 %	Passa
Flexão na sapata: - Na direção X: Momento: 0.00 t·m Passa - Na direção Y: Momento: 0.00 t·m Passa		
Cortante na sapata: - Na direção X: Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm² Passa - Na direção Y: Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm² Passa		
Compressão oblíqua na sapata: - Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
	Máximo: 436.87 t/m² Calculado: 0.75 t/m²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>		
	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação: - N189:		
	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N185		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2.03874 kgf/cm² Calculado: 0.13 kgf/cm²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm² Calculado: 0.14 kgf/cm²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm² Calculado: 0.088 kgf/cm²	Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
- Na direção X:	Reserva segurança: 2452.1 %	Passa
- Na direção Y:	Reserva segurança: 13544.6 %	Passa
Flexão na sapata: - Na direção X: Momento: 0.00 t·m Passa - Na direção Y: Momento: 0.00 t·m Passa		
Cortante na sapata: - Na direção X: Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm² Passa - Na direção Y: Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm² Passa		

Referência: N185		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Compressão oblíqua na sapata: - Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.58 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação: - N185:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N187		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i> - Tensão média em combinações fundamentais: - Tensão máxima em combinações permanentes sem vento: - Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.121 kgf/cm ² Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.13 kgf/cm ² Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.088 kgf/cm ²	Passa Passa Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i> - Na direção X: - Na direção Y:	Reserva segurança: 1439.4 % Reserva segurança: 13029.9 %	Passa Passa
Flexão na sapata: - Na direção X: - Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m Momento: 0.00 t·m	Passa Passa
Cortante na sapata: - Na direção X: - Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ² Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa Passa
Compressão oblíqua na sapata: - Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.48 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação: - N187:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

Referência: N191		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i> - Tensão média em combinações fundamentais: - Tensão máxima em combinações permanentes sem vento: - Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.145 kgf/cm ² Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.159 kgf/cm ² Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.085 kgf/cm ²	Passa Passa Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i> - Na direção X: - Na direção Y:	Reserva segurança: 491.0 % Reserva segurança: 4408.6 %	Passa Passa
Flexão na sapata: - Na direção X: - Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m Momento: 0.00 t·m	Passa Passa
Cortante na sapata: - Na direção X: - Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ² Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa Passa
Compressão oblíqua na sapata: - Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.75 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação: - N191:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N195		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i> - Tensão média em combinações fundamentais: - Tensão máxima em combinações permanentes sem vento: - Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.154 kgf/cm ² Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.171 kgf/cm ² Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.083 kgf/cm ²	Passa Passa Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i> - Na direção X: - Na direção Y:	Reserva segurança: 254.9 % Reserva segurança: 2204.1 %	Passa Passa

Referência: N195		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 0.00 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
- Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
Compressão oblíqua na sapata:		
- Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.86 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação:		
- N195:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N197		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.135 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.152 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.087 kgf/cm ²	Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
- Na direção X:	Reserva segurança: 654.2 %	Passa
- Na direção Y:	Reserva segurança: 3025.7 %	Passa
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 0.00 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
- Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
Compressão oblíqua na sapata:		
- Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.63 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa

Referência: N197		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Espaço para ancorar arranques na fundação: - N197:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N183		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.136 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.158 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.087 kgf/cm ²	Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
- Na direção X:	Reserva segurança: 545.5 %	Passa
- Na direção Y:	Reserva segurança: 2714.1 %	Passa
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 0.00 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
- Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
Compressão oblíqua na sapata: - Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.64 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação: - N183:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N180		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.154 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.174 kgf/cm ²	Passa

Referência: N180		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
- Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.084 kgf/cm ²	Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
- Na direção X:	Reserva segurança: 225.1 %	Passa
- Na direção Y:	Reserva segurança: 938.1 %	Passa
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 0.00 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
- Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
Compressão oblíqua na sapata:		
- Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.86 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>		
	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação:		
- N180:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N178		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.156 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.176 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.084 kgf/cm ²	Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
- Na direção X:	Reserva segurança: 219.7 %	Passa
- Na direção Y:	Reserva segurança: 799.5 %	Passa
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 0.00 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa

Referência: N178		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
- Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
Compressão oblíqua na sapata: - Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.88 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação: - N178:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N174		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.145 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.161 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.084 kgf/cm ²	Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
- Na direção X:	Reserva segurança: 551.4 %	Passa
- Na direção Y:	Reserva segurança: 3686.3 %	Passa
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 0.00 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
- Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
Compressão oblíqua na sapata: - Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.75 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação: - N174:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

Referência: N176		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i> - Tensão média em combinações fundamentais: - Tensão máxima em combinações permanentes sem vento: - Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.145 kgf/cm ² Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.162 kgf/cm ² Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.086 kgf/cm ²	Passa Passa Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i> - Na direção X: - Na direção Y:	Reserva segurança: 437.9 % Reserva segurança: 1504.4 %	Passa Passa
Flexão na sapata: - Na direção X: - Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m Momento: 0.00 t·m	Passa Passa
Cortante na sapata: - Na direção X: - Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ² Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa Passa
Compressão oblíqua na sapata: - Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.75 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação: - N176:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N172		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i> - Tensão média em combinações fundamentais: - Tensão máxima em combinações permanentes sem vento: - Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.121 kgf/cm ² Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.131 kgf/cm ² Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.09 kgf/cm ²	Passa Passa Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i> - Na direção X: - Na direção Y:	Reserva segurança: 1336.4 % Reserva segurança: 4048.6 %	Passa Passa

Referência: N172		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 0.00 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
- Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
Compressão oblíqua na sapata:		
- Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.47 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação:		
- N172:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N170		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.13 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.141 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.087 kgf/cm ²	Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
- Na direção X:	Reserva segurança: 1991.0 %	Passa
- Na direção Y:	Reserva segurança: 8232.2 %	Passa
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 0.00 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
- Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
Compressão oblíqua na sapata:		
- Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.58 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa

Referência: N170		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Espaço para ancorar arranques na fundação: - N170:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N225		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.171 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.194 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.121 kgf/cm ²	Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
- Na direção X:	Reserva segurança: 435.0 %	Passa
- Na direção Y:	Reserva segurança: 119.1 %	Passa
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 0.00 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
- Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
Compressão oblíqua na sapata: - Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 1.06 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação: - N225:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N245		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.141 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.151 kgf/cm ²	Passa

Referência: N245		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
- Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.086 kgf/cm ²	Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
- Na direção X:	Reserva segurança: 1063.5 %	Passa
- Na direção Y:	Reserva segurança: 6113.1 %	Passa
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 0.00 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
- Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
Compressão oblíqua na sapata:		
- Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.71 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>		
	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação:		
- N245:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Referência: N259		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2.03874 kgf/cm ² Calculado: 0.156 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.187 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 2.548 kgf/cm ² Calculado: 0.088 kgf/cm ²	Passa
Tombamento da sapata: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
- Na direção X:	Reserva segurança: 527.2 %	Passa
- Na direção Y:	Reserva segurança: 7.9 %	Passa
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: 0.00 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 0.00 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa

Referência: N259		
Dimensões: 50 x 50 x 35		
Verificação	Valores	Estado
- Na direção Y:	Tensão tangencial: 0.00 kgf/cm ²	Passa
Compressão oblíqua na sapata: - Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 436.87 t/m ² Calculado: 0.88 t/m ²	Passa
Altura mínima: <i>Ponto 58.8.1 da norma EH-91</i>	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação: - N259:	Mínimo: 30 cm Calculado: 31 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

Memorial de cálculo Quadra

Memorial de cálculo	2
Pavimento FUNDAÇÃO	5
Resultado dos Blocos	6
Cálculo do Bloco B1	8
Cálculo das dimensões do bloco	10
Estimativa da carga solicitante.....	11
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévyot & Frémy.....	12
Determinação do número de estacas.....	13
Estimativa dos esforços nas estacas	14
Dimensionamento da armadura	15
Método de cálculo: biela-tirante	16
Cálculo do Bloco B2	17

Cálculo das dimensões do bloco	18
Estimativa da carga solicitante.....	19
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévyot & Frémy.....	20
Determinação do número de estacas.....	21
Estimativa dos esforços nas estacas.....	22
Dimensionamento da armadura	23
Método de cálculo: biela-tirante	25
Cálculo do Bloco B3	26
Cálculo das dimensões do bloco	27
Estimativa da carga solicitante.....	28
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévyot & Frémy.....	29
Determinação do número de estacas.....	30
Estimativa dos esforços nas estacas.....	31
Dimensionamento da armadura	32

Método de cálculo: biela-tirante	33
Cálculo do Bloco B4	34
Cálculo das dimensões do bloco	35
Estimativa da carga solicitante.....	36
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy.....	85
Determinação do número de estacas.....	85
Estimativa dos esforços nas estacas.....	85
Dimensionamento da armadura	85
Método de cálculo: biela-tirante	85
Cálculo do Bloco B5	87
Cálculo das dimensões do bloco	87
Estimativa da carga solicitante.....	87
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy.....	88
Determinação do número de estacas.....	88

Estimativa dos esforços nas estacas	88
Dimensionamento da armadura	88
Método de cálculo: biela-tirante	88
Cálculo do Bloco B6	90
Cálculo das dimensões do bloco	90
Estimativa da carga solicitante.....	90
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévyot & Frémy.....	91
Determinação do número de estacas.....	91
Estimativa dos esforços nas estacas.....	91
Dimensionamento da armadura	91
Método de cálculo: biela-tirante	91
Cálculo do Bloco B7	93
Cálculo das dimensões do bloco	93
Estimativa da carga solicitante.....	93

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévyot & Frémy.....	94
Determinação do número de estacas.....	94
Estimativa dos esforços nas estacas.....	94
Dimensionamento da armadura	94
Método de cálculo: biela-tirante	94
Cálculo do Bloco B8	96
Cálculo das dimensões do bloco.....	96
Estimativa da carga solicitante.....	96
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévyot & Frémy.....	97
Determinação do número de estacas.....	97
Estimativa dos esforços nas estacas.....	97
Dimensionamento da armadura	97
Método de cálculo: biela-tirante	97
Cálculo do Bloco B9	99

Cálculo das dimensões do bloco	99
Estimativa da carga solicitante.....	99
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy.....	100
Determinação do número de estacas.....	100
Estimativa dos esforços nas estacas.....	100
Dimensionamento da armadura	100
Método de cálculo: biela-tirante	100
Cálculo do Bloco B10	102
Cálculo das dimensões do bloco	102
Estimativa da carga solicitante.....	102
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy.....	103
Determinação do número de estacas.....	103
Estimativa dos esforços nas estacas.....	103
Dimensionamento da armadura	103

Método de cálculo: biela-tirante	103
Cálculo do Bloco B11	105
Cálculo das dimensões do bloco	105
Estimativa da carga solicitante.....	105
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy.....	106
Determinação do número de estacas.....	106
Estimativa dos esforços nas estacas.....	106
Dimensionamento da armadura	106
Método de cálculo: biela-tirante	106
Cálculo do Bloco B12	108
Cálculo das dimensões do bloco	108
Estimativa da carga solicitante.....	108
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy.....	109
Determinação do número de estacas.....	109

Estimativa dos esforços nas estacas	109
Dimensionamento da armadura	109
Método de cálculo: biela-tirante	109
Cálculo do Bloco B13	111
Cálculo das dimensões do bloco	111
Estimativa da carga solicitante.....	111
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy	112
Determinação do número de estacas	112
Estimativa dos esforços nas estacas	112
Dimensionamento da armadura	112
Método de cálculo: biela-tirante	112
Cálculo do Bloco B14	114
Cálculo das dimensões do bloco	114
Estimativa da carga solicitante.....	114

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévyot & Frémy.....	115
Determinação do número de estacas.....	115
Estimativa dos esforços nas estacas.....	115
Dimensionamento da armadura	115
Método de cálculo: biela-tirante	115
Cálculo do Bloco B15	117
Cálculo das dimensões do bloco.....	117
Estimativa da carga solicitante.....	117
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévyot & Frémy.....	118
Determinação do número de estacas.....	118
Estimativa dos esforços nas estacas.....	118
Dimensionamento da armadura	118
Método de cálculo: biela-tirante	118
Cálculo do Bloco B16	120

Cálculo das dimensões do bloco	120
Estimativa da carga solicitante.....	120
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy.....	121
Determinação do número de estacas.....	121
Estimativa dos esforços nas estacas.....	121
Dimensionamento da armadura	121
Método de cálculo: biela-tirante	121
Cálculo do Bloco B17	123
Cálculo das dimensões do bloco	123
Estimativa da carga solicitante.....	123
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy.....	124
Determinação do número de estacas.....	124
Estimativa dos esforços nas estacas.....	124
Dimensionamento da armadura	124

Método de cálculo: biela-tirante	124
Cálculo do Bloco B18	126
Cálculo das dimensões do bloco	126
Estimativa da carga solicitante.....	126
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy.....	127
Determinação do número de estacas.....	127
Estimativa dos esforços nas estacas.....	127
Dimensionamento da armadura	127
Método de cálculo: biela-tirante	127
Cálculo do Bloco B19	129
Cálculo das dimensões do bloco	129
Estimativa da carga solicitante.....	129
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévy & Frémy.....	130
Determinação do número de estacas.....	130

Estimativa dos esforços nas estacas	130
Dimensionamento da armadura	130
Método de cálculo: biela-tirante	130
Cálculo do Bloco B20	132
Cálculo das dimensões do bloco	132
Estimativa da carga solicitante.....	132
Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévyot & Frémy.....	133
Determinação do número de estacas.....	133
Estimativa dos esforços nas estacas.....	133
Dimensionamento da armadura	133
Método de cálculo: biela-tirante	133
Relatório de cálculo dos tubulões.....	135
Dimensionamento da base	135
Resultados de dimensionamento.....	135

Estabilidade.....	135
Dimensionamento do fuste	135
Resultados dos Pilares	136
Cálculo do Pilar P1	139
Dimensionamento da armadura longitudinal	139
Seção crítica do pilar: TOPO	139
Dimensionamento da armadura transversal	139
Cálculo do Pilar P2	141
Dimensionamento da armadura longitudinal	141
Seção crítica do pilar: BASE	141
Dimensionamento da armadura transversal	141
Cálculo do Pilar P3	143
Dimensionamento da armadura longitudinal	143
Seção crítica do pilar: CENTRO.....	143

Dimensionamento da armadura transversal	143
Cálculo do Pilar P4	145
Dimensionamento da armadura longitudinal	145
Seção crítica do pilar: BASE	145
Dimensionamento da armadura transversal	145
Cálculo do Pilar P5	147
Dimensionamento da armadura longitudinal	147
Seção crítica do pilar: TOPO	147
Dimensionamento da armadura transversal	147
Cálculo do Pilar P6	149
Dimensionamento da armadura longitudinal	149
Seção crítica do pilar: BASE	149
Dimensionamento da armadura transversal	149
Cálculo do Pilar P7	151

Dimensionamento da armadura longitudinal	151
Seção crítica do pilar: BASE	151
Dimensionamento da armadura transversal	151
Cálculo do Pilar P8	153
Dimensionamento da armadura longitudinal	153
Seção crítica do pilar: BASE	153
Dimensionamento da armadura transversal	153
Cálculo do Pilar P9	155
Dimensionamento da armadura longitudinal	155
Seção crítica do pilar: BASE	155
Dimensionamento da armadura transversal	155
Cálculo do Pilar P10	157
Dimensionamento da armadura longitudinal	157
Seção crítica do pilar: CENTRO	157

Dimensionamento da armadura transversal	157
Cálculo do Pilar P11	159
Dimensionamento da armadura longitudinal	159
Seção crítica do pilar: CENTRO.....	159
Dimensionamento da armadura transversal	159
Cálculo do Pilar P12.....	161
Dimensionamento da armadura longitudinal	161
Seção crítica do pilar: BASE	161
Dimensionamento da armadura transversal	161
Cálculo do Pilar P13	163
Dimensionamento da armadura longitudinal	163
Seção crítica do pilar: BASE	163
Dimensionamento da armadura transversal	163
Cálculo do Pilar P14	165

Dimensionamento da armadura longitudinal	165
Seção crítica do pilar: BASE	165
Dimensionamento da armadura transversal	165
Cálculo do Pilar P15	167
Dimensionamento da armadura longitudinal	167
Seção crítica do pilar: BASE	167
Dimensionamento da armadura transversal	167
Cálculo do Pilar P16	169
Dimensionamento da armadura longitudinal	169
Seção crítica do pilar: TOPO	169
Dimensionamento da armadura transversal	169
Cálculo do Pilar P17	171
Dimensionamento da armadura longitudinal	171
Seção crítica do pilar: BASE	171

Dimensionamento da armadura transversal	171
Cálculo do Pilar P18	173
Dimensionamento da armadura longitudinal	173
Seção crítica do pilar: CENTRO.....	173
Dimensionamento da armadura transversal	173
Cálculo do Pilar P19	175
Dimensionamento da armadura longitudinal	175
Seção crítica do pilar: BASE	175
Dimensionamento da armadura transversal	175
Cálculo do Pilar P20	177
Dimensionamento da armadura longitudinal	177
Seção crítica do pilar: TOPO	177
Dimensionamento da armadura transversal	177
Cálculo dos Pilares	179

Quadro de Cargas e Taxa de Compressão Permanente nos Pilares.....	181
Vigas do pavimento FUNDAÇÃO.....	182
Esforços da Viga VB1	183
Esforços da Viga VB2	184
Esforços da Viga VB3	185
Esforços da Viga VB4	187
Resultados da Viga VB1	189
Resultados da Viga VB2	190
Resultados da Viga VB3	191
Resultados da Viga VB4	192
Cálculo da viga VB1	193
Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1	193
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	193
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA	194

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	194
Verificação de esforços limites	195
Cálculo da viga VB2	196
Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1	196
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	196
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA	197
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	197
Verificação de esforços limites	198
Cálculo da viga VB3	199
Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1	199
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	199
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA	200
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	201
Verificação de esforços limites	201

Cálculo da viga VB4	203
Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1	203
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA.....	203
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA	204
DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	205
Verificação de esforços limites.....	205
Diagramas: VIGA VB1 - FUNDAÇÃO.....	207
Diagramas: VIGA VB2 - FUNDAÇÃO.....	210
Diagramas: VIGA VB3 - FUNDAÇÃO.....	213
Diagramas: VIGA VB4 - FUNDAÇÃO.....	217

Pavimento FUNDAÇÃO

Resultado dos Blocos

FUNDAÇÃO	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

Blocos	ne Estaca	LB LH (cm)	hb (m)	Principal (cm²)		Estribo (cm²)		Superior (cm²)		As dist. (cm²)
				X	Y	Hor.	Vert.	X	Y	
B1	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B2	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B3	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B4	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B5	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B6	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B7	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B8	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B9	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B10	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B11	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B12	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B13	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B14	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B15	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B16	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)

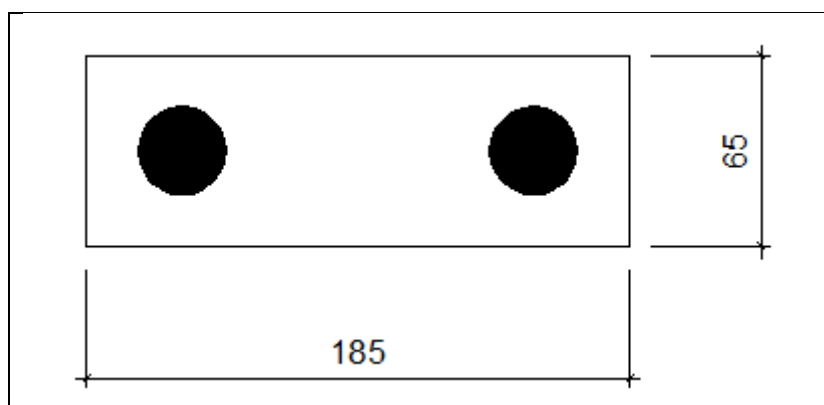
B17	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B18	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B19	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)
B20	2 C30	185.00 65.00	0.56	2.01 (4 ø 8.0)	-	2.01 (4 ø 8.0)	7.04 2x(7 ø 8.0)	2.01 (4 ø 8.0)	-	1.01 (ø 8.0 c/13)

Cálculo do Bloco B1

**Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	21.94	5.59	44.33

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.15	0.66
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.36	37.36	3.47	3.38
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	22.17	16.56	0.48	1.69
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E1-1	16.80	16.56	0.48	1.69
E1-2	22.17	21.94	0.48	1.69

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	15.62	0.64	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrbo horizontal	1.95	0.08	4 ø 8.0
Estrbo vertical	1.95	0.08	14 ø 8.0 (7 estrbos)
Armadura superior na direção X	-	0.13	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

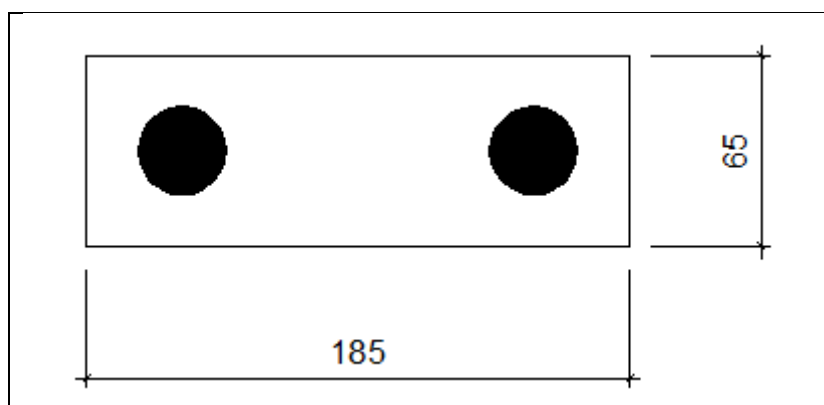
Armadura distribuição	3.12	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B2

Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	21.81	5.48	44.09

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.15	0.65
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.23	37.23	3.36	0.64
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	22.05	16.56	0.36	0.32
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E2-1	22.05	21.88	0.36	0.32
E2-2	16.73	16.56	0.36	0.32

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	15.53	0.59	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrito horizontal	1.94	0.07	4 ø 8.0
Estrito vertical	1.94	0.07	14 ø 8.0 (7 estritos)
Armadura superior na direção X	-	0.12	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

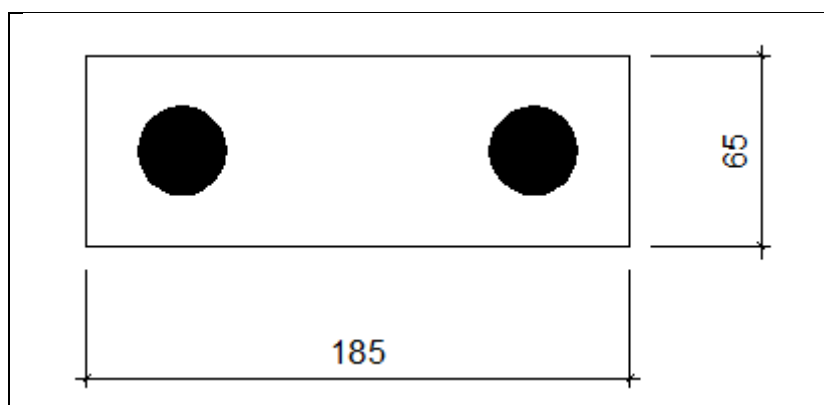
Armadura distribuição	3.11	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B3

**Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	21.78	5.48	44.06

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.15	0.65
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.20	37.20	3.30	0.08
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	22.04	16.55	0.04	0.04
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E3-1	22.04	21.87	0.04	0.04
E3-2	16.72	16.55	0.04	0.04

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	15.52	0.58	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrito horizontal	1.94	0.07	4 ø 8.0
Estrito vertical	1.94	0.07	14 ø 8.0 (7 estritos)
Armadura superior na direção X	-	0.12	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

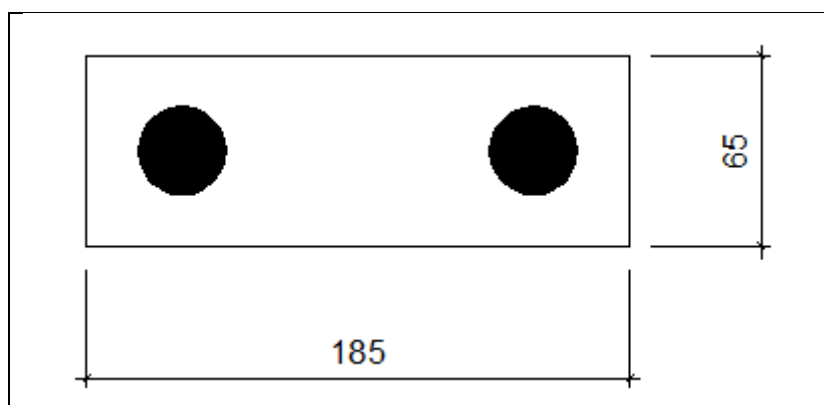
Armadura distribuição	3.10	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B4

**Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	21.81	5.48	44.09

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.15	0.65
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.23	37.23	3.36	0.64
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	22.05	16.56	0.36	0.32
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E4-1	22.05	21.88	0.36	0.32
E4-2	16.73	16.56	0.36	0.32

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	15.53	0.59	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrito horizontal	1.94	0.07	4 ø 8.0
Estrito vertical	1.94	0.07	14 ø 8.0 (7 estritos)
Armadura superior na direção X	-	0.12	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

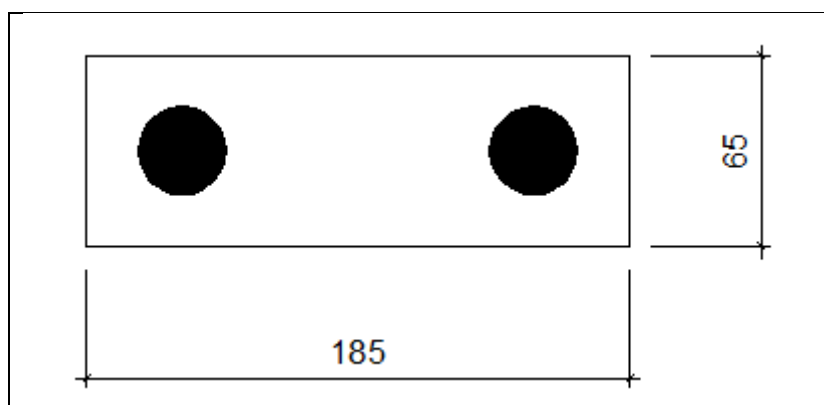
Armadura distribuição	3.11	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B5

**Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	21.94	5.59	44.33

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.15	0.66
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.36	37.36	3.47	3.38
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	22.17	16.56	0.48	1.69
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E5-1	22.17	21.94	0.48	1.69
E5-2	16.80	16.56	0.48	1.69

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	15.62	0.64	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrbo horizontal	1.95	0.08	4 ø 8.0
Estrbo vertical	1.95	0.08	14 ø 8.0 (7 estrbos)
Armadura superior na direção X	-	0.13	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

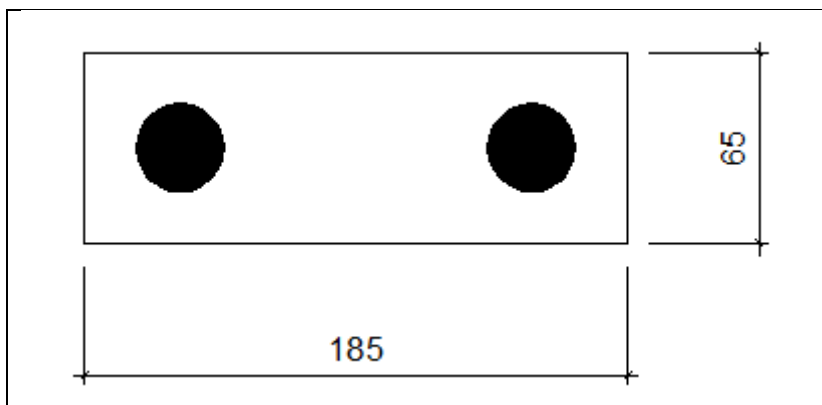
Armadura distribuição	3.12	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B6

Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	22.39	0.18	39.37

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.12	0.58
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.81	37.81	1.74	1.54
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	19.69	19.51	0.87	0.77
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E6-1	19.68	19.51	0.87	0.77
E6-2	19.69	19.51	0.87	0.77

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	13.87	0.54	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrito horizontal	1.73	0.07	4 ø 8.0
Estrito vertical	1.73	0.07	14 ø 8.0 (7 estritos)
Armadura superior na direção X	-	0.11	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

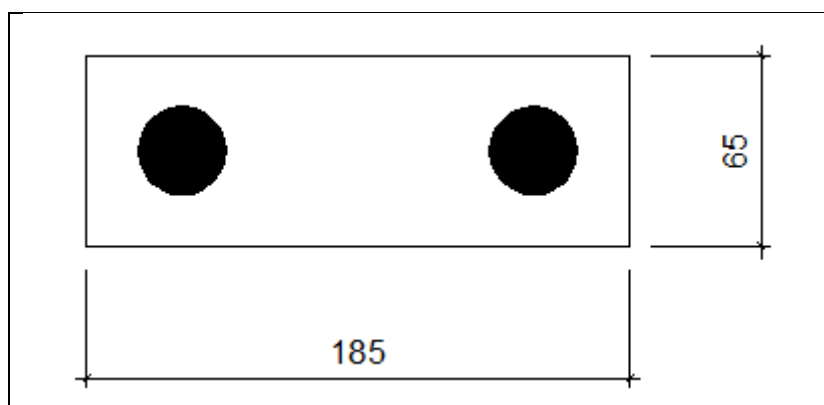
Armadura distribuição	2.77	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B7

**Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	22.39	0.18	39.37

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.12	0.58
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.81	37.81	1.74	1.54
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	19.69	19.51	0.87	0.77
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E7-1	19.69	19.51	0.87	0.77
E7-2	19.68	19.51	0.87	0.77

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	13.87	0.54	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrito horizontal	1.73	0.07	4 ø 8.0
Estrito vertical	1.73	0.07	14 ø 8.0 (7 estritos)
Armadura superior na direção X	-	0.11	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

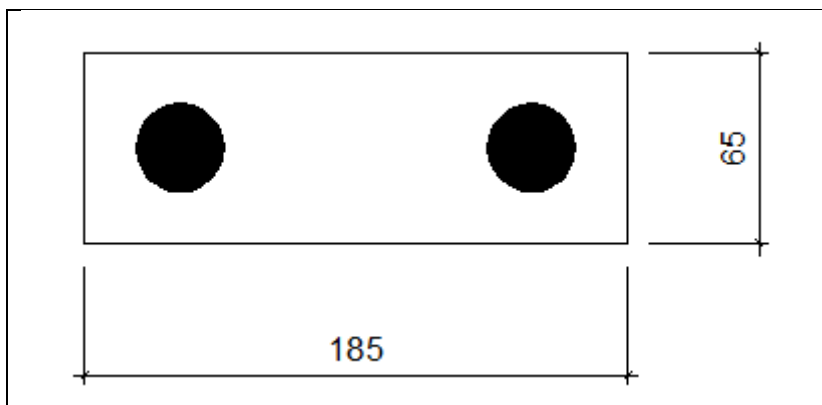
Armadura distribuição	2.77	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B8

Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	22.35	0.18	39.32

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.12	0.58
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.77	37.77	0.71	0.61
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	19.66	19.49	0.36	0.31
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E8-1	19.66	19.49	0.36	0.31
E8-2	19.66	19.49	0.36	0.31

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	13.85	0.52	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrito horizontal	1.73	0.07	4 ø 8.0
Estrito vertical	1.73	0.07	14 ø 8.0 (7 estritos)
Armadura superior na direção X	-	0.10	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

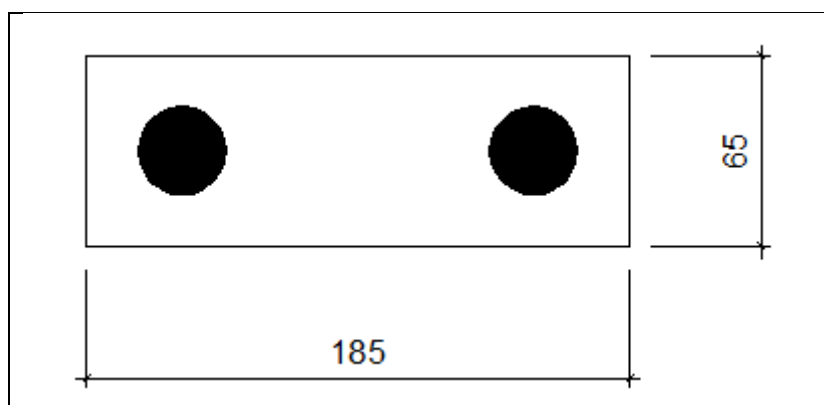
Armadura distribuição	2.77	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B9

**Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	22.35	0.18	39.33

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.12	0.58
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.77	37.77	0.71	0.61
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	19.66	19.49	0.36	0.31
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E9-1	19.66	19.49	0.36	0.31
E9-2	19.66	19.49	0.36	0.31

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	13.85	0.52	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	1.73	0.07	4 ø 8.0
Estribo vertical	1.73	0.07	14 ø 8.0 (7 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.10	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

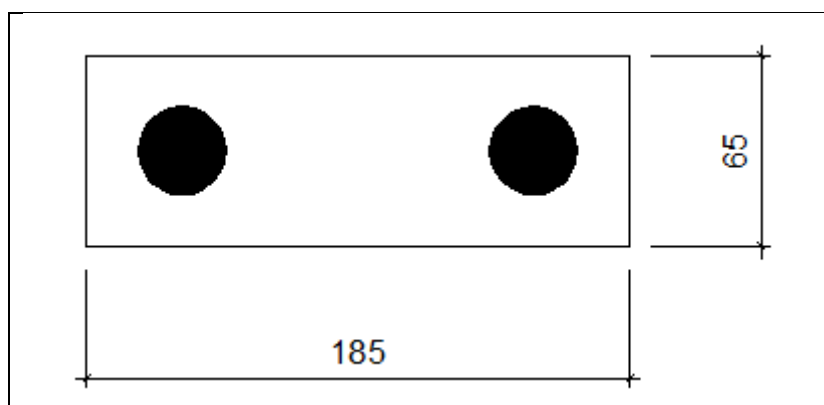
Armadura distribuição	2.77	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B10

**Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	22.35	0.18	39.32

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.12	0.58
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.76	37.76	0.11	0.08
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	19.66	19.48	0.05	0.04
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E10-1	19.66	19.48	0.05	0.04
E10-2	19.66	19.48	0.05	0.04

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	13.85	0.52	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrbo horizontal	1.73	0.06	4 ø 8.0
Estrbo vertical	1.73	0.06	14 ø 8.0 (7 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.10	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

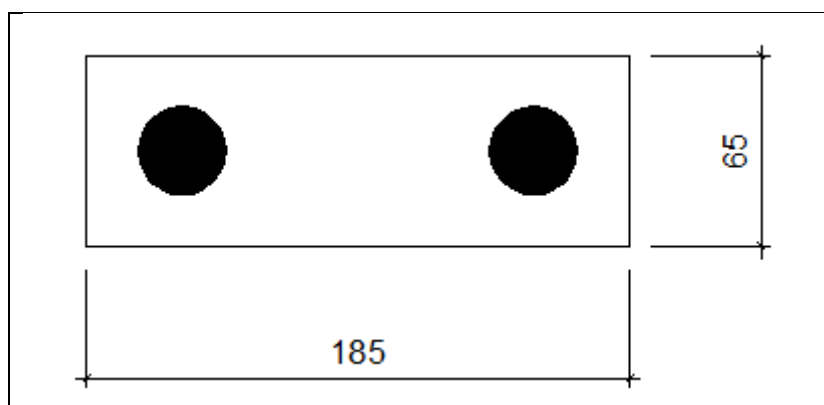
Armadura distribuição	2.77	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B11

**Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	22.35	0.16	39.31

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.12	0.58
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.76	37.76	0.11	0.08
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	19.66	19.48	0.05	0.04
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E11-1	19.66	19.48	0.05	0.04
E11-2	19.66	19.49	0.05	0.04

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	13.85	0.51	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrbo horizontal	1.73	0.06	4 ø 8.0
Estrbo vertical	1.73	0.06	14 ø 8.0 (7 estrbos)
Armadura superior na direção X	-	0.10	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

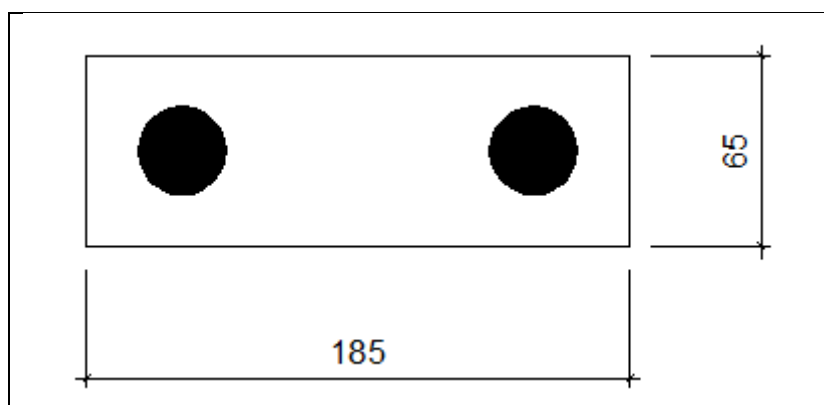
Armadura distribuição	2.77	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B12

Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	22.35	0.18	39.32

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.12	0.58
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.77	37.77	0.71	0.61
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	19.66	19.49	0.36	0.31
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E12-1	19.66	19.49	0.36	0.31
E12-2	19.66	19.49	0.36	0.31

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	13.85	0.52	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrito horizontal	1.73	0.07	4 ø 8.0
Estrito vertical	1.73	0.07	14 ø 8.0 (7 estritos)
Armadura superior na direção X	-	0.10	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

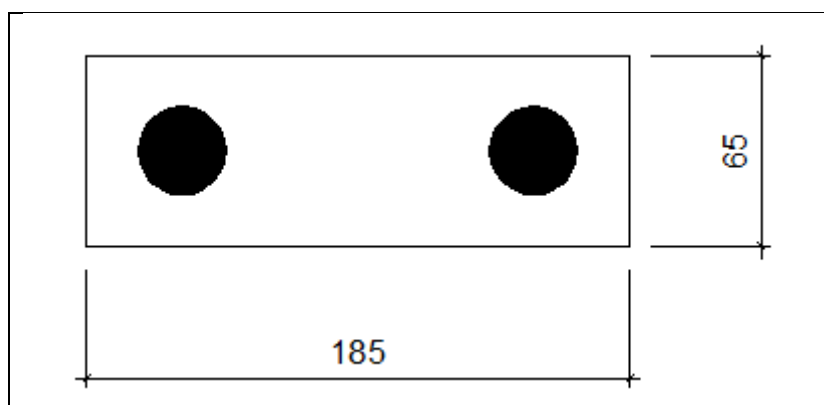
Armadura distribuição	2.77	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B13

**Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	22.35	0.18	39.32

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.12	0.58
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.77	37.77	0.71	0.61
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	19.66	19.49	0.36	0.31
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E13-1	19.66	19.49	0.36	0.31
E13-2	19.66	19.49	0.36	0.31

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	13.85	0.52	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrbo horizontal	1.73	0.07	4 ø 8.0
Estrbo vertical	1.73	0.07	14 ø 8.0 (7 estrbos)
Armadura superior na direção X	-	0.10	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

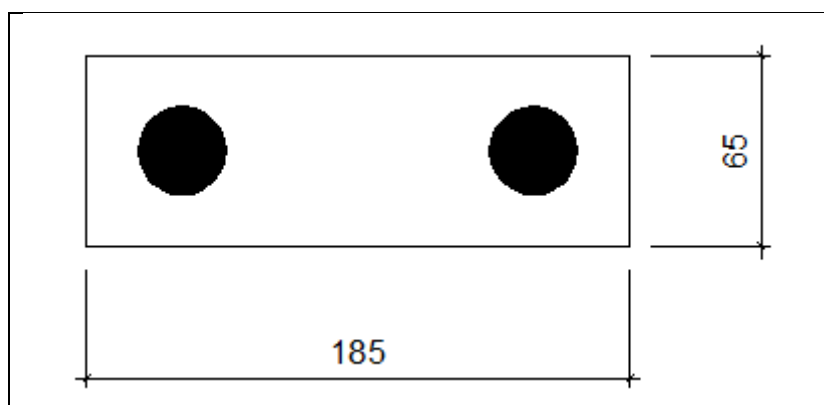
Armadura distribuição	2.77	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B14

**Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	22.39	0.18	39.37

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.12	0.58
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.81	37.81	1.74	1.54
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	19.69	19.51	0.87	0.77
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E14-1	19.68	19.51	0.87	0.77
E14-2	19.69	19.51	0.87	0.77

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	13.87	0.54	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrito horizontal	1.73	0.07	4 ø 8.0
Estrito vertical	1.73	0.07	14 ø 8.0 (7 estritos)
Armadura superior na direção X	-	0.11	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

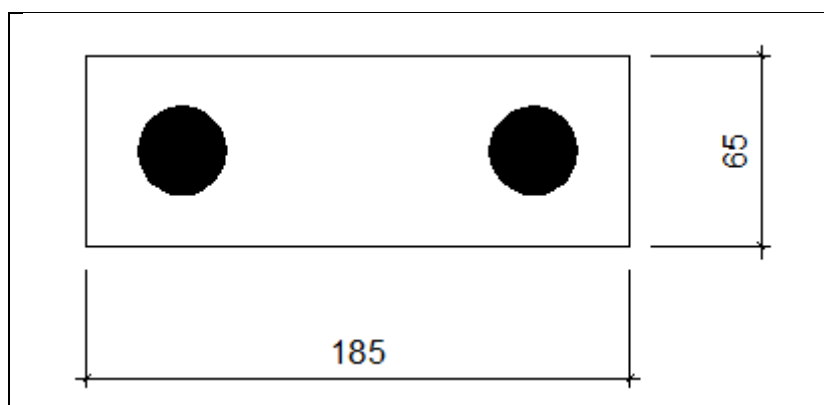
Armadura distribuição	2.77	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B15

Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	22.39	0.18	39.37

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.12	0.58
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.81	37.81	1.74	1.54
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	19.69	19.51	0.87	0.77
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E15-1	19.69	19.51	0.87	0.77
E15-2	19.68	19.51	0.87	0.77

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	13.87	0.54	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrbo horizontal	1.73	0.07	4 ø 8.0
Estrbo vertical	1.73	0.07	14 ø 8.0 (7 estrbos)
Armadura superior na direção X	-	0.11	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

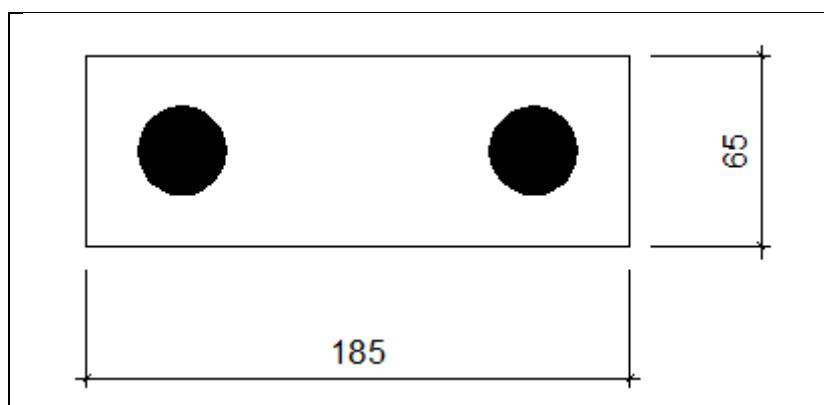
Armadura distribuição	2.77	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B16

Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	21.94	5.59	44.33

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.15	0.66
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.36	37.36	3.47	3.38
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	22.17	16.56	0.48	1.69
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E16-1	16.80	16.56	0.48	1.69
E16-2	22.17	21.94	0.48	1.69

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	15.62	0.64	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estribo horizontal	1.95	0.08	4 ø 8.0
Estribo vertical	1.95	0.08	14 ø 8.0 (7 estribos)
Armadura superior na direção X	-	0.13	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

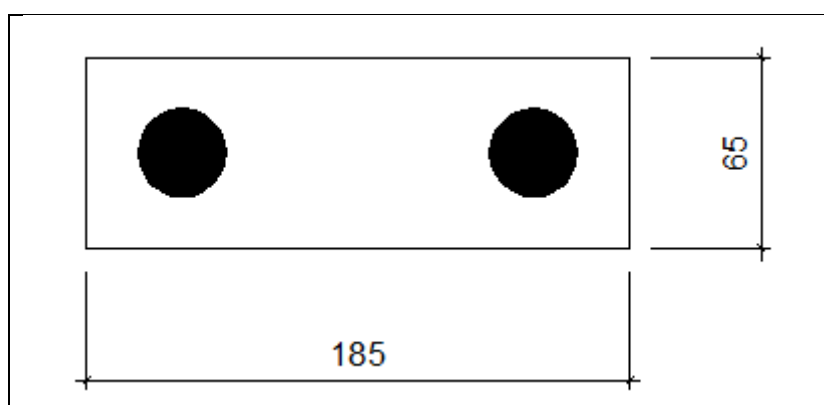
Armadura distribuição	3.12	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B17

**Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	21.81	5.48	44.09

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.15	0.65
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.23	37.23	3.36	0.64
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	22.05	16.56	0.36	0.32
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E17-1	16.73	16.56	0.36	0.32
E17-2	22.05	21.88	0.36	0.32

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	15.53	0.59	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrito horizontal	1.94	0.07	4 ø 8.0
Estrito vertical	1.94	0.07	14 ø 8.0 (7 estritos)
Armadura superior na direção X	-	0.12	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

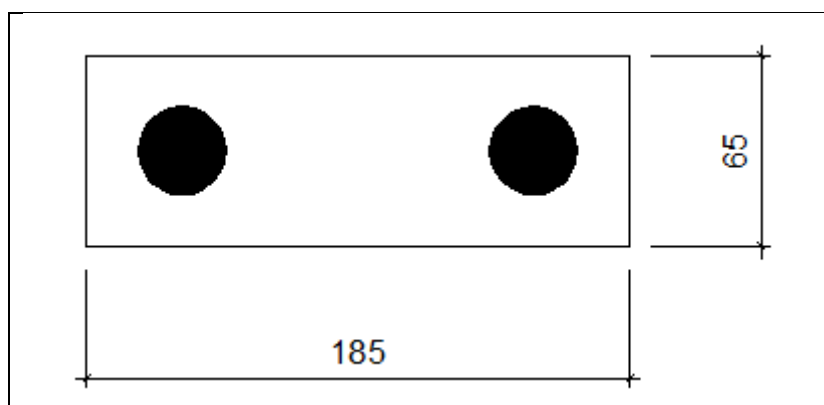
Armadura distribuição	3.11	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B18

Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	21.78	5.48	44.06

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.15	0.65
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.20	37.20	3.30	0.08
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	22.04	16.55	0.04	0.04
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E18-1	16.72	16.55	0.04	0.04
E18-2	22.04	21.87	0.04	0.04

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	15.52	0.58	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrito horizontal	1.94	0.07	4 ø 8.0
Estrito vertical	1.94	0.07	14 ø 8.0 (7 estritos)
Armadura superior na direção X	-	0.12	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

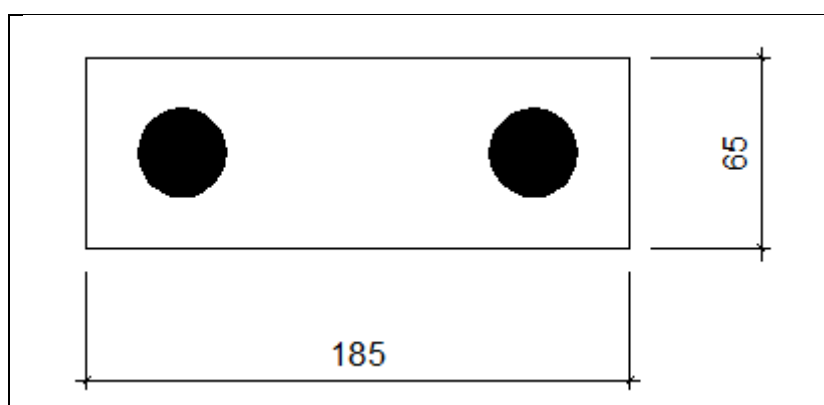
Armadura distribuição	3.10	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B19

**Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1**

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	21.81	5.48	44.09

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.15	0.65
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.23	37.23	3.36	0.64
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	22.05	16.56	0.36	0.32
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E19-1	16.73	16.56	0.36	0.32
E19-2	22.05	21.88	0.36	0.32

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	15.53	0.59	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrito horizontal	1.94	0.07	4 ø 8.0
Estrito vertical	1.94	0.07	14 ø 8.0 (7 estritos)
Armadura superior na direção X	-	0.12	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

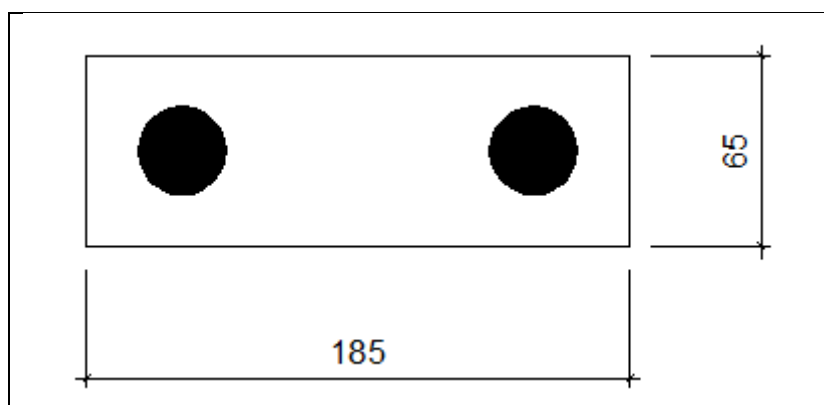
Armadura distribuição	3.11	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Cálculo do Bloco B20

Pavimento FUNDAÇÃO -
Lance 1

Dados gerais	Dados do concreto
Tipo do bloco: 2 Cobrimento= 0.05 m	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ Peso específico = 25 kN/m^3

Cálculo das dimensões do bloco



Estaca (m)		Altura do bloco (m)		Seção do bloco (m)	
Tipo	circular	Útil	0.55	LB	1.85
Seção	0.30	Total	0.56	LH	0.65
Espaçamento entre estacas (e)	1.20	Cobrimento do bloco na estaca	0.01	Cobrimento do bloco (CB)	0.18

Área de forma	2.80 m ²
Volume concreto	0.67 m ³

Estimativa da carga solicitante

Peso próprio (kN)	Nmax (kN)	Carga momento (kN)	Carga total (kN)
16.80	21.94	5.59	44.33

Verificação ao esmagamento da biela - Método de Blévo & Frémy

	Junto ao pilar	Junto à estaca
Tensão solicitante (MPa)	0.15	0.66
Tensão admissível (MPa)	17.31	12.46
Condição	Ok	Ok

Determinação do número de estacas

Modelo	NE	Dimensões (m)	Altura (m)	Peso próprio (kN)	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
1	1	1.05x1.05	0.56	15.42	37.36	37.36	3.47	3.38
2	2	1.85x0.65	0.56	16.80	22.17	16.56	0.48	1.69
Limites					110.00	-5.50	50.00	50.00

Estimativa dos esforços nas estacas

Estaca	Carga máx. (kN)	Carga mín. (kN)	Momento (kN.m)	Força horiz. (kN)
E20-1	22.17	21.94	0.48	1.69
E20-2	16.80	16.56	0.48	1.69

Dimensionamento da armadura

Método de cálculo: biela-tirante

	Tensão (kN)	As (cm²)	Armaduras
Armadura principal na direção X	15.62	0.64	4 ø 8.0
Armadura principal na direção Y	-	-	-
Estrito horizontal	1.95	0.08	4 ø 8.0
Estrito vertical	1.95	0.08	14 ø 8.0 (7 estritos)
Armadura superior na direção X	-	0.13	4 ø 8.0
Armadura superior na direção Y	-	-	-

Armadura distribuição	3.12	1.01	ø 8.0 c/13
-----------------------	------	------	------------

Relatório de cálculo dos tubulões

FUNDAÇÃO	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

Dimensionamento da base

Resultados de dimensionamento

Nome	Dados						Resultados			
	Esforços			Solo			Dimensões (m)		Armadura	
	MB MH (kN.m)	FB FH (kN)	Carga Carga total (kN)	Padm	E Solo (kN/m³) Coesão (kN/m²)	Ângulo atrito (graus)	B H	H0 H1	AsB inf AsB sup	AsH inf AsH sup

Estabilidade

Nome	Esforços			Pressões(kN/m²)		Estabilidade				Dimensionamento	
	MB MH (kN.m)	FB FH (kN)	Carga Carga total (kN)	Padm	Psolo Sig1 Sig2 Sig3 Sig4	Tombamento		Deslizament o	Arranc .	Dir. B	Dir. H
						Dir. B Msd Mrd Cond. (1.5)	Dir. H Msd Mrd Cond. (1.5)	Fsd Frd Cond. (1.5)	Nt Ns Ns>Nt	Md As (cm²/m) A's (cm²/m)	Md As (cm²/m) A's (cm²/m)

Dimensionamento do fuste

Nome	Seção (m)	Esforços		Verificação concreto simples				Resultados		
		Nd Vd (kN)	Msd Mtd (kN.m)	SigCd SigCrd (kN/m²) Cond.	SigTd SigTrd (kN/m²) Cond.	CisWd CisWrd (kN/m²) Cond.	Cota limite (m)	Msd Mrd (kN.m) Cond.	As fuste	Estribo Fretagem Cota (m)

Resultados dos Pilares

FUNDAÇÃO	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 1		cobr = 3.00 cm	

Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (m)	lib vínc lih vínc (m)	Nd máx Nd mín (kN)	MBd topo MBd base (kN.m)	MHd topo MHd base (kN.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 1.25 RR	28.52 9.98	5.95 1.43	7.03 4.49	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 5.09
P2 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	28.35 9.86	0.16 0.90	4.16 4.29	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P3 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	28.32 9.83	0.01 0.10	4.15 4.29	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P4 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	28.35 9.86	0.16 0.90	4.16 4.29	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P5 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 1.25 RR	28.52 9.98	5.95 1.43	7.03 4.49	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 5.09
P6 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	29.11 10.44	0.34 2.18	0.00 0.15	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P7 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	29.11 10.44	0.34 2.18	0.00 0.14	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P8 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	29.05 10.40	0.11 0.90	0.00 0.14	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18

							0.4 20 ø 10.0		
P9 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	29.05 10.40	0.11 0.90	0.00 0.14	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P10 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	29.05 10.39	0.01 0.13	0.00 0.14	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P11 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	29.05 10.39	0.01 0.13	0.00 0.14	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P12 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	29.05 10.40	0.11 0.90	0.00 0.14	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P13 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	29.05 10.40	0.11 0.90	0.00 0.14	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P14 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	29.11 10.44	0.34 2.18	0.00 0.15	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P15 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	29.11 10.44	0.34 2.18	0.00 0.15	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P16 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 1.25 RR	28.52 9.98	5.95 1.43	7.03 4.49	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 5.09
P17 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	28.35 9.86	0.16 0.90	4.16 4.29	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P18 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 2.50 EL	28.32 9.83	0.01 0.10	4.15 4.29	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18
P19 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR	28.35 9.86	0.16 0.90	4.16 4.29	3.14 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 10.18

	85.00		2.50 EL				6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0		
P20 1:30	45.00 X 85.00	0.00 1.30	1.25 RR 1.25 RR	28.52 9.98	5.95 1.43	7.03 4.49	3.14 4 ø 10.0 6.28 8 ø 10.0 0.4 20 ø 10.0	ø 5.0 c/12	9.61 5.09

Cálculo do Pilar P1

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 5.95 kN.m Msdbase = 1.43 kN.m	Ndmax = 28.52 kN Ndmin = 9.98 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.10 kN.m (Asl = 0.01 cm²)
H	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 5.09	Msdtopo = 7.03 kN.m Msdbase = 4.49 kN.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 5.95 Msdcentro = 4.05 Msdbase = 1.19	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.04 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D3 Msdx = 6.13 kN.m Msdy = 7.02 kN.m Mrdx = 122.21 kN.m Mrdy = 140.11 kN.m Mrd/Msd=19.94
H	Msdtopo = 7.02 Msdcentro = 5.94 Msdbase = 4.30	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.81 kN VBd base = 3.81 kN VHd topo = 2.31 kN VHd base = 2.31 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.10 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.81 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.10 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 2.31 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.10 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 1.36 Vc = 392.63 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 1.57 Vc = 475.70 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.01 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P2

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.16 kN.m Msdbase = 0.90 kN.m	Ndmax = 28.35 kN Ndmin = 9.86 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.23 kN.m (Asl = 0.03 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 4.16 kN.m Msdbase = 4.29 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.15 Msdcentro = 0.42 Msdbase = 0.81	Madtopo = 0.66 Madcentro = 0.38 Madbase = 0.18 M2d = 0.01 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D3 Msdx = 0.81 kN.m Msdy = 4.45 kN.m Mrdx = 46.60 kN.m Mrdy = 257.11 kN.m Mrd/Msd=57.79
H	Msdtopo = 4.16 Msdcentro = 4.27 Msdbase = 4.27	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.06 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.83 kN VBd base = 0.83 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.23 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.83 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.23 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.23 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 1.94 Vc = 585.40 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.03 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P3

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.01 kN.m Msdbase = 0.10 kN.m	Ndmax = 28.32 kN Ndmin = 9.83 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.01 kN.m (Asl = 0.00 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 4.15 kN.m Msdbase = 4.29 kN.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.00 Msdbase = 0.00	Madtopo = 0.81 Madcentro = 0.81 Madbase = 0.81 M2d = 0.01 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D3 Msdx = 0.82 kN.m Msdy = 4.27 kN.m Mrdx = 49.39 kN.m Mrdy = 256.47 kN.m Mrd/Msd=60.08
H	Msdtopo = 4.15 Msdcentro = 4.27 Msdbase = 4.27	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.06 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.07 kN VBd base = 0.07 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.01 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.07 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.01 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.01 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 1.94 Vc = 585.25 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.00 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P4

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.16 kN.m Msdbase = 0.90 kN.m	Ndmax = 28.35 kN Ndmin = 9.86 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.23 kN.m (Asl = 0.03 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 4.16 kN.m Msdbase = 4.29 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.15 Msdcentro = 0.42 Msdbase = 0.81	Madtopo = 0.66 Madcentro = 0.38 Madbase = 0.18 M2d = 0.01 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D3 Msdx = 0.81 kN.m Msdy = 4.45 kN.m Mrdx = 46.60 kN.m Mrdy = 257.11 kN.m Mrd/Msd=57.79
H	Msdtopo = 4.16 Msdcentro = 4.27 Msdbase = 4.27	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.06 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.83 kN VBd base = 0.83 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.23 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.83 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.23 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.23 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 1.94 Vc = 585.40 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.03 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P5

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 5.95 kN.m Msdbase = 1.43 kN.m	Ndmax = 28.52 kN Ndmin = 9.98 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.10 kN.m (Asl = 0.01 cm²)
H	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 5.09	Msdtopo = 7.03 kN.m Msdbase = 4.49 kN.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 5.95 Msdcentro = 4.05 Msdbase = 1.19	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.04 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D3 Msdx = 6.13 kN.m Msdy = 7.02 kN.m Mrdx = 122.22 kN.m Mrdy = 140.10 kN.m Mrd/Msd=19.94
H	Msdtopo = 7.02 Msdcentro = 5.94 Msdbase = 4.30	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.81 kN VBd base = 3.81 kN VHd topo = 2.31 kN VHd base = 2.31 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.10 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.81 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.10 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 2.31 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.10 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 1.36 Vc = 392.63 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 1.57 Vc = 475.71 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.01 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P6

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.34 kN.m Msdbase = 2.18 kN.m	Ndmax = 29.11 kN Ndmin = 10.44 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.01 kN.m (Asl = 0.00 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 0.00 kN.m Msdbase = 0.15 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.34 Msdcentro = 1.16 Msdbase = 2.16	Madtopo = 0.49 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D4 Msdx = 2.34 kN.m Msdy = 0.00 kN.m Mrdx = 139.71 kN.m Mrdy = 0.25 kN.m Mrd/Msd=59.71
H	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.00 Msdbase = 0.00	Madtopo = 1.18 Madcentro = 1.17 Madbase = 1.17 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.99 kN VBd base = 1.99 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.01 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.99 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.01 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.01 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 2.00 Vc = 604.11 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.00 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P7

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.34 kN.m Msdbase = 2.18 kN.m	Ndmax = 29.11 kN Ndmin = 10.44 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.01 kN.m (Asl = 0.00 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 0.00 kN.m Msdbase = 0.14 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.34 Msdcentro = 1.16 Msdbase = 2.16	Madtopo = 0.49 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D4 Msdx = 2.34 kN.m Msdy = 0.00 kN.m Mrdx = 139.73 kN.m Mrdy = 0.17 kN.m Mrd/Msd=59.71
H	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.00 Msdbase = 0.00	Madtopo = 1.18 Madcentro = 1.18 Madbase = 1.18 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.99 kN VBd base = 1.99 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.01 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.99 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.01 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.01 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 2.00 Vc = 604.11 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.00 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P8

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.11 kN.m Msdbase = 0.90 kN.m	Ndmax = 29.05 kN Ndmin = 10.40 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.00 kN.m (Asl = 0.00 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 0.00 kN.m Msdbase = 0.14 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.11 Msdcentro = 0.48 Msdbase = 0.88	Madtopo = 0.72 Madcentro = 0.34 Madbase = 0.18 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D4 Msdx = 1.06 kN.m Msdy = 0.00 kN.m Mrdx = 139.76 kN.m Mrdy = 0.00 kN.m Mrd/Msd=131.85
H	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.00 Msdbase = 0.00	Madtopo = 1.18 Madcentro = 1.18 Madbase = 1.18 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.79 kN VBd base = 0.79 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.00 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.79 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 2.00 Vc = 604.11 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.00 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P9

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.11 kN.m Msdbase = 0.90 kN.m	Ndmax = 29.05 kN Ndmin = 10.40 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.00 kN.m (Asl = 0.00 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 0.00 kN.m Msdbase = 0.14 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.11 Msdcentro = 0.48 Msdbase = 0.88	Madtopo = 0.72 Madcentro = 0.34 Madbase = 0.18 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D4 Msdx = 1.06 kN.m Msdy = 0.00 kN.m Mrdx = 139.71 kN.m Mrdy = 0.18 kN.m Mrd/Msd=131.81
H	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.00 Msdbase = 0.00	Madtopo = 1.18 Madcentro = 1.18 Madbase = 1.18 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.79 kN VBd base = 0.79 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.00 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.79 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00$
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 2.00 Vc = 604.11 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.00 cm ² /m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P10

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.01 kN.m Msdbase = 0.13 kN.m	Ndmax = 29.05 kN Ndmin = 10.39 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.00 kN.m (Asl = 0.00 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 0.00 kN.m Msdbase = 0.14 kN.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.00 Msdbase = 0.00	Madtopo = 0.83 Madcentro = 0.83 Madbase = 0.83 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D1 Msdx = 0.84 kN.m Msdy = 0.12 kN.m Mrdx = 137.30 kN.m Mrdy = 19.77 kN.m Mrd/Msd=162.82
H	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.12 Msdbase = 0.12	Madtopo = 1.18 Madcentro = 1.06 Madbase = 1.06 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 kN VBd base = 0.10 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.00 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00$
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 2.00 Vc = 604.11 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.00 cm ² /m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P11

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.01 kN.m Msdbase = 0.13 kN.m	Ndmax = 29.05 kN Ndmin = 10.39 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.00 kN.m (Asl = 0.00 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 0.00 kN.m Msdbase = 0.14 kN.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.00 Msdbase = 0.00	Madtopo = 0.83 Madcentro = 0.83 Madbase = 0.83 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D1 Msdx = 0.84 kN.m Msdy = 0.12 kN.m Mrdx = 137.28 kN.m Mrdy = 19.88 kN.m Mrd/Msd=162.80
H	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.12 Msdbase = 0.12	Madtopo = 1.18 Madcentro = 1.05 Madbase = 1.05 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.10 kN VBd base = 0.10 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.00 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 2.00 Vc = 604.11 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.00 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P12

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.11 kN.m Msdbase = 0.90 kN.m	Ndmax = 29.05 kN Ndmin = 10.40 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.00 kN.m (Asl = 0.00 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 0.00 kN.m Msdbase = 0.14 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.11 Msdcentro = 0.48 Msdbase = 0.88	Madtopo = 0.72 Madcentro = 0.34 Madbase = 0.18 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D3 Msdx = 1.06 kN.m Msdy = 0.00 kN.m Mrdx = 139.76 kN.m Mrdy = 0.00 kN.m Mrd/Msd=131.85
H	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.00 Msdbase = 0.00	Madtopo = 1.18 Madcentro = 1.18 Madbase = 1.18 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.79 kN VBd base = 0.79 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.00 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.79 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 2.00 Vc = 604.11 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.00 cm ² /m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P13

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.11 kN.m Msdbase = 0.90 kN.m	Ndmax = 29.05 kN Ndmin = 10.40 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.00 kN.m (Asl = 0.00 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 0.00 kN.m Msdbase = 0.14 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.11 Msdcentro = 0.48 Msdbase = 0.88	Madtopo = 0.72 Madcentro = 0.34 Madbase = 0.18 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D3 Msdx = 1.06 kN.m Msdy = 0.00 kN.m Mrdx = 139.76 kN.m Mrdy = 0.00 kN.m Mrd/Msd=131.85
H	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.00 Msdbase = 0.00	Madtopo = 1.18 Madcentro = 1.18 Madbase = 1.18 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.79 kN VBd base = 0.79 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.00 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.79 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm ² /m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 2.00 Vc = 604.11 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm ² /m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm ² /m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm ²	A90 = 0.00 cm ²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.00 cm ² /m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P14

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.34 kN.m Msdbase = 2.18 kN.m	Ndmax = 29.11 kN Ndmin = 10.44 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.01 kN.m (Asl = 0.00 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 0.00 kN.m Msdbase = 0.15 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.34 Msdcentro = 1.16 Msdbase = 2.16	Madtopo = 0.49 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D3 Msdx = 2.34 kN.m Msdy = 0.00 kN.m Mrdx = 139.71 kN.m Mrdy = 0.25 kN.m Mrd/Msd=59.71
H	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.00 Msdbase = 0.00	Madtopo = 1.18 Madcentro = 1.17 Madbase = 1.17 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.99 kN VBd base = 1.99 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.01 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.99 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.01 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.01 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 2.00 Vc = 604.11 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.00 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P15

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.34 kN.m Msdbase = 2.18 kN.m	Ndmax = 29.11 kN Ndmin = 10.44 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.01 kN.m (Asl = 0.00 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 0.00 kN.m Msdbase = 0.15 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.34 Msdcentro = 1.16 Msdbase = 2.16	Madtopo = 0.49 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D3 Msdx = 2.34 kN.m Msdy = 0.00 kN.m Mrdx = 139.71 kN.m Mrdy = 0.25 kN.m Mrd/Msd=59.71
H	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.00 Msdbase = 0.00	Madtopo = 1.18 Madcentro = 1.17 Madbase = 1.17 M2d = 0.03 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 1.99 kN VBd base = 1.99 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.01 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 1.99 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.01 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.01 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 2.00 Vc = 604.11 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.00 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P16

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 5.95 kN.m Msdbase = 1.43 kN.m	Ndmax = 28.52 kN Ndmin = 9.98 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.10 kN.m (Asl = 0.01 cm²)
H	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 5.09	Msdtopo = 7.03 kN.m Msdbase = 4.49 kN.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 5.95 Msdcentro = 4.05 Msdbase = 1.19	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.04 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D4 Msdx = 6.13 kN.m Msdy = 7.02 kN.m Mrdx = 122.21 kN.m Mrdy = 140.11 kN.m Mrd/Msd=19.94
H	Msdtopo = 7.02 Msdcentro = 5.94 Msdbase = 4.30	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.81 kN VBd base = 3.81 kN VHd topo = 2.31 kN VHd base = 2.31 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.10 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.81 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.10 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 2.31 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.10 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 1.36 Vc = 392.63 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 1.57 Vc = 475.70 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.01 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P17

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.16 kN.m Msdbase = 0.90 kN.m	Ndmax = 28.35 kN Ndmin = 9.86 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.23 kN.m (Asl = 0.03 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 4.16 kN.m Msdbase = 4.29 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.15 Msdcentro = 0.42 Msdbase = 0.81	Madtopo = 0.66 Madcentro = 0.38 Madbase = 0.18 M2d = 0.01 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D4 Msdx = 0.81 kN.m Msdy = 4.45 kN.m Mrdx = 46.60 kN.m Mrdy = 257.11 kN.m Mrd/Msd=57.79
H	Msdtopo = 4.16 Msdcentro = 4.27 Msdbase = 4.27	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.06 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.83 kN VBd base = 0.83 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.23 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.83 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.23 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.23 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 1.94 Vc = 585.40 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.03 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P18

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.01 kN.m Msdbase = 0.10 kN.m	Ndmax = 28.32 kN Ndmin = 9.83 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.01 kN.m (Asl = 0.00 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 4.15 kN.m Msdbase = 4.29 kN.m	

Seção crítica do pilar: CENTRO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.00 Msdcentro = 0.00 Msdbase = 0.00	Madtopo = 0.81 Madcentro = 0.81 Madbase = 0.81 M2d = 0.01 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D4 Msdx = 0.82 kN.m Msdy = 4.27 kN.m Mrdx = 49.39 kN.m Mrdy = 256.47 kN.m Mrd/Msd=60.08
H	Msdtopo = 4.15 Msdcentro = 4.27 Msdbase = 4.27	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.06 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.07 kN VBd base = 0.07 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.01 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.07 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.01 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.01 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 1.94 Vc = 585.25 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.00 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.00 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P19

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 0.16 kN.m Msdbase = 0.90 kN.m	Ndmax = 28.35 kN Ndmin = 9.86 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.23 kN.m (Asl = 0.03 cm²)
H	Vínculo = EL li = 2.50 cm Esbeltez = 10.18	Msdtopo = 4.16 kN.m Msdbase = 4.29 kN.m	

Seção crítica do pilar: BASE

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 0.15 Msdcentro = 0.42 Msdbase = 0.81	Madtopo = 0.66 Madcentro = 0.38 Madbase = 0.18 M2d = 0.01 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D4 Msdx = 0.81 kN.m Msdy = 4.45 kN.m Mrdx = 46.60 kN.m Mrdy = 257.11 kN.m Mrd/Msd=57.79
H	Msdtopo = 4.16 Msdcentro = 4.27 Msdbase = 4.27	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.06 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 0.83 kN VBd base = 0.83 kN VHd topo = 0.10 kN VHd base = 0.10 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.23 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 0.83 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.23 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00$
H	Vd = 0.10 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.23 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00$

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 2.00 Vc = 577.59 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 1.94 Vc = 585.40 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.03 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo do Pilar P20

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

Dados da seção transversal	Dados do concreto
Seção retangular b = 45.00 cm h = 85.00 cm Cobrimento = 3.00 cm	fck = 25.00 MPa Ecs = 24150 MPa Peso específico = 25.00 kN/m³ Fi = 2.41

Dimensionamento da armadura longitudinal

Direção	Cálculo da esbeltez	Esforços máximos	
B	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 9.61	Msdtopo = 5.95 kN.m Msdbase = 1.43 kN.m	Ndmax = 28.52 kN Ndmin = 9.98 kN ni = 0.00 Gama-n = 1.00 Td = 0.10 kN.m (Asl = 0.01 cm²)
H	Vínculo = RR li = 1.25 cm Esbeltez = 5.09	Msdtopo = 7.03 kN.m Msdbase = 4.49 kN.m	

Seção crítica do pilar: TOPO

Direção	Momentos (kN.m)		Armadura longitudinal	Processo de cálculo
	Iniciais	Adicionais	Final	
B	Msdtopo = 5.95 Msdcentro = 4.05 Msdbase = 1.19	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.04 Mcd = 0.00	4 ø 10.0 8 ø 10.0	1.3G1+1.2D4 Msdx = 6.13 kN.m Msdy = 7.03 kN.m Mrdx = 122.21 kN.m Mrdy = 140.11 kN.m Mrd/Msd=19.94
H	Msdtopo = 7.03 Msdcentro = 5.94 Msdbase = 4.30	Madtopo = 0.18 Madcentro = 0.09 Madbase = 0.18 M2d = 0.02 Mcd = 0.00	20ø10.0 15.71 cm² 0.4 %	

Dimensionamento da armadura transversal

Modelo cálculo Inclinação bielas	Esforços	
	Cisalhamento	Torção
I 45	VBd topo = 3.81 kN VBd base = 3.81 kN VHd topo = 2.31 kN VHd base = 2.31 kN Gama-n = 1.00	Td = 0.10 kN.m Gama-n = 1.00

Verificação de esforços limites			
Direção	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
B	Vd = 3.81 kN VRd2 = 1628.57 kN	Td = 0.10 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00
H	Vd = 2.31 kN VRd2 = 1703.34 kN	Td = 0.10 kN.m TRd2 = 271.04 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.00

Direção	Armadura de cisalhamento		
	Dados	Armadura mínima	Armadura cisalhamento
B	d = 0.41 m Vc0 = 288.80 kN k = 1.36 Vc = 392.63 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m
H	d = 0.81 m Vc0 = 302.05 kN k = 1.57 Vc = 475.69 kN	Vmin = 0.00 kN Aswmin = 0.00 cm²/m	Vsw = 0.00 kN Asw = 0.00 cm²/m

Armadura de torção		Armadura de fretagem		Armadura final
Dados	Armadura torção	Topo	Base	
he = 14.71 cm Ae = 2128.93 cm²	A90 = 0.01 cm²	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Zr = 0.00 kN Zs = 0.00 kN	Asw = 0.01 cm²/m ø 5.0 c/12

Cálculo dos Pilares

FUNDAÇÃO	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m³
Lance 1		cobr = 3.00 cm	

Pilar	Seção (cm)	vínc esb B vínc esb H	Nd máx Nd mín (kN)	Msd(x) Msd(y) (kN.m)	Mrd(x) Mrd(y) (kN.m)	Mrd/Msd	As b As h (cm²)
P1	45.00 X 85.00	RR 9.61 RR 5.09	28.52 9.98	6.13 7.02	122.21 140.11	19.94	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P2	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	28.35 9.86	0.81 4.45	46.60 257.11	57.79	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P3	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	28.32 9.83	0.82 4.27	49.39 256.47	60.08	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P4	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	28.35 9.86	0.81 4.45	46.60 257.11	57.79	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P5	45.00 X 85.00	RR 9.61 RR 5.09	28.52 9.98	6.13 7.02	122.22 140.10	19.94	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P6	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	29.11 10.44	2.34 0.00	139.71 0.25	59.71	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P7	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	29.11 10.44	2.34 0.00	139.73 0.17	59.71	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P8	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	29.05 10.40	1.06 0.00	139.76 0.00	131.85	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P9	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	29.05 10.40	1.06 0.00	139.71 0.18	131.81	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P10	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	29.05 10.39	0.84 0.12	137.30 19.77	162.82	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P11	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	29.05 10.39	0.84 0.12	137.28 19.88	162.80	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P12	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	29.05 10.40	1.06 0.00	139.76 0.00	131.85	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)

P13	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	29.05 10.40	1.06 0.00	139.76 0.00	131.85	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P14	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	29.11 10.44	2.34 0.00	139.71 0.25	59.71	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P15	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	29.11 10.44	2.34 0.00	139.71 0.25	59.71	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P16	45.00 X 85.00	RR 9.61 RR 5.09	28.52 9.98	6.13 7.02	122.21 140.11	19.94	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P17	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	28.35 9.86	0.81 4.45	46.60 257.11	57.79	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P18	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	28.32 9.83	0.82 4.27	49.39 256.47	60.08	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P19	45.00 X 85.00	RR 9.61 EL 10.18	28.35 9.86	0.81 4.45	46.60 257.11	57.79	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)
P20	45.00 X 85.00	RR 9.61 RR 5.09	28.52 9.98	6.13 7.03	122.21 140.11	19.94	3.14 (4 ø 10.0) 6.28 (8 ø 10.0)

Quadro de Cargas e Taxa de Compressão Permanente nos Pilares

FUNDAÇÃO						
Pilares	Seção (cm)	Nmáx (kN)	Nmin (kN)	Nperm (kN)	Taxa de compressão (bruta)	Taxa de compressão (homogeneizada)
P1	45x85	21.94	0.00	30.72	0.00	0.00
P2	45x85	21.81	0.00	30.53	0.00	0.00
P3	45x85	21.78	0.00	30.50	0.00	0.00
P4	45x85	21.81	0.00	30.53	0.00	0.00
P5	45x85	21.94	0.00	30.72	0.00	0.00
P6	45x85	22.39	0.00	31.35	0.00	0.00
P7	45x85	22.39	0.00	31.35	0.00	0.00
P8	45x85	22.35	0.00	31.29	0.00	0.00
P9	45x85	22.35	0.00	31.29	0.00	0.00
P10	45x85	22.35	0.00	31.28	0.00	0.00
P11	45x85	22.35	0.00	31.28	0.00	0.00
P12	45x85	22.35	0.00	31.29	0.00	0.00
P13	45x85	22.35	0.00	31.29	0.00	0.00
P14	45x85	22.39	0.00	31.35	0.00	0.00
P15	45x85	22.39	0.00	31.35	0.00	0.00
P16	45x85	21.94	0.00	30.72	0.00	0.00
P17	45x85	21.81	0.00	30.53	0.00	0.00
P18	45x85	21.78	0.00	30.50	0.00	0.00
P19	45x85	21.81	0.00	30.53	0.00	0.00
P20	45x85	21.94	0.00	30.72	0.00	0.00

Vigas do pavimento FUNDAÇÃO

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kN.m)	As	Als	Md (kN.m)	As	Als	
VB1	2.65	3 ø 8.0		-5.09	3 ø 8.0		
	2.62	3 ø 8.0		-5.34	3 ø 8.0		
	2.62	3 ø 8.0		-5.24	3 ø 8.0		
		3 ø 8.0		-5.34	3 ø 8.0		
	2.65	3 ø 8.0		-5.09	3 ø 8.0		
VB2	2.65	3 ø 8.0		-5.09	3 ø 8.0		
	2.62	3 ø 8.0		-5.34	3 ø 8.0		
	2.62	3 ø 8.0		-5.24	3 ø 8.0		
		3 ø 8.0		-5.34	3 ø 8.0		
	2.65	3 ø 8.0		-5.09	3 ø 8.0		
VB3	2.97	3 ø 8.0		-5.51	3 ø 8.0		
	2.92	3 ø 8.0		-6.07	3 ø 8.0		
	2.91	3 ø 8.0		-5.91	3 ø 8.0		
	2.91	3 ø 8.0		-5.86	3 ø 8.0		
	2.92	3 ø 8.0		-5.91	3 ø 8.0		
	2.97	3 ø 8.0		-6.07	3 ø 8.0		
VB4	2.97	3 ø 8.0		-5.51	3 ø 8.0		
	2.92	3 ø 8.0		-6.07	3 ø 8.0		
	2.91	3 ø 8.0		-5.91	3 ø 8.0		
	2.91	3 ø 8.0		-5.86	3 ø 8.0		
	2.92	3 ø 8.0		-5.91	3 ø 8.0		
	2.97	3 ø 8.0		-6.07	3 ø 8.0		

Esforços da Viga VB1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 4.50 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)	Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)		
P1		0.80						
1	4.92 4.68	4.68	2.00	0.00	0.00	0.00		
P2		0.45						
2	4.91 4.67	4.67	2.00	0.00	0.00	0.00		
P3		0.45						
3	4.91 4.67	4.67	2.00	0.00	0.00	0.00		
P4		0.45						
4	4.92 4.68	4.68	2.00	0.00	0.00	0.00		
P5		0.80						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
	Nd (kN)	Rd (kN)					
P1				4.88			
1	2.21	0.00	6.44		2.65		-5.09 -5.34
P2				9.86			
2	1.42	0.00	6.39		2.62		-5.20 -5.24
P3				9.83			
3	1.42	0.00	6.39		2.62		-5.24 -5.20
P4				9.86			
4	2.21	0.00	6.44		2.65		-5.34 -5.09
P5				4.88			

Esforços da Viga VB2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 4.50 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)	Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)		
P16		0.80						
1	4.92 4.68	4.68	2.00	0.00	0.00	0.00		
P17		0.45						
2	4.91 4.67	4.67	2.00	0.00	0.00	0.00		
P18		0.45						
3	4.91 4.67	4.67	2.00	0.00	0.00	0.00		
P19		0.45						
4	4.92 4.68	4.68	2.00	0.00	0.00	0.00		
P20		0.80						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
	Nd (kN)	Rd (kN)					
P16				4.88			
1	2.21	0.00	6.44		2.65		-5.09 -5.34
P17				9.86			
2	1.42	0.00	6.39		2.62		-5.20 -5.24
P18				9.83			
3	1.42	0.00	6.39		2.62		-5.24 -5.20
P19				9.86			
4	2.21	0.00	6.44		2.65		-5.34 -5.09
P20				4.88			

Esforços da Viga VB3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 4.50 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)	Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)		
P16		0.45						
1	5.19 4.95	4.95	2.00	0.00	0.00	0.00		
P14		0.45						
2	5.19 4.95	4.95	2.00	0.00	0.00	0.00		
P12		0.45						
3	5.19 4.95	4.95	2.00	0.00	0.00	0.00		
P10		0.45						
4	5.19 4.95	4.95	2.00	0.00	0.00	0.00		
P8		0.45						
5	5.19 4.95	4.95	2.00	0.00	0.00	0.00		
P6		0.45						
6	5.19 4.95	4.95	2.00	0.00	0.00	0.00		
P1		0.45						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
	Nd (kN)	Rd (kN)					
P16				5.11			
1	3.71	0.00	6.86		2.97		-5.51 -6.07
P14				10.44			
2	1.81	0.00	6.78		2.92		-5.76 -5.91
P12				10.40			
3	1.12	0.00	6.76		2.91		-5.81 -5.86
P10				10.39			
4	1.12	0.00	6.76		2.91		-5.86

							-5.81
P8				10.40			
5	1.81	0.00	6.78		2.92		-5.91
							-5.76
P6				10.44			
6	3.71	0.00	6.86		2.97		-6.07
							-5.51
P1				5.11			

Esforços da Viga VB4

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 4.50 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados								
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (m)	Larg Barra (m)	Carga distribuída - Viga		Carga distribuída - Lajes (*)		Temperatura Caso T1 Caso T2 (°C)	Retração (‰)
			Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)	Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)		
P20		0.45						
1	5.19 4.95	4.95	2.00	0.00	0.00	0.00		
P15		0.45						
2	5.19 4.95	4.95	2.00	0.00	0.00	0.00		
P13		0.45						
3	5.19 4.95	4.95	2.00	0.00	0.00	0.00		
P11		0.45						
4	5.19 4.95	4.95	2.00	0.00	0.00	0.00		
P9		0.45						
5	5.19 4.95	4.95	2.00	0.00	0.00	0.00		
P7		0.45						
6	5.19 4.95	4.95	2.00	0.00	0.00	0.00		
P5		0.45						

* A carga distribuída proveniente das lajes apresentada no relatório é uma média das reações das barras da grelha ligadas ao trecho, e não é usada pelo programa no dimensionamento da viga. Para o dimensionamento, o programa usa os esforços obtidos a partir da análise da estrutura.

Envoltória							
Pilar Trecho	Esforço axial		Vd (kN)	Rmáx (kN)	Mdmáx (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)
	Nd (kN)	Rd (kN)					
P20				5.11			
1	3.71	0.00	6.86		2.97		-5.51 -6.07
P15				10.44			
2	1.81	0.00	6.78		2.92		-5.76 -5.91
P13				10.40			
3	1.12	0.00	6.76		2.91		-5.81 -5.86
P11				10.39			
4	1.12	0.00	6.76		2.91		-5.86

							-5.81
P9				10.40			
5	1.81	0.00	6.78		2.92		-5.91
							-5.76
P7				10.44			
6	3.71	0.00	6.86		2.97		-6.07
							-5.51
P5				5.11			

Resultados da Viga VB1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 4.50 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 10 (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P1	0.80			3 ø 8.0 1.20					0.01
1	4.68	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P2	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
2	4.67	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P3	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
3	4.67	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P4	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
4	4.68	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P5	0.80			3 ø 8.0 1.20					0.01

Resultados da Viga VB2

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 4.50 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 10 (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P16	0.80			3 ø 8.0 1.20					0.01
1	4.68	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P17	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
2	4.67	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P18	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
3	4.67	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P19	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
4	4.68	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P20	0.80			3 ø 8.0 1.20					0.01

Resultados da Viga VB3

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 4.50 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 10 (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P16	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
1	4.95	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P14	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
2	4.95	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P12	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
3	4.95	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P10	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
4	4.95	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P8	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
5	4.95	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P6	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
6	4.95	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P1	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01

Resultados da Viga VB4

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 4.50 cm	Peso específico = 25.00 kN/m³

Dados			Resultados						
Pilar Trecho	Apoio 1 e 10 (m)	Seção (cm)	As Inf (cm²)	As Sup (cm²)	As esq trecho (cm²)	Asw min (cm²)	As dir trecho (cm²)	Asw Pele (cm²)	Fissura (mm)
P20	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
1	4.95	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P15	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
2	4.95	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P13	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
3	4.95	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P11	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
4	4.95	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P9	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
5	4.95	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P7	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01
6	4.95	20.00 x 40.00	3 ø 8.0 1.20			ø 5.0 c/ 20			0.00
P5	0.45			3 ø 8.0 1.20					0.01

Cálculo da viga VB1

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 4.50 cm	Peso específico = 25.00 kN/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 = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 2.21 kN situação: GE Meq = 0.32 kN.m As = 0.15 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.26 cm		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.04 kN.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 1.42 kN situação: GE Meq = 0.21 kN.m As = 0.16 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.25 cm		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.01 kN.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 1.42 kN situação: GE Meq = 0.21 kN.m As = 0.16 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.25 cm		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.01 kN.m fiss = 0.00 mm
4 4-4	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 2.21 kN situação: GE Meq = 0.32 kN.m As = 0.15 cm² A's = 0.00 cm²		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19

				yLN = 0.26 cm		F = 0.00 kN M = 2.04 kN.m fiss = 0.00 mm
--	--	--	--	---------------	--	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 2.21 kN situação: GE Meq = 0.32 kN.m As = 0.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 3.92 kN.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 2.21 kN situação: GE Meq = 0.32 kN.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.50 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 4.11 kN.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 1.42 kN situação: GE Meq = 0.21 kN.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 4.03 kN.m fiss = 0.01 mm
4	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 2.21 kN situação: GE Meq = 0.32 kN.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.50 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 4.11 kN.m fiss = 0.01 mm
5	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 2.21 kN situação: GE Meq = 0.32 kN.m As = 0.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 3.92 kN.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 6.44 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
2 2-2	Vd = 6.39 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
3 3-3	Vd = 6.39 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
4 4-4	Vd = 6.44 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.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 = 57.34 kN k = 1.04		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.03		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
3 3-3	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.03		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
4 4-4	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.04		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da viga VB2

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 4.50 cm	Peso específico = 25.00 kN/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 = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 2.21 kN situação: GE Meq = 0.32 kN.m As = 0.15 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.26 cm		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.04 kN.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 1.42 kN situação: GE Meq = 0.21 kN.m As = 0.16 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.25 cm		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.01 kN.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 1.42 kN situação: GE Meq = 0.21 kN.m As = 0.16 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.25 cm		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.01 kN.m fiss = 0.00 mm
4 4-4	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 2.21 kN situação: GE Meq = 0.32 kN.m As = 0.15 cm² A's = 0.00 cm²		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19

				yLN = 0.26 cm		F = 0.00 kN M = 2.04 kN.m fiss = 0.00 mm
--	--	--	--	---------------	--	--

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 2.21 kN situação: GE Meq = 0.32 kN.m As = 0.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 3.92 kN.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 2.21 kN situação: GE Meq = 0.32 kN.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.50 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 4.11 kN.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 1.42 kN situação: GE Meq = 0.21 kN.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 4.03 kN.m fiss = 0.01 mm
4	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 2.21 kN situação: GE Meq = 0.32 kN.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.50 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 4.11 kN.m fiss = 0.01 mm
5	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 2.21 kN situação: GE Meq = 0.32 kN.m As = 0.31 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 3.92 kN.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 6.44 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
2 2-2	Vd = 6.39 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
3 3-3	Vd = 6.39 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
4 4-4	Vd = 6.44 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.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 = 57.34 kN k = 1.04		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.03		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
3 3-3	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.03		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
4 4-4	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.04		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da viga VB3

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 4.50 cm	Peso específico = 25.00 kN/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 = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 3.71 kN situação: GE Meq = 0.54 kN.m As = 0.15 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.31 cm		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.28 kN.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 1.81 kN situação: GE Meq = 0.26 kN.m As = 0.17 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.28 cm		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.24 kN.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 1.12 kN situação: GE Meq = 0.16 kN.m As = 0.18 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.27 cm		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.24 kN.m fiss = 0.00 mm
4 4-4	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 1.12 kN situação: GE Meq = 0.16 kN.m As = 0.18 cm² A's = 0.00 cm²		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19

				yLN = 0.27 cm		F = 0.00 kN M = 2.24 kN.m fiss = 0.00 mm
5 5-5	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm		Fd = 1.81 kN situação: GE Meq = 0.26 kN.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.28 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.24 kN.m fiss = 0.00 mm
6 6-6	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm		Fd = 3.71 kN situação: GE Meq = 0.54 kN.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.31 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.28 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 3.71 kN situação: GE Meq = 0.54 kN.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.54 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 4.24 kN.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 3.71 kN situação: GE Meq = 0.54 kN.m As = 0.36 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.59 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 4.67 kN.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 1.81 kN situação: GE Meq = 0.26 kN.m As = 0.37 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.55 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 4.54 kN.m fiss = 0.01 mm
4	Md = 14.23 kN.m	Fd = 1.12 kN		As = 1.20 cm ²

	$A_s = 0.96 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 1.28 \text{ cm}$	situação: GE $Meq = 0.16 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.38 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.54 \text{ cm}$		$(3\phi 8.0 - 1.51 \text{ cm}^2)$ $d = 34.60 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.19$ $F = 0.00 \text{ kN}$ $M = 4.51 \text{ kN.m}$ $fiss = 0.01 \text{ mm}$
5	$M_d = 14.23 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.96 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 1.28 \text{ cm}$	$F_d = 1.81 \text{ kN}$ situação: GE $Meq = 0.26 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.37 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.55 \text{ cm}$		$A_s = 1.20 \text{ cm}^2$ $(3\phi 8.0 - 1.51 \text{ cm}^2)$ $d = 34.60 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.19$ $F = 0.00 \text{ kN}$ $M = 4.54 \text{ kN.m}$ $fiss = 0.01 \text{ mm}$
6	$M_d = 14.23 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.96 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 1.28 \text{ cm}$	$F_d = 3.71 \text{ kN}$ situação: GE $Meq = 0.54 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.36 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.59 \text{ cm}$		$A_s = 1.20 \text{ cm}^2$ $(3\phi 8.0 - 1.51 \text{ cm}^2)$ $d = 34.60 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.19$ $F = 0.00 \text{ kN}$ $M = 4.67 \text{ kN.m}$ $fiss = 0.01 \text{ mm}$
7	$M_d = 14.23 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.96 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 1.28 \text{ cm}$	$F_d = 3.71 \text{ kN}$ situação: GE $Meq = 0.54 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.32 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.54 \text{ cm}$		$A_s = 1.20 \text{ cm}^2$ $(3\phi 8.0 - 1.51 \text{ cm}^2)$ $d = 34.60 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.19$ $F = 0.00 \text{ kN}$ $M = 4.24 \text{ kN.m}$ $fiss = 0.01 \text{ mm}$

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$V_d = 6.86 \text{ kN}$ $VR_{d2} = 323.38 \text{ kN}$	$T_d = 0.00 \text{ kN.m}$ $TR_{d2} = 15.50 \text{ kN.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.02$
2 2-2	$V_d = 6.78 \text{ kN}$ $VR_{d2} = 323.38 \text{ kN}$	$T_d = 0.00 \text{ kN.m}$ $TR_{d2} = 15.50 \text{ kN.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.02$
3 3-3	$V_d = 6.76 \text{ kN}$ $VR_{d2} = 323.38 \text{ kN}$	$T_d = 0.00 \text{ kN.m}$ $TR_{d2} = 15.50 \text{ kN.m}$	$V_d/VR_{d2} + T_d/TR_{d2} = 0.02$

4 4-4	Vd = 6.76 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
5 5-5	Vd = 6.78 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
6 6-6	Vd = 6.86 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.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 = 57.34 kN k = 1.06		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.03		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
3 3-3	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.02		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
4 4-4	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.02		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
5 5-5	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.03		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
6 6-6	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.06		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Cálculo da viga VB4

Pavimento FUNDAÇÃO - Lance 1

fck = 25.00 MPa	Ecs = 24150 MPa
Cobrimento = 4.50 cm	Peso específico = 25.00 kN/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 = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 3.71 kN situação: GE Meq = 0.54 kN.m As = 0.15 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.31 cm		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.28 kN.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 1.81 kN situação: GE Meq = 0.26 kN.m As = 0.17 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.28 cm		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.24 kN.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 1.12 kN situação: GE Meq = 0.16 kN.m As = 0.18 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 0.27 cm		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.24 kN.m fiss = 0.00 mm
4 4-4	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm² A's = 0.00 cm² yLN = 1.28 cm		Fd = 1.12 kN situação: GE Meq = 0.16 kN.m As = 0.18 cm² A's = 0.00 cm²		As = 1.20 cm² (3ø8.0 - 1.51 cm²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19

				yLN = 0.27 cm		F = 0.00 kN M = 2.24 kN.m fiss = 0.00 mm
5 5-5	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm		Fd = 1.81 kN situação: GE Meq = 0.26 kN.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.28 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.24 kN.m fiss = 0.00 mm
6 6-6	retangular bw = 20.00 cm h = 40.00 cm	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm		Fd = 3.71 kN situação: GE Meq = 0.54 kN.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.31 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 2.28 kN.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 3.71 kN situação: GE Meq = 0.54 kN.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.54 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 4.24 kN.m fiss = 0.01 mm
2	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 3.71 kN situação: GE Meq = 0.54 kN.m As = 0.36 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.59 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 4.67 kN.m fiss = 0.01 mm
3	Md = 14.23 kN.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 1.81 kN situação: GE Meq = 0.26 kN.m As = 0.37 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.55 cm		As = 1.20 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 34.60 cm % armad. = 0.19 F = 0.00 kN M = 4.54 kN.m fiss = 0.01 mm
4	Md = 14.23 kN.m	Fd = 1.12 kN		As = 1.20 cm ²

	$A_s = 0.96 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 1.28 \text{ cm}$	situação: GE $Meq = 0.16 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.38 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.54 \text{ cm}$		$(3\phi 8.0 - 1.51 \text{ cm}^2)$ $d = 34.60 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.19$ $F = 0.00 \text{ kN}$ $M = 4.51 \text{ kN.m}$ $fiss = 0.01 \text{ mm}$
5	$Md = 14.23 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.96 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 1.28 \text{ cm}$	$Fd = 1.81 \text{ kN}$ situação: GE $Meq = 0.26 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.37 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.55 \text{ cm}$		$A_s = 1.20 \text{ cm}^2$ $(3\phi 8.0 - 1.51 \text{ cm}^2)$ $d = 34.60 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.19$ $F = 0.00 \text{ kN}$ $M = 4.54 \text{ kN.m}$ $fiss = 0.01 \text{ mm}$
6	$Md = 14.23 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.96 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 1.28 \text{ cm}$	$Fd = 3.71 \text{ kN}$ situação: GE $Meq = 0.54 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.36 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.59 \text{ cm}$		$A_s = 1.20 \text{ cm}^2$ $(3\phi 8.0 - 1.51 \text{ cm}^2)$ $d = 34.60 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.19$ $F = 0.00 \text{ kN}$ $M = 4.67 \text{ kN.m}$ $fiss = 0.01 \text{ mm}$
7	$Md = 14.23 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.96 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 1.28 \text{ cm}$	$Fd = 3.71 \text{ kN}$ situação: GE $Meq = 0.54 \text{ kN.m}$ $A_s = 0.32 \text{ cm}^2$ $A's = 0.00 \text{ cm}^2$ $y_{LN} = 0.54 \text{ cm}$		$A_s = 1.20 \text{ cm}^2$ $(3\phi 8.0 - 1.51 \text{ cm}^2)$ $d = 34.60 \text{ cm}$ $\% \text{ armad.} = 0.19$ $F = 0.00 \text{ kN}$ $M = 4.24 \text{ kN.m}$ $fiss = 0.01 \text{ mm}$

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

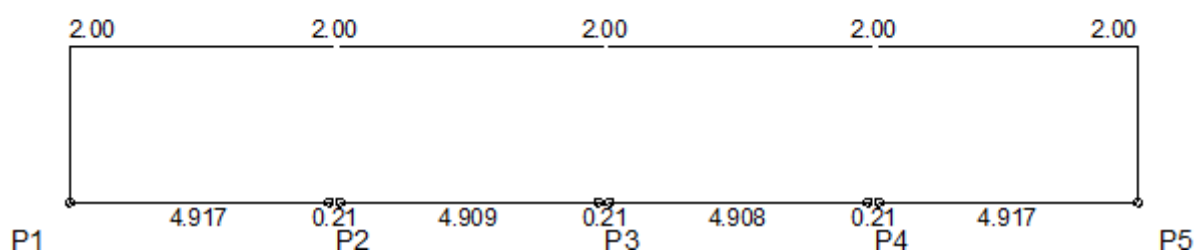
Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	$Vd = 6.86 \text{ kN}$ $VRd2 = 323.38 \text{ kN}$	$Td = 0.00 \text{ kN.m}$ $TRd2 = 15.50 \text{ kN.m}$	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02$
2 2-2	$Vd = 6.78 \text{ kN}$ $VRd2 = 323.38 \text{ kN}$	$Td = 0.00 \text{ kN.m}$ $TRd2 = 15.50 \text{ kN.m}$	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02$
3 3-3	$Vd = 6.76 \text{ kN}$ $VRd2 = 323.38 \text{ kN}$	$Td = 0.00 \text{ kN.m}$ $TRd2 = 15.50 \text{ kN.m}$	$Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02$

4 4-4	Vd = 6.76 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
5 5-5	Vd = 6.78 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02
6 6-6	Vd = 6.86 kN VRd2 = 323.38 kN	Td = 0.00 kN.m TRd2 = 15.50 kN.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.02

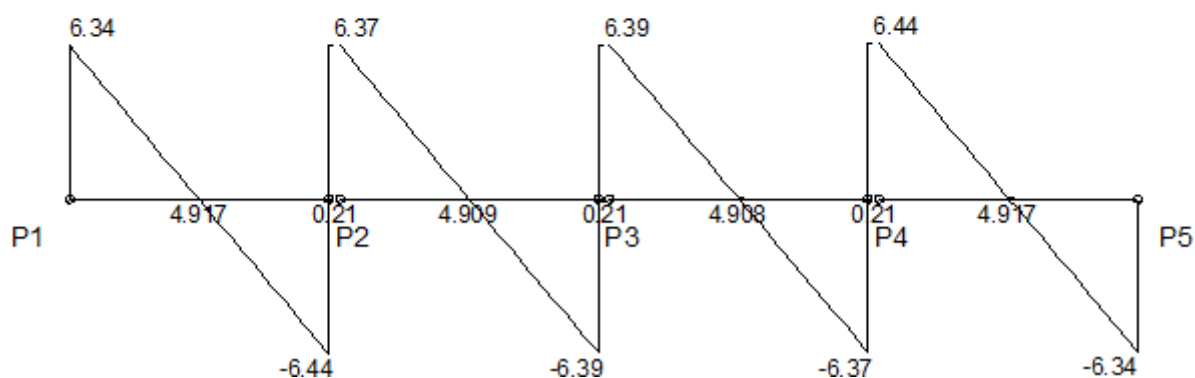
Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armada. à esquerda	Armada. mínima	Armada. à direita	Dados torção	Armada. de torção
1 1-1	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.06		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
2 2-2	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.03		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
3 3-3	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.02		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
4 4-4	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.02		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
5 5-5	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.03		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			
6 6-6	d = 34.60 cm Vc0 = 57.34 kN k = 1.06		Vmin = 27.98 kN Aswmin = 2.05 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 20			

Diagramas: VIGA VB1 - FUNDAÇÃO

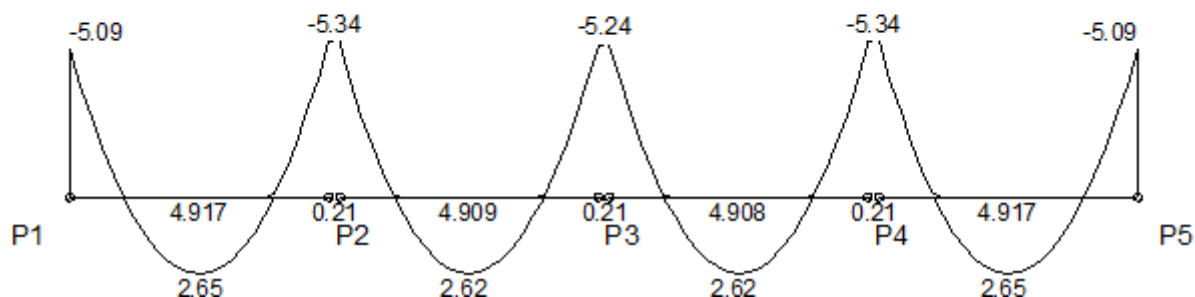
CARREGAMENTO [kN/m;m]



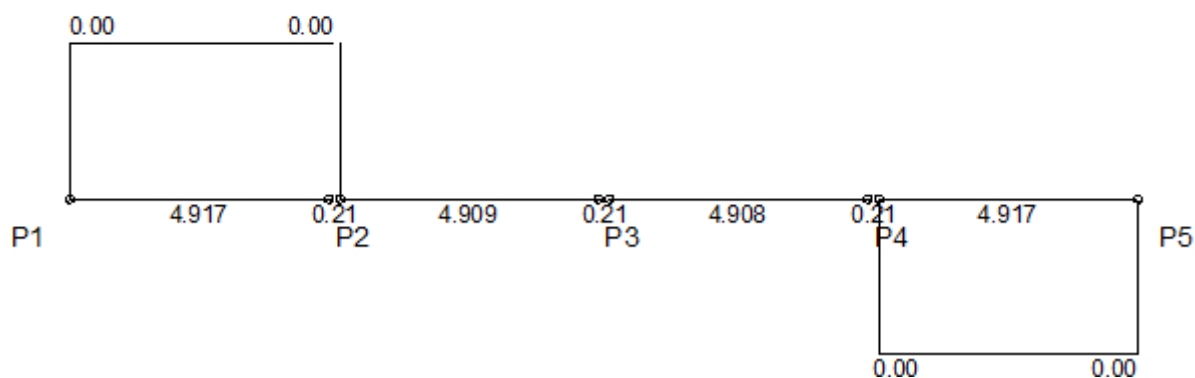
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



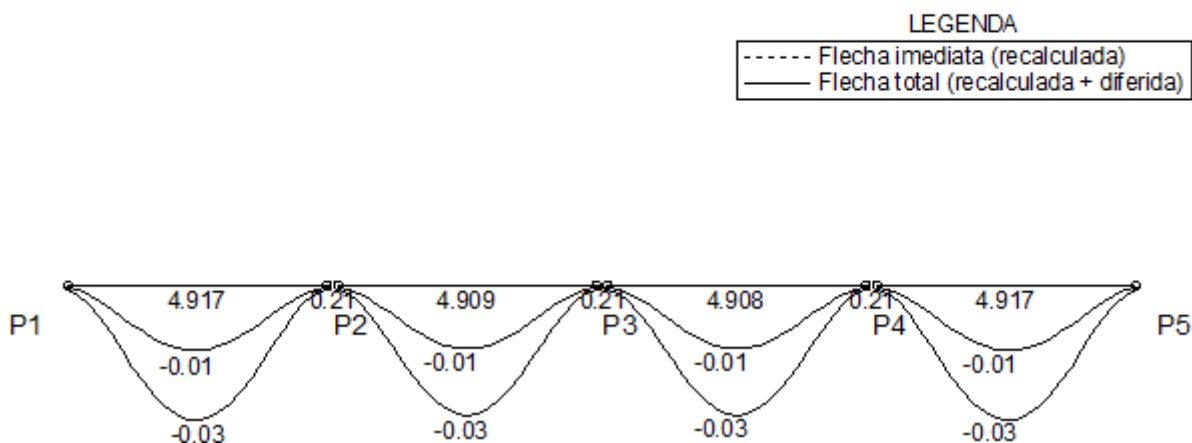
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



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



DESLOCAMENTOS [cm;m]

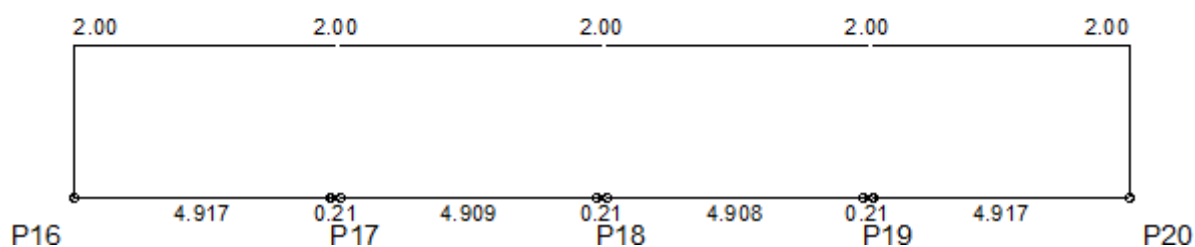


Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	2.254	-0.01	2.250	-0.01	2.250	-0.01	2.254
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	2.254	-0.01	2.250	-0.01	2.250	-0.01	2.254
Flecha diferida	-0.01	2.254	-0.01	2.250	-0.01	2.250	-0.01	2.254
Flecha total	-0.03	2.459	-0.03	2.454	-0.03	2.250	-0.03	2.254

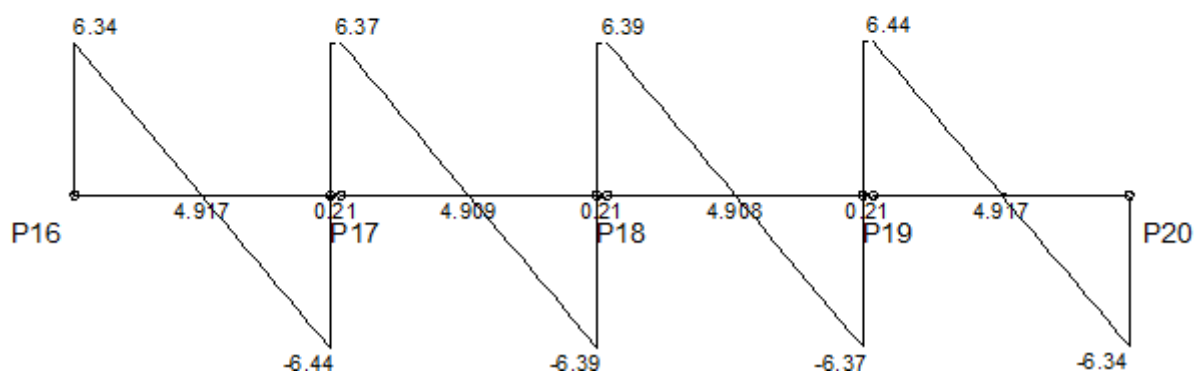
Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10					
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m ⁴ E-4)	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67
Inércia fissurada (m ⁴ E-4)	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22
Momento de fissuração (kN.m)	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52
Momento em serviço (kN.m)	-3.81	2.06	-4.17	-4.17	2.02	-4.03	-4.03	2.02	-4.17	-4.17	2.06	-3.81
Comprimento do sub-trecho (cm)	98.91	286.57	106.22	102.95	283.82	104.09	104.08	283.81	102.95	106.22	286.57	98.91
Inércia equivalente (m ⁴ E-4)	10.67		10.67		10.67		10.67		10.67		10.67	
Multiplicador flecha total	2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06	

Diagramas: VIGA VB2 - FUNDAÇÃO

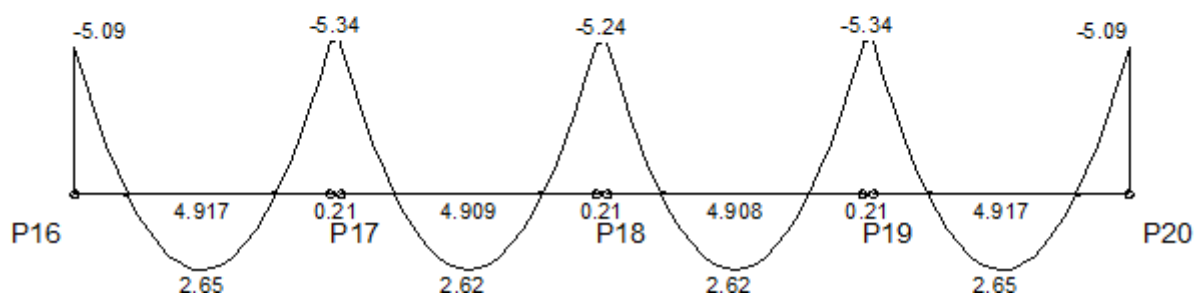
CARREGAMENTO [kN/m;m]



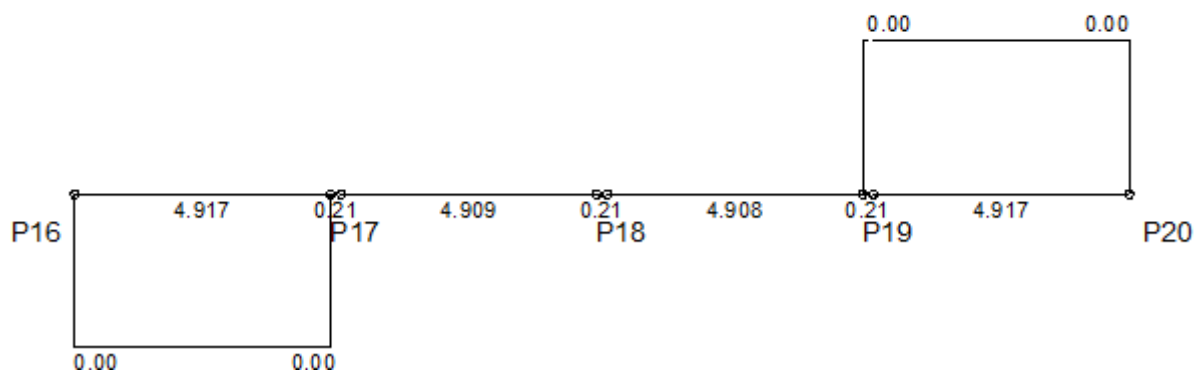
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



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



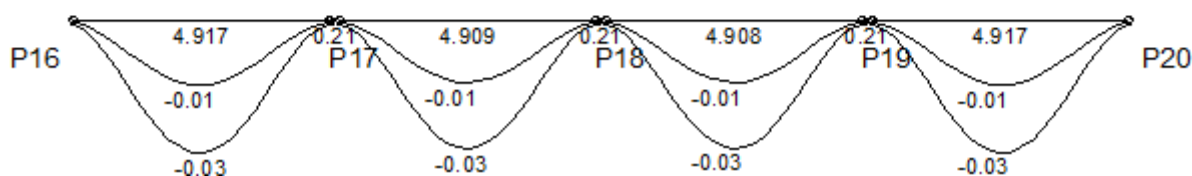
MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kN.m;m]



DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)

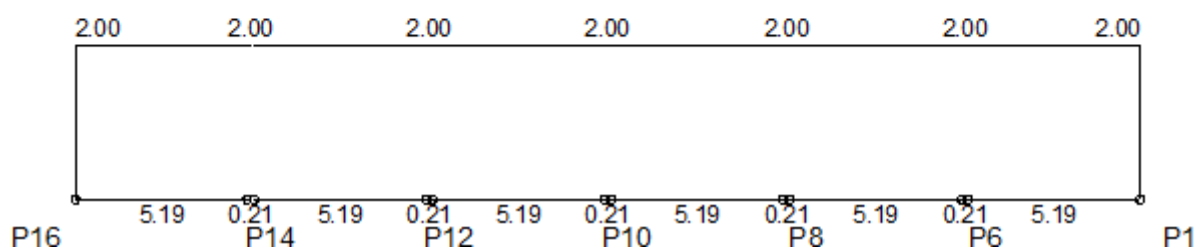


Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7	
	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição	Valor	Posição
Flecha imediata	-0.01	2.254	-0.01	2.250	-0.01	2.250	-0.01	2.254
Flecha imediata (recalculada)	-0.01	2.254	-0.01	2.250	-0.01	2.250	-0.01	2.254
Flecha diferida	-0.01	2.254	-0.01	2.250	-0.01	2.250	-0.01	2.254
Flecha total	-0.03	2.459	-0.03	2.454	-0.03	2.250	-0.03	2.254

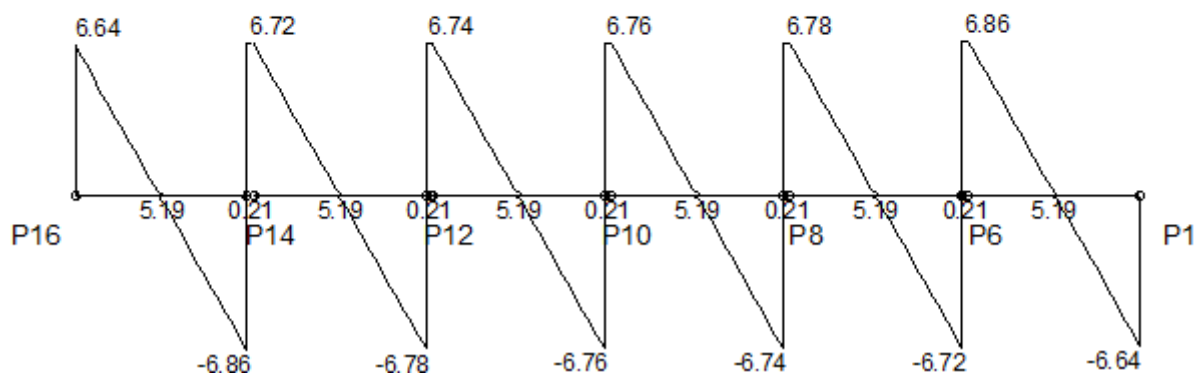
Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10					
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m ⁴ E-4)	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67
Inércia fissurada (m ⁴ E-4)	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22
Momento de fissuração (kN.m)	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52
Momento em serviço (kN.m)	-3.81	2.06	-4.17	-4.17	2.02	-4.03	-4.03	2.02	-4.17	-4.17	2.06	-3.81
Comprimento do sub-trecho (cm)	98.91	286.57	106.22	102.95	283.82	104.09	104.08	283.81	102.95	106.22	286.57	98.91
Inércia equivalente (m ⁴ E-4)	10.67		10.67		10.67		10.67		10.67		10.67	
Multiplicador flecha total	2.06		2.06		2.06		2.06		2.06		2.06	

Diagramas: VIGA VB3 - FUNDAÇÃO

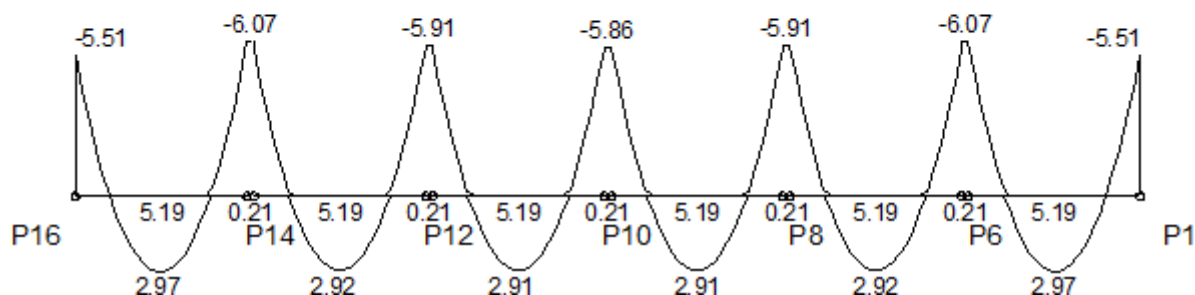
CARREGAMENTO [kN/m;m]



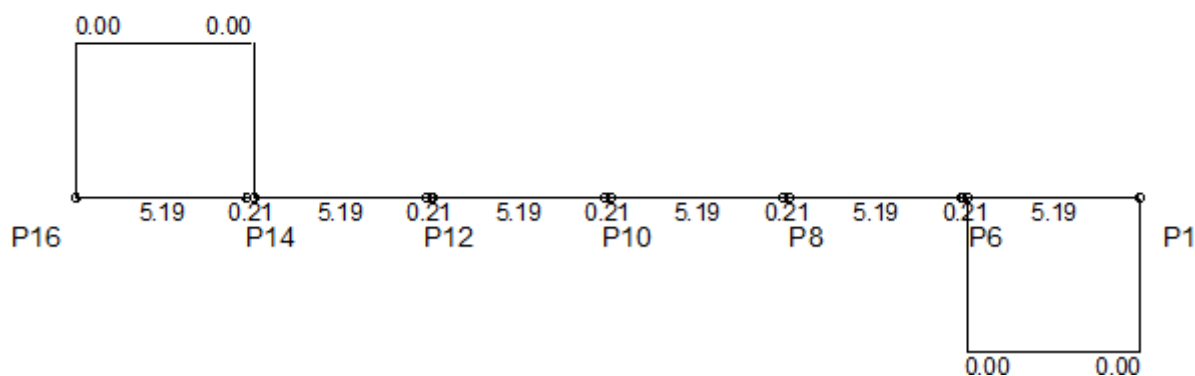
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



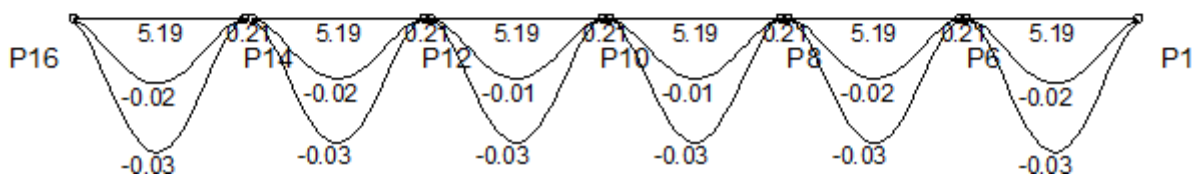
MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (Mtd) [kN.m;m]



DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

----- Flecha imediata (recalculada)
 ——— Flecha total (recalculada + diferida)



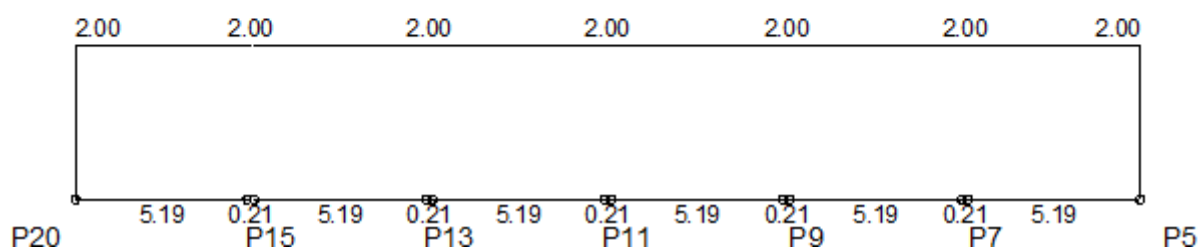
Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9		Vão 11	
	Valo r	Posiçã o	Valo r	Posiçã o	Valo r	Posiçã o	Valo r	Posiçã o	Valo r	Posiçã o	Valo r	Posiçã o
Flecha imediata	-0.02	2.284	-0.02	2.491	-0.01	2.491	-0.01	2.491	-0.02	2.491	-0.02	2.491
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	2.284	-0.02	2.491	-0.01	2.491	-0.01	2.491	-0.02	2.491	-0.02	2.491
Flecha diferida	-0.02	2.284	-0.02	2.491	-0.02	2.491	-0.02	2.491	-0.02	2.491	-0.02	2.491
Flecha total	-0.03	2.284	-0.03	2.284	-0.03	2.284	-0.03	2.284	-0.03	2.284	-0.03	2.491

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13		Vão 16							
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F
Inércia da seção bruta (m ⁴ E-4)	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67
Inércia fissurada (m ⁴ E-4)	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22
Momento de fissuração (kN.m)	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52
Momento em serviço	-4.00	2.34	-4.80	-4.80	2.25	-4.56	-4.56	2.24	-4.51	-4.51	2.24	-4.56	-4.56	2.25	-4.80	-4.80	2.34	-4.00

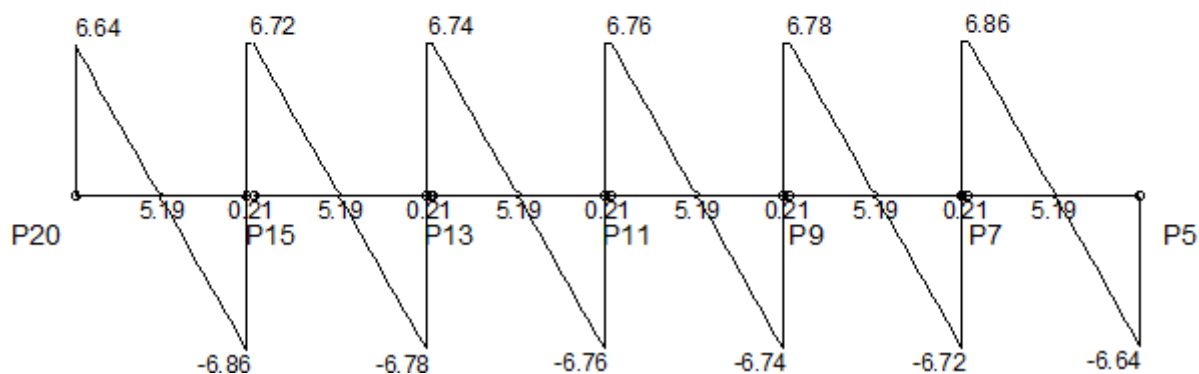
(kN.m)																		
Comprimento do sub-trecho (cm)	99.13	305.21	114.65	107.78	299.97	111.25	109.26	299.56	110.18	110.18	299.56	109.26	111.25	299.97	107.78	114.65	305.21	99.13
Inércia equivalente (m4 E-4)	10.67			10.67			10.67			10.67			10.67			10.67		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06			2.06			2.06			2.06			2.06		

Diagramas: VIGA VB4 - FUNDAÇÃO

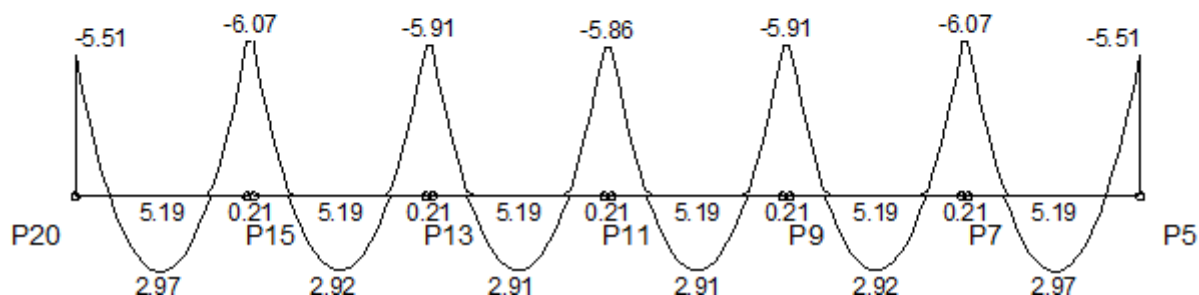
CARREGAMENTO [kN/m;m]



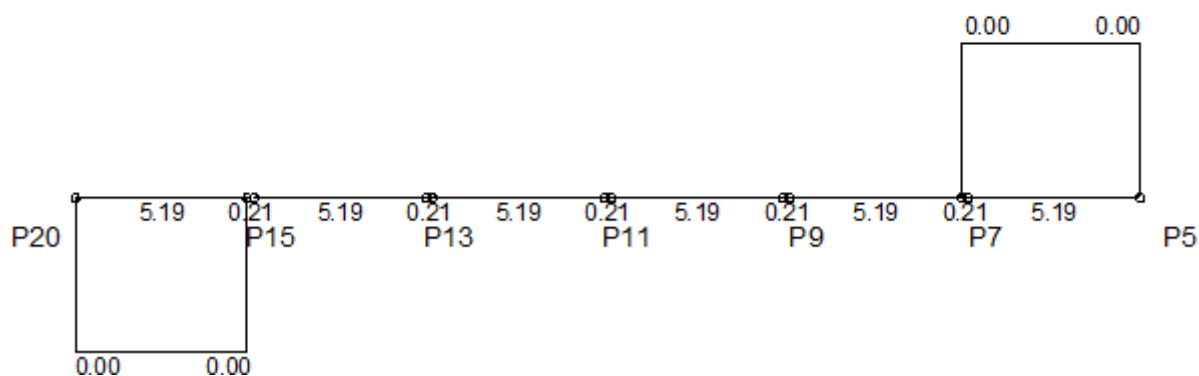
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



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



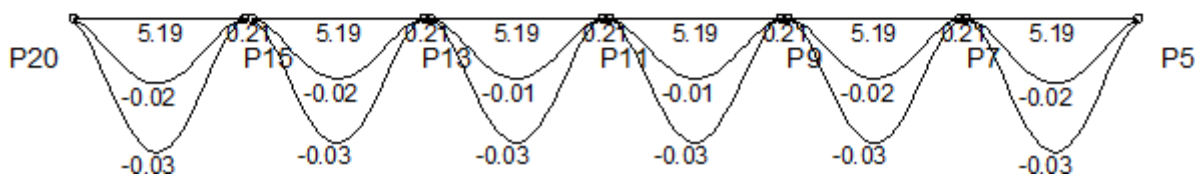
MOMENTOS TORSORES DE CÁLCULO (M_{td}) [kN.m;m]



DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

----- Flecha imediata (recalculada)
—— Flecha total (recalculada + diferida)



Envoltória	Vão 1		Vão 3		Vão 5		Vão 7		Vão 9		Vão 11	
	Valo r	Posiçã o	Valo r	Posiçã o	Valo r	Posiçã o	Valo r	Posiçã o	Valo r	Posiçã o	Valo r	Posiçã o
Flecha imediata	-0.02	2.284	-0.02	2.491	-0.01	2.491	-0.01	2.491	-0.02	2.491	-0.02	2.491
Flecha imediata (recalculada)	-0.02	2.284	-0.02	2.491	-0.01	2.491	-0.01	2.491	-0.02	2.491	-0.02	2.491
Flecha diferida	-0.02	2.284	-0.02	2.491	-0.02	2.491	-0.02	2.491	-0.02	2.491	-0.02	2.491
Flecha total	-0.03	2.284	-0.03	2.284	-0.03	2.284	-0.03	2.284	-0.03	2.284	-0.03	2.491

Envoltória	Vão 1		Vão 4		Vão 7		Vão 10		Vão 13		Vão 16								Nó F
	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	Nó I	Vão	Nó F	
Inércia da seção bruta (m ⁴ E-4)	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67
Inércia fissurada (m ⁴ E-4)	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22
Momento de fissuração (kN.m)	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52	20.52
Momento em serviço	-4.00	2.34	-4.80	-4.80	2.25	-4.56	-4.56	2.24	-4.51	-4.51	2.24	-4.56	-4.56	2.25	-4.80	-4.80	2.34	-4.00	-4.00

(kN.m)																		
Comprimento do sub-trecho (cm)	99.13	305.21	114.65	107.78	299.97	111.25	109.26	299.56	110.18	110.18	299.56	109.26	111.25	299.97	107.78	114.65	305.21	99.13
Inércia equivalente (m4 E-4)	10.67			10.67			10.67			10.67			10.67			10.67		
Multiplicador flecha total	2.06			2.06			2.06			2.06			2.06			2.06		

Cuiabá, 20 de junho de 2024.

MAGNO SILVA BAHIA
ENGENHEIRO CIVIL
CREA 121754849-1