

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO
ARMADO, LOCALIZADO NO NÚCLEO HABITACIONAL DO
CAFUNDÁ EM JACAREPAGUÁ - RJ**

ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER E PEDRO REZENDE PORTO

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL II EM ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO
ARMADO, LOCALIZADO NO NÚCLEO HABITACIONAL DO
CAFUNDÁ EM JACAREPAGUÁ - RJ**

ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER E PEDRO REZENDE PORTO

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Paulo Chaves de Rezende Martins, *Dr. ECP*

(Orientador)

Prof. Marcos Honorato de Oliveira, *D. Sc.*

(Examinador interno)

Alexandre Domingues Campos, *M. Sc*

(Examinador externo)

BRASÍLIA/DF: 11/12/2019

FICHA CATALOGRÁFICA

MÜLLER, ANDRÉ BUCHMANN

PORTO, PEDRO REZENDE

Análise Estrutural de um Edifício em Concreto Armado, Localizado no Núcleo Habitacional do Cafundá em Jacarepaguá - RJ. [Distrito Federal] 2019.

xxv, 133p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2019)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Concreto Armado

2. Análise Estrutural

3. Jacarepaguá

4. Pré Dimensionamento

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Bacharel)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MÜLLER, A. B. e PORTO, P. R. (2019). Análise Estrutural de um Edifício em Concreto Armado, Localizado no Núcleo Habitacional do Cafundá em Jacarepaguá - RJ. Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 133p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTORES: André Buchmann Müller e Pedro Rezende Porto.

TÍTULO: Análise Estrutural de um Edifício em Concreto Armado, Localizado no Núcleo Habitacional do Cafundá em Jacarepaguá - RJ.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2019

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. Os autores reservam outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito dos autores.

André Buchmann Müller
SHIS QI 9 conjunto 18 casa 01 – Lago Sul
CEP: 71.625-180 Brasília – DF – Brasil
e-mail: andrebuchmannmuller@gmail.com

Pedro Rezende Porto
SQSW 105 bloco F ap. 103 – Sudoeste
CEP: 70.670-426 Brasília – DF – Brasil
e-mail: pedrorporto@gmail.com

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer à minha família, pelo apoio incondicional, principalmente nos momentos de crise. Sem a ajuda de vocês, não teria passado do primeiro semestre.

Aos meus grandes amigos Pedro Cavalcanti Barroso e Gustavo Zorzeto Bittencourt, pela dose de loucura e inspiração necessárias para continuar seguindo em frente.

Ao Xingzhe Zhou, meu irmão do outro lado do mundo.

Aos meus amigos Pedro Saraiva de Oliveira, João Victor Livramento dos Santos, Marcos Antônio Mathias, Athos Carvalho, Luís Alberto Souto, Sergio Horta Müller, Anna Clara Lopes, Julia Frecchiane Alves, Isabella Bizinoto, Matheus Sanches dos Santos, Naraja Menezes de Souza, Pedro Rezende Porto e Frederico Maranhão, por me acolherem sempre que foi preciso. Sou imensamente grato por poder compartilhar um pouco dessa vida com vocês.

Aos colegas da Turma 100 e da Concreta, pela ajuda, pelas risadas e pela companhia.

Ao Esdras Minikoski Arancibia, e todos os outros colegas do Banco do Brasil, pelo aprendizado.

Finalmente, agradeço também à Universidade de Brasília e os professores do Departamento de Engenharia Civil pela oportunidade. Tenho muito orgulho de ter estudado nessa instituição, e espero poder honrar tudo que aprendi pelo resto da minha vida.

Em memória de Armando José Buchmann, meu querido avô, e maior inspiração.

André Buchmann Müller

AGRADECIMENTOS

Gostaria de começar agradecendo minha família. Em especial meus pais, Márcia e Gilberto, e irmãos, Clara e João, por sempre me apoiarem e me darem suporte ao longo desses anos.

Gostaria de agradecer meus outros irmãos Luís Justianiano, Mateus Diniz e Pedro Diniz por participarem dessa jornada desde o começo

Aos meus colegas de turma pelos momentos vividos ao longo do curso.

Aos engenheiros Alexandre Campos e João Brígido por terem me acolhido e ensinado tanto nesses últimos dois anos.

À Universidade de Brasília e ao Departamento de Engenharia Civil, em especial ao professor e orientador Paulo Chaves por compartilhar um pouco do seu conhecimento.

Pedro Rezende Porto

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	OBJETIVOS	1
1.2	CONTEXTUALIZAÇÃO INICIAL.....	1
1.3	PARÂMETROS E CONSIDERAÇÕES	5
1.3.1	Materiais	5
2	INTRODUÇÃO TEÓRICA	7
2.1	COMBINAÇÕES DE CARGA	7
2.2	ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE VIGAS E LAJES.....	10
2.2.1	Solicitações de flexão	10
2.2.2	Estádios de flexão	10
2.2.3	Modos de ruptura.....	13
2.2.4	Hipóteses de cálculo	13
2.2.5	Domínios de deformação.....	14
2.2.6	Equilíbrio da seção de concreto armado para flexão simples.....	18
2.2.7	Lajes	22
2.2.8	Dimensionamento à Punção	23
2.2.9	Cálculo de Flechas.....	29
2.3	ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PILARES.....	36
2.3.1	Carregamentos.....	36
2.3.2	Resistências	58
2.4	SOFTWARE UTILIZADO	62
2.4.1	Grelhas TQS	62
2.4.2	Pórtico espacial TQS	64
3	RESULTADOS DA ANÁLISE	69
3.1	CONSIDERAÇÕES DE CARGA.....	69

3.2	LAJES E VIGAS	73
3.2.1	Momentos fletores	73
3.2.2	Flechas	75
3.3	PILARES	83
3.3.1	Grupo I.....	87
3.3.2	Grupo II	92
3.3.3	Grupo III.....	95
3.4	ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL	99
4	TRATAMENTO DOS RESULTADOS.....	102
4.1	NOVA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL.....	102
4.1.1	Lajes e Vigas	103
4.1.2	Pilares	105
4.1.3	Estabilidade Global	106
4.2	DIMENSIONAMENTO	108
4.2.1	Lajes	108
4.2.2	Vigas.....	110
4.2.3	Pilares	111
5	CONCLUSÕES.....	113
5.1	CONCLUSÕES DAS ANÁLISES INICIAIS.....	113
5.2	CONCLUSÕES APÓS DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE FINAL	114
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	115
	ANEXOS	

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 - Valores mínimos para o cobrimento de acordo com a classe de agressividade ambiental	6
Tabela 2.1 - Combinações de carga para os diferentes estados limite	9
Tabela 2.2 - Valores do coeficiente γ_{f2} para ações de diferentes naturezas.....	9
Tabela 2.3 - Valores adotados para K	25
Tabela 2.4 - Valores de deslocamento-limite para diferentes situações.....	30
Tabela 2.5 - Classificação dos pilares	54
Tabela 3.1 - Parâmetros utilizados para determinar a carga de vento	71
Tabela 3.2 - Coeficientes de arrasto	73
Tabela 3.3 - Parâmetros para determinação da taxa de armadura ρ	79
Tabela 3.4 - Valores dos coeficientes κ_0 e κ_t	82
Tabela 3.5 - Valores das flechas iniciais e finais prováveis	83
Tabela 3.6 - Legenda dos casos de combinações utilizados.....	84
Tabela 3.7 - Valores do índice de esbeltez para os pavimentos	85
Tabela 3.8 - Esforços no pilar P12 no lance 7	88
Tabela 3.9 - Esforços no pilar P12 no lance 6	89
Tabela 3.10 - Esforços no pilar P12 no lance 5	91
Tabela 3.11 - Esforços no pilar P12 no lance 4	92
Tabela 3.12 - Esforços no pilar P17 no lance 6	93
Tabela 3.13 - Esforços no pilar P17 no lance 5	94
Tabela 3.14 - Esforços no pilar P17 no lance 4	95
Tabela 3.15 - Esforços no pilar P15 no lance 6	96
Tabela 3.16 - Esforços no pilar P15 no lance 5	98
Tabela 3.17 - Esforços no pilar P15 no lance 4	99
Tabela 3.18 - Casos de carregamento horizontal.....	99
Tabela 3.19 – Parâmetros γ_z e α para cada caso.....	99
Tabela 3.20 - Razão entre os momentos de primeira ordem e do desaprumo	101
Tabela 3.21 - Valores corrigidos para o coeficiente de arrasto	101
Tabela 3.22 - Deslocamento horizontal total do edifício.....	101
Tabela 3.23 - Deslocamento horizontais entre pisos	102

Tabela 4.1 - Esforços e armações no novo modelo	104
Tabela 4.2 – Parâmetros do método dos coeficientes globais no novo modelo	104
Tabela 4.3 - Flechas no novo modelo.....	105
Tabela 4.4 - Novos coeficientes de estabilidade global, Υ_z e α	107
Tabela 4.5 - Novos valores de deslocamento horizontal absoluto	107
Tabela 4.6 - Novos valores de deslocamento entre os pisos	107
Tabela 4.7 - Grupos de pilares e pilar crítico	112

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Imagem aérea da edificação.....	2
Figura 1.2 - Foto da edificação.....	2
Figura 1.3 - Corte esquemático.....	3
Figura 1.4 - Planta de arquitetura do térreo.....	4
Figura 1.5 - Planta de arquitetura dos pavimentos inferior e superior.....	4
Figura 1.6 - Planta de arquitetura do pavimento de circulação.....	5
Figura 2.1 - Características da seção transversal para o estádio I.....	11
Figura 2.2 - Características da seção transversal para o estádio II.....	12
Figura 2.3 - Características da seção transversal para o estádio III.....	12
Figura 2.4 - Domínios de deformação.....	15
Figura 2.5 - Equilíbrio da seção transversal para o cálculo da área de aço.....	18
Figura 2.6 - Diagrama simplificado tensão-deformação do aço.....	21
Figura 2.7 - Diagrama simplificado tensão-deformação concreto.....	21
Figura 8 - Configurações geométricas dos perímetros críticos C e C'.....	24
Figura 9 - Caso em que existem furos na laje.....	25
Figura 10 - Contorno crítico C'.....	28
Figura 11 - Espaçamento da armadura de punção.....	28
Figura 12 - Armadura para colapso progressivo.....	29
Figura 2.13 - Relação entre a flecha medida e as flechas nos estádios I e II.....	34
Figura 2.14 - Determinação do coeficiente S1 para as diferentes localizações da edificação.....	38
Figura 2.15 - Parametros meteorológicos para determinação do coeficiente S2.....	41
Figura 2.16 - Valores mínimos do coeficiente S3 para o grupo da edificação.....	42
Figura 2.17 - Ábaco para determinação do coeficiente de arrasto - Ventos de baixa turbulência.....	43
Figura 2.18 - Ábaco para determinação do coeficiente de arrasto - Ventos de alta turbulência.....	44
Figura 19 - Imperfeições globais.....	44
Figura 2.20 - Desaprumo no lance de um pilar.....	46
Figura 2.21 - Flambagem de uma haste submetida a força normal de compressão.....	51
Figura 2.22 - Determinação do comprimento de flambagem do pilar.....	52

Figura 2.23 - Diagrama momento curvatura para obtenção da rigidez secante do pilar	56
Figura 2.27 - Comprimento equivalente de pilares parede.....	57
Figura 2.24 - Seção transversal considerada para flexão composta oblíqua	58
Figura 2.25 - Exemplo de ábaco para dimensionamento a flexão composta oblíqua	60
Figura 2.26 - Envoltória resistente de um pilar e seus pontos de solicitação	62
Figura 2.28 - Sistema local de coordenadas para cada barra do pórtico e da grelha.....	64
Figura 2.29 - Representação do modelo IV de cálculo.....	65
Figura 2.30 - Tipos de pórticos gerados para análise estrutural com o modelo VI.....	66
Figura 2.31 - Caracterização de trechos rígidos	67
Figura 2.32 - Representação dos apoios como elásticos	68
Figura 2.33 - Geometria utilizada para determinar a força de vento	68
Figura 2.34 - Representação da divisão da carga de vento ao longo dos lances	69
Figura 3.1 - Croqui do patamar da escada.....	70
Figura 3.2 - Isopletas para o território brasileiro.....	72
Figura 3.3 - Faixas de esforços negativos no editor do programa.....	74
Figura 3.4 - Faixa de esforço negativa após homogeneização	75
Figura 3.5 - Pontos de cálculo da flecha para o pavimento inferior.....	77
Figura 3.6 - Pontos de cálculo da flecha para os pavimentos de circulação e superior.....	77
Figura 3.7 - Pontos de cálculo da flecha para a cobertura.....	77
Figura 3.8 - Valores de κ_0 para as condições apresentadas	81
Figura 3.9 - Valores de κ_t para as condições apresentadas.....	81
Figura 3.10 – Configuração de barras crítica utilizada.....	86
Figura 3.11 - Envoltória de resistência do pilar P12 no lance 7 - Carregamento mais crítico.	88
Figura 3.12 - Envoltória de resistência do pilar P12 no lance 6 - Carregamento mais crítico.	89
Figura 3.13 - Envoltória de resistência do pilar P12 no lance 5 - Carregamento mais crítico.	90
Figura 3.14 - Envoltória de resistência do pilar P12 no lance 5 - Carregamento menos crítico	90
Figura 3.15 - Envoltória de resistência do pilar P12 no lance 4 - Carregamento menos crítico	91
Figura 3.16 - Envoltória de resistência do pilar P17 no lance 6 - Carregamento mais crítico.	92
Figura 3.17 - Envoltória de resistência do pilar P17 no lance 5 - Carregamento mais crítico.	93

Figura 3.18 - Envoltória de resistência do pilar P17 no lance 5 - Carregamento menos crítico	94
Figura 3.19 - Envoltória de resistência do pilar P17 no lance 4 - Carregamento menos crítico	95
Figura 3.20 - Envoltória de resistência do pilar P15 no lance 6 - Carregamento mais crítico .	96
Figura 3.21 - Envoltória de resistência do pilar P15 no lance 5 - Carregamento mais crítico .	97
Figura 3.22 - Envoltória de resistência do pilar P15 no lance 5 - Carregamento menos crítico	97
Figura 3.23 - Envoltória de resistência do pilar P15 no lance 4 - Carregamento menos crítico	98

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
(EI)	Rigidez do elemento considerado
A_e	Área lateral da edificação sobre a qual o vento incide
A_s	Área de aço
C_a	Coefficiente de arrasto para cada direção do vento
E_{CS}	Módulo de elasticidade secante do concreto
F_R	Esforço resistente
F_S	Esforço solicitante
F_a	Força atuante devido ao vento
F_d	Esforço de projeto
F_k	Esforço característico
F_r	Fator de rajada
I_{II}	Momento de inércia relativo ao eixo II puro
I	Momento de inércia
I_c	Momento de inércia da seção bruta de concreto
$M_{Rd,xx}$	Momento resistente da seção do pilar ao longo do eixo x considerando flexão composta reta
$M_{Rd,yy}$	Momento resistente da seção do pilar ao longo do eixo y considerando flexão composta reta
M_{min}	Momento mínimo
M_r	Momento de fissuração
M_{xd}	Momento de projeto atuando ao longo da direção x
M_{yd}	Momento de projeto atuando ao longo da direção y
N_d	Força normal de projeto atuando sobre o pilar
S_1	Fator topográfico do terreno

S_2	Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura da mesma sobre o terreno
S_3	Fator estatístico
V_0	Velocidade básica do vento
V_k	Velocidade característica do vento
a_0	Flecha inicial provável pelo método dos coeficientes globais
a_t	Flecha final provável pelo método dos coeficientes globais
a_c	Flecha inicial
a_i	Flecha inicial
a_f	Flecha diferida no tempo
a_t	Flecha total
b_w	Largura da seção considerada
c_{nom}	Cobrimento nominal
d	Distância entre o centroide da armação de tração e a fibra mais comprimida da seção
d_v	Altura do morro
d'	Distância entre o centroide da armação de compressão e a fibra mais comprimida da seção
e_a	Excentricidade acidental
e_1	Excentricidade de primeira ordem
f_{ck}	Resistência característica do concreto a compressão uniaxial
f_{cd}	Resistência de projeto do concreto a compressão uniaxial
f_{ct}	Resistência direta do concreto a tração
f_{yk}	Tensão de escoamento característica do aço
f_{yd}	Tensão de escoamento de projeto do aço
h	Altura da seção considerada
h_{fic}	Altura fictícia para determinação do coeficiente de fluência

i_x	Raio de giração ao longo de x
i_y	Raio de giração ao longo de y
k_d	Coefficiente da altura útil da seção
k_{md}	Coefficiente do momento fletor de cálculo
k_x	Altura relativa da linha neutra
k_z	Coefficiente do braço de alavanca relativo
l_1	Dimensão da edificação sobre a qual o vento atua
l_2	Dimensão da edificação sobre a qual o vento não atua
l_e	Vão efetivo
$l_{e,x}$	Comprimento de flambagem ao longo do eixo x
$l_{e,y}$	Comprimento de flambagem ao longo do eixo y
q_v	Pressão estática de uma rajada de vento
u_{ar}	Perímetro da peça em contato com o ar
x	Distância da linha neutra à fibra mais comprimida da seção
x_{II}	Distância da linha neutra à fibra mais comprimida da seção referente ao eixo II
y_t	Distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada
z	Braço de alavanca do binário interno
z_v	Altura entre o ponto que se está medindo o valor da força de vento e o terreno
Ψ	Coefficiente de ponderação que representa o valor de γ_{f2}
α	Parâmetro de estabilidade da edificação
α_f	Parâmetro dependente das condições de contorno da viga
α_b	Parâmetro de norma
α_e	Razão entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto
β_1	Coefficiente que caracteriza a aderência entre o concreto e o aço
β_2	Coefficiente que representa a natureza da carga
γ_f	Coefficiente de ponderação de cargas

γ_z	Parâmetro que mede a influência dos momentos de segunda ordem sobre os de primeira
δ	Coefficiente que depende do tipo de apoio da viga
ε_d	Deformação máxima (de encurtamento ou alongamento) de projeto
ε_{cu}	Deformação máxima no concreto quando sobre flexo-compressão
ε_{c2}	Deformação máxima no concreto quando sobre compressão uniforme
ζ_b	Coefficiente que determina a influência do estágio I e II puro na flecha final provável
η	Coefficiente de correção devido a presença da armadura de compressão
θ	Ângulo do talude ou do morro
θ_1	Ângulo de desaprumo
κ_{aprox}	Rigidez aproximada
κ_{sec}	Rigidez secante
κ_0	Parâmetro do método dos coeficientes globais para a determinação da flecha inicial
κ_1	Coefficiente para barras de alta aderência
κ_2	Coefficiente para barras de baixa aderência
κ_{cs}	Coefficiente de correção da retração
κ_t	Parâmetro do método dos coeficientes globais para a determinação da flecha final
κ_φ	Coefficiente de correção da fluência
λ	Parâmetro do diagrama parábola retângulo da tensão-deformação do concreto
λ_1	Índice de esbeltez para o qual pode ser desconsiderado o efeito de 2ª ordem
λ_x	Índice de esbeltez do pilar ao longo do eixo x
λ_y	Índice de esbeltez do pilar ao longo do eixo y
μ_x	Esforço adimensional de momento ao longo de x
μ_y	Esforço adimensional de momento ao longo de y
ν_0	Força normal adimensional

ρ	Taxa de armadura de tração
ρ'	Taxa de armadura de compressão
ξ	Coeficiente em função do tempo de aplicação da carga
φ	Coeficiente de fluência do concreto
ω	Taxa adimensional de armação

1 INTRODUÇÃO

1.1 OBJETIVOS

Esse trabalho tem como finalidade a análise dimensionamento estrutural de uma edificação utilizando parâmetros, definidos pela ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estrutura de concreto – Procedimento. Tal análise compreende, basicamente, na avaliação dos esforços nas lajes e pilares do edifício, das flechas nos pontos críticos da estrutura e numa análise de estabilidade global, com os coeficientes de estabilidade α e γ_z .

A partir dos resultados dessa verificação, serão definidos pontos que devem ser alterados no projeto para adequá-lo aos critérios desejados de segurança e serviço, prescritos pela norma técnica mencionada anteriormente. Uma vez sanados os pontos levantados por essa análise preliminar, o edifício será dimensionado.

O dimensionamento consiste em determinar a geometria dos elementos estruturais: vigas, lajes e pilares. Além disso, será determinada a armação necessária para cada um desses elementos.

1.2 CONTEXTUALIZAÇÃO INICIAL

O edifício, cuja análise estrutural é escopo da presente monografia, trata-se de um prédio residencial, localizado na Estrada do Cafundá, 1757, Jacarepaguá – RJ. Ele é um dos blocos residenciais construídos para compor o Núcleo Habitacional do Cafundá, que, em conjunto com outras instalações, como praças, quadras esportivas e estacionamentos, compõe o condomínio de edifícios que tem projeto arquitetônico datado de 1978.



Figura 1.1 - Imagem aérea da edificação

Fonte: Google Earth



Figura 1.2 - Foto da edificação

Fonte: Google Earth

O bloco em questão, é o número 11, de 12 pavimentos (sem contar o pilotis), executado em dois trechos idênticos que são divididos por uma junta de dilatação. Seu projeto arquitetônico possui uma peculiaridade no que se trata das divisões de pavimentos tipo. Existem três: o pavimento tipo inferior, o pavimento tipo circulação e o pavimento tipo superior.

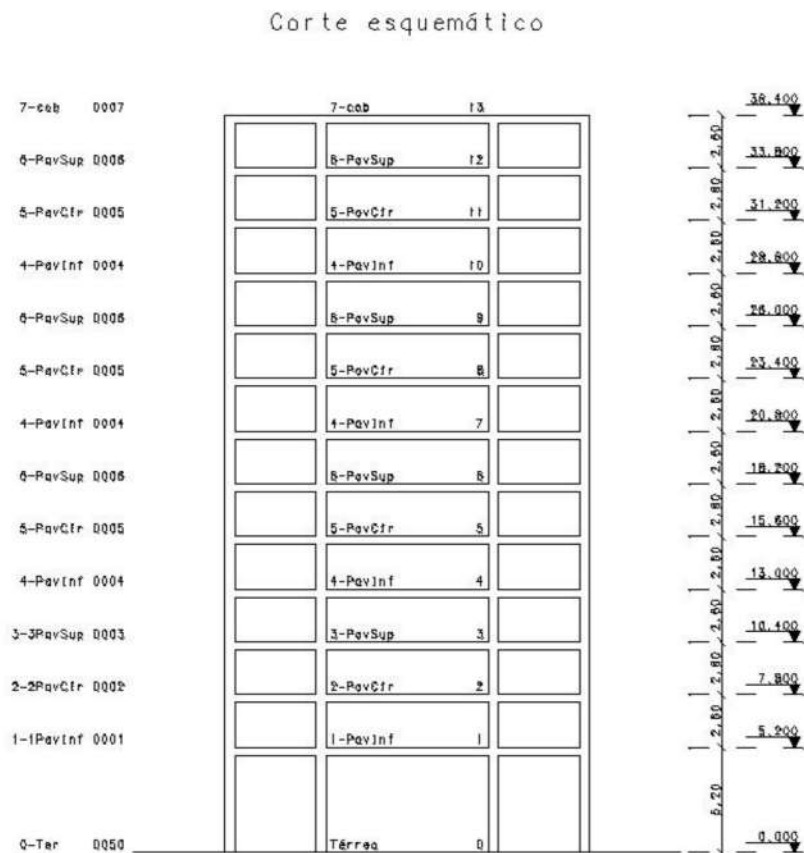


Figura 1.3 - Corte esquemático

Assim, o elevador, que possui caixa externa, possibilita o acesso somente de três em três pavimentos, com entradas em todos os pavimentos do tipo circulação. O acesso aos tipos inferior e superior é feito por meio de escadas localizadas na parte interna e central da planta baixa do edifício.

A modelagem estrutural é bastante influenciada pelas escolhas peculiares do projeto arquitetônico. Não existe a possibilidade de se utilizar vigas para a transferência de cargas das lajes para os pilares, devido ao pé direito reduzido dos pavimentos tipo, de 2,60 m, forçando a utilização de lajes cogumelo. Além disso, as dimensões e localização dos pilares já são fixadas, como mostram as plantas baixas. As extremidades transversais do edifício possuem balanço nas

duas direções. Os pavimentos tipo contam com *shafts* para a passagem de tubulações, nos locais de intercessão entre cada apartamento e furos nas lajes para a passagem das escadas de circulação. Há também passagem em todos os pavimentos para a escada principal do edifício (escada central). O pilotis possui pé direito duplo, de 5,20 m.

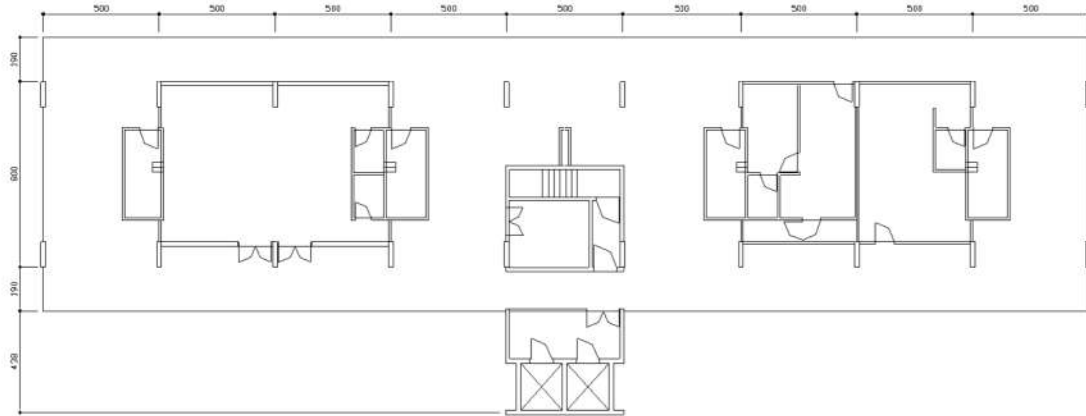


Figura 1.4 - Planta de arquitetura do térreo

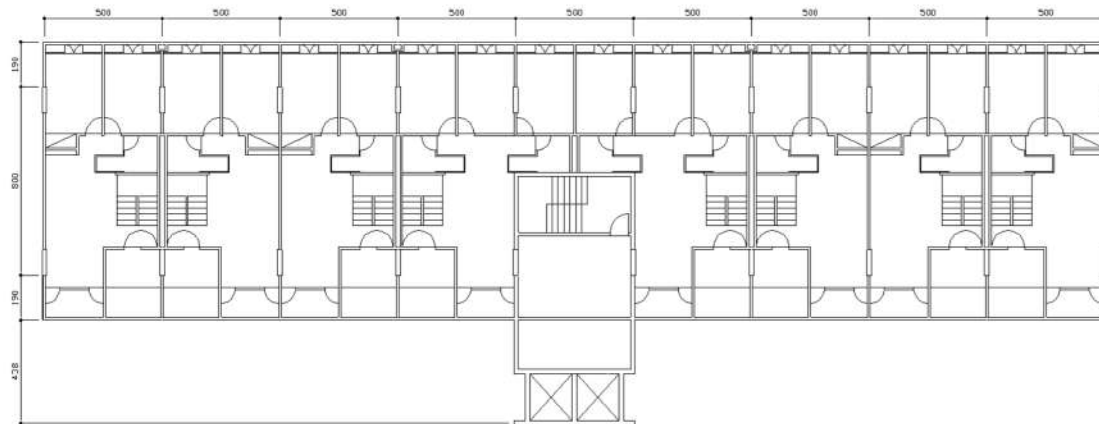


Figura 1.5 - Planta de arquitetura dos pavimentos inferior e superior

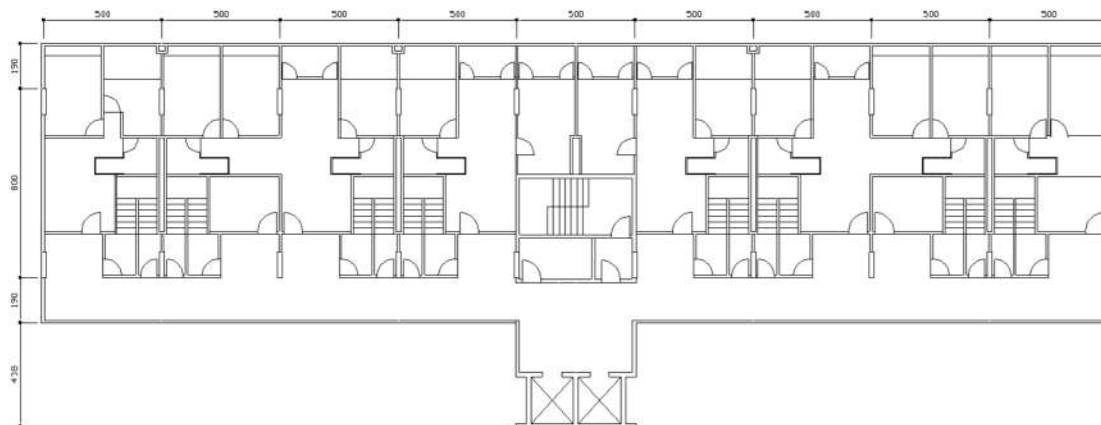


Figura 1.6 - Planta de arquitetura do pavimento de circulação

Sendo essas as únicas plantas disponíveis para que fosse possível a confecção do modelo estrutural de análise, se fez necessário estimar algumas dimensões que não estavam disponíveis, como a largura das paredes nos pavimentos tipo, tamanho das aberturas dos furos. Tal fato pode vir a distanciar os resultados do modelo com problemas reais que podem ter ocorrido no edifício.

As formas utilizadas para essa análise estão apresentadas nos anexos, de A até D, sendo cada uma correspondente a um pavimento específico.

1.3 PARÂMETROS E CONSIDERAÇÕES

1.3.1 Materiais

Quanto aos parâmetros de cálculo que serão considerados no estudo, a escolha da resistência característica à compressão do concreto e sua devida classe de agressividade são importantes na concepção inicial do projeto. Esses parâmetros alteram características importantes dos elementos estruturais, como a rigidez das peças de concreto armado ou o cobrimento necessário para as armaduras.

Como os valores utilizados na execução do edifício não foram fornecidos, foi necessário estimar os dois parâmetros em questão. Para o f_{ck} (resistência característica à compressão), foi utilizado o valor de 30 MPa, que é usual na indústria da construção civil. Já para a classe de agressividade, por se tratar de uma cidade costeira, foi adotado o nível III. Considerando que houve controle rigoroso de qualidade na fabricação, é permitindo uma redução $\Delta c = 5$ mm, como prescreve a NBR 6118:2014, em seu item 7.4.7.4.

Esse valor, Δc , é a tolerância de execução. Somando-se ela ao cobrimento mínimo, obtém-se o cobrimento nominal, que é apresentado na tabela abaixo, para os diferentes elementos de uma estrutura de concreto armado, e as respectivas classes de agressividade ambiental. Essa tabela, retirada da norma, considera $\Delta c = 10$ mm.

Tabela 1.1 - Valores mínimos para o cobrimento de acordo com a classe de agressividade ambiental

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Além de seguir a prescrição destes valores como mínimos, também deve-se ter cuidado no dimensionamento ao seguir as seguintes restrições (NBR 6118:2014):

$$\begin{cases} c_{nom} \geq \Phi_{barra} \\ c_{nom} \geq \Phi_{feixe} = \Phi_n = \Phi \cdot \sqrt{n} \\ c_{nom} \geq 0,5 \cdot \Phi_{bainha} \end{cases} \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

c_{nom} = comprimento nominal;

Φ_{barra} = diâmetro de uma barra da armadura;

Φ_n = diâmetro equivalente de um feixe de barras;

Φ_{bainha} = diâmetro da bainha de proteção.

2 INTRODUÇÃO TEÓRICA

2.1 COMBINAÇÕES DE CARGA

A combinação das cargas tem como finalidade obter os resultados mais desfavoráveis para a estrutura. Ela é a simplificação de um cálculo estatístico que considera a probabilidade de as ações ocorrerem de forma simultânea ao longo da vida útil da peça. Para cada análise realizada deve-se utilizar a devida combinação de carga. Para o ELU devem ser consideradas as combinações últimas e para o ELS deve-se utilizar as combinações de serviço.

Além da norma ABNT NBR 6118:2014, a norma ANBT NBR 8681:2003 define de forma mais clara os critérios de cada tipo de combinação. O valor de cálculo utilizado é obtido, de forma simplificada, pela multiplicação do valor característico da ação por um coeficiente de ponderação γ_f :

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k \quad \text{Equação 2}$$

Para cada tipo de ação (permanente, variável ou excepcional) e combinação analisada (normal ou excepcional) o valor do coeficiente de ponderação assume um valor diferente.

Ações permanentes são sempre consideradas em sua totalidade em todos os casos, isto é, elas não possuem coeficientes de minoração. Logo, o valor característico da parcela permanente é a soma dos valores individuais.

$$F_{gk} = \sum_{i=1}^n F_{g_i,k} \quad \text{Equação 3}$$

Para ações do tipo variável, o valor característico é obtido considerando um fator redutor γ_{f2} . Esse fator leva em consideração a baixa probabilidade de ações variáveis de natureza distinta ocorrerem em sua totalidade simultaneamente. Para encontrar o esforço característico de ações variáveis deve-se utilizar a fórmula:

$$F_{qk} = F_{q1k} + \sum_{j=1}^m \gamma_{f2j} \cdot F_{qj,k} \quad \text{Equação 4}$$

O esforço F_{q1k} é o esforço principal para a combinação considerada. Deve-se qual esforço é o principal de maneira a obter o resultado mais desfavorável para a estrutura. O coeficiente γ_{12} assume valores diferentes de acordo com a natureza do carregamento (vento, sobrecarga de utilização, etc). Esses valores podem ser encontrados na Tabela 11.2 – Valores do coeficiente γ_{12} da ANBT NBR 6118:2014.

2.1.1.1 Combinações últimas

São as combinações relacionadas com o estado-limite último da estrutura. Nesse tipo de combinação o coeficiente de ponderação é obtido a partir da multiplicação de outros dois coeficientes γ_{f1} γ_{f3} . O primeiro leva em consideração a variabilidade das ações e o segundo leva em consideração possíveis erros na determinação das ações (por exemplo lajes construídas com espessura maior do que a especificada). Para as combinações últimas o coeficiente γ_{12} assume o valor de Ψ_0 .

De maneira geral, para edifícios residenciais, utiliza-se apenas a combinação última normal. Combinações especiais ou de construção são consideradas quando a metodologia construtiva gerar algum carregamento (como utilizar as lajes dos pavimentos para apoiar uma grua).

A fórmula para a determinação do esforço de projeto para as combinações últimas pode ser escrita como:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot F_{qk} \quad \text{Equação 5}$$

No qual os valores característicos das ações são obtidos utilizando as fórmulas apresentadas. Os coeficientes de majoração γ_g e γ_q assumem o valor de 1,4 para combinações últimas normais e o coeficiente Ψ_0 varia de acordo com a natureza da ação.

2.1.1.2 Combinações de serviço

A combinação de serviço a ser utilizada depende do estado-limite que se está analisando. Existem três tipos de combinações de serviço: quase permanentes, frequentes e raras.

As combinações quase permanentes de serviço reproduzem a atuação de ações ao longo de grande parte do período de vida útil da estrutura. Essas combinações são utilizadas para o ELS-DEF.

As combinações frequentes de serviço reproduzem o efeito de ações que se repetem muitas vezes durante o período de vida útil da estrutura. Estão associadas a verificações do ELS-F, ELS-W e ELS-VE.

As combinações raras de serviço consideram ações que ocorrem algumas vezes ao longo da vida útil da estrutura. Sua consideração pode ser necessária para a verificação do ELS-F.

No quadro abaixo, tem-se um resumo das combinações utilizadas e dos respectivos coeficientes de redução dos valores das ações variáveis. O quadro reproduz a Tabela 11.4 da ANBT NBR 6118:2014.

Tabela 2.1 - Combinações de carga para os diferentes estados limite

Combinação de serviço	Estado limite associado	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes	ELS-DEF	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas reduzidas pelo coeficiente Ψ_0	$F_d = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações frequentes	ELS-W, ELS-F e ELS-VE	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal é multiplicada pelo coeficiente Ψ_1 e as demais ações pelo coeficientes Ψ_2	$F_d = \sum F_{gi,k} + \Psi_1 F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações raras	ELS-F	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal é considerada com seu valor característico e as demais ações pelo coeficientes Ψ_1	$F_d = \sum F_{gi,k} + F_{q1k} + \sum \Psi_{1j} F_{qj,k}$

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Assim como os valores do coeficiente Ψ_0 , os valores de Ψ_1 e Ψ_2 variam de acordo com a natureza da carga considerada. A tabela resume os valores desses coeficientes para as principais cargas encontradas em edifícios.

Tabela 2.2 - Valores do coeficiente γ_{f2} para ações de diferentes naturezas

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas acidentais em edifícios	Edifícios residenciais	0,5	0,4	0,3
	Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0,0

2.2 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE VIGAS E LAJES

Vigas são elementos lineares, ou seja, elementos cujo comprimento longitudinal é pelo menos três vezes maior do que a maior dimensão da seção transversal, que possuem a flexão como o esforço solicitante preponderante (NBR 6118, 2014).

Já as lajes, são elementos de superfície com designação de placa. Esse tipo de peça possui uma dimensão, chamada normalmente de espessura, cuja ordem de grandeza do tamanho é inferior as demais. Por serem placas, estas são planas (NBR 6118, 2014).

2.2.1 Solicitações de flexão

O dimensionamento das armaduras longitudinais nas vigas (CLÍMACO, 2016) é realizado para o estado-limite último (ELU), de forma a se obter o equilíbrio da seção de concreto. Assim, certifica-se que o conjunto de esforços resistentes gere envoltória que seja maior do que a envoltória dos esforços solicitantes (NBR 6118, 2014).

Para tanto, deve-se entender o que são os domínios de deformação em que as peças trabalham e os modos de ruptura que podem se configurar, pois estes definem os ELU para os quais se realiza o dimensionamento. Além disso, pode-se utilizar armadura dupla (armadura de compressão), ou considerar a seção transversal como uma viga T, com parte a parte adjacente da laje atuando na resistência das solicitações.

2.2.2 Estádios de flexão

Os chamados estádios de comportamento das vigas à flexão pura são, de forma simplificada, as diferentes fases pelas quais a peça passa no processo de ruptura. Eles servem para entender o comportamento do material sob acréscimo contínuo de carga até a ruptura. Um dos ensaios no qual pode-se observar esse fenômeno é o ensaio à flexão do tipo Stuttgart (CLÍMACO, 2016).

Há três estádios de flexão. Para cada estágio o comportamento da seção crítica do elemento estrutural varia. São eles:

2.2.2.1 Estádio I – Peça não fissurada:

Nessa fase inicial do carregamento, com baixos valores de momento fletor, as tensões normais nas fibras tracionadas são inferiores à resistência à tração do concreto. Nesse estágio de deformação pode-se assumir que o comportamento da seção é elástico. Já no

fim da fase, as primeiras fissuras começam a aparecer devido à plastificação da zona tracionada, em função da fragilidade local (CLÍMACO, 2016).

2.2.2.2 Estádio II – Peça fissurada:

Com a continuidade do ensaio, o aumento do momento fletor atuante, a zona tracionada da viga apresenta fissuração. A capacidade resistiva do concreto à tração está esgotada e o momento fletor é resistido por um binário formado pela tensão à compressão no concreto e pela tração no aço. O material ainda se encontra na fase elástica (as deformações no concreto são inferiores às deformações que caracterizam plastificação do material) (CLÍMACO, 2016).

2.2.2.3 Estádio III – Iminência de ruptura por flexão:

Aumentando mais a sollicitação do material ele chega ao estágio III. Nesse momento a peça apresenta fissuração elevada e a seção transversal trabalha no domínio plástico dos materiais. Considera-se que, quando o material chega no estágio III, ele já atingiu sua capacidade resistiva. A ruptura ocorrerá devido ao esmagamento do concreto ou à deformação excessiva do aço. Deve-se garantir que para cargas de serviço esse estágio não seja alcançado (CLÍMACO, 2016).

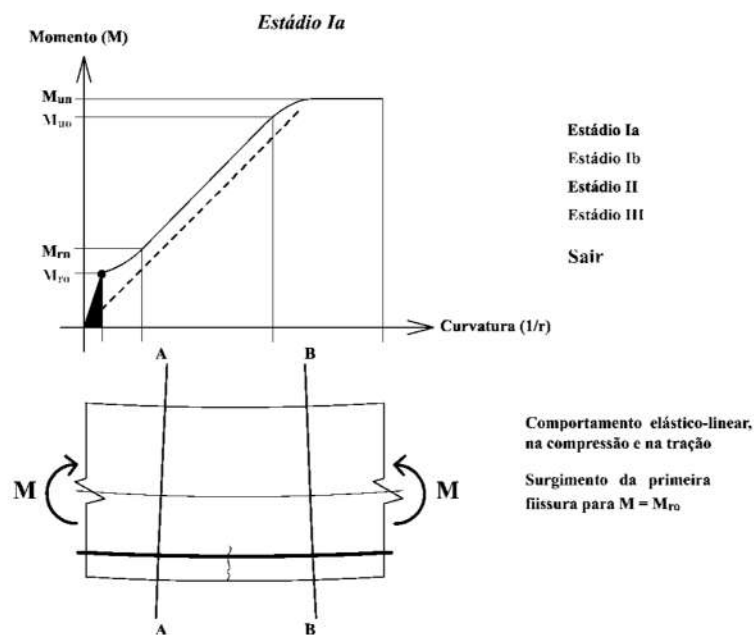


Figura 2.1 - Características da seção transversal para o estágio I

Fonte: <http://www.lmc.ep.usp.br/pesquisas/TecEdu/>

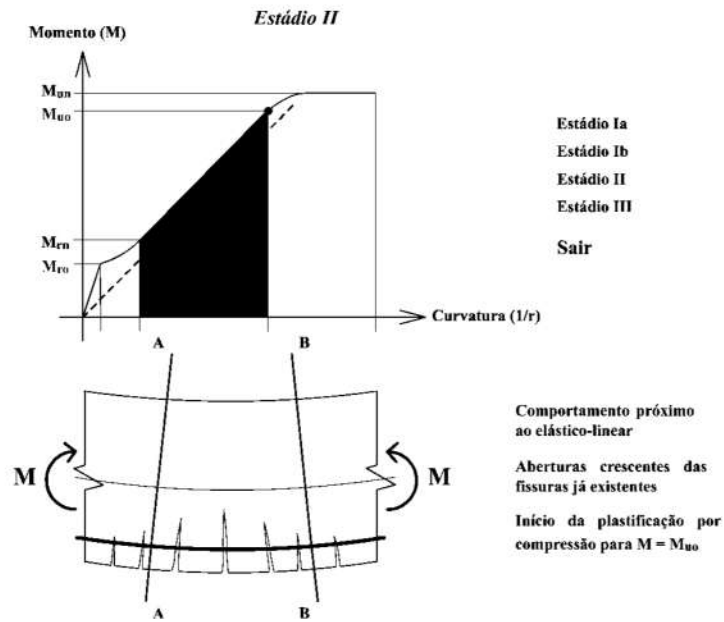


Figura 2.2 - Características da seção transversal para o estágio II

Fonte: <http://www.lmc.ep.usp.br/pesquisas/TecEdu/>

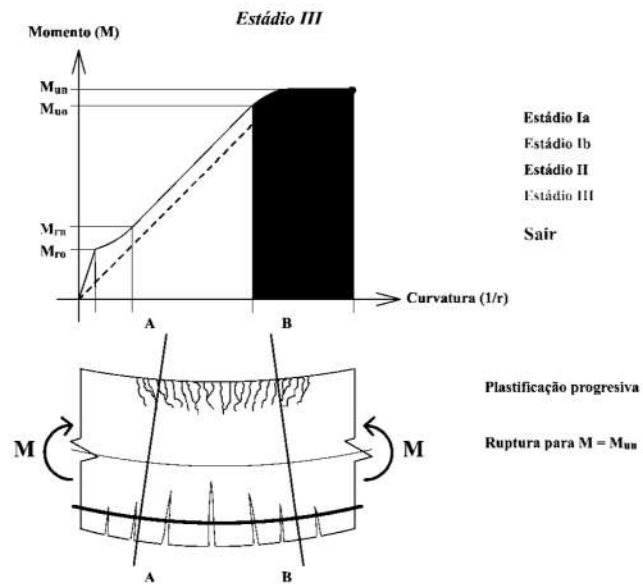


Figura 2.3 - Características da seção transversal para o estágio III

Fonte: <http://www.lmc.ep.usp.br/pesquisas/TecEdu/>

2.2.3 Modos de ruptura

Como explicitado anteriormente, existem dois mecanismos de rompimento de uma peça feita em concreto armado: uma que compreende no esmagamento do concreto, quando sua resistência à compressão foi esgotada, e a outra consiste na deformação excessiva do aço, ao não conseguir mais resistir a tração solicitada.

Os modos de ruptura de uma seção à flexão pura dependem da quantidade de armadura presente. A ruptura é balanceada quando a peça rompe, simultaneamente, devido ao esmagamento do concreto à compressão e ao escoamento do aço a tração, denominando-se como seção subarmada, o que não significa armadura insuficiente (CLÍMACO, 2016). Tal comportamento é o ideal, para o qual deve-se realizar o dimensionamento, pois a viga mostra sinais visíveis de que sua capacidade resistiva está por se esgotar, portanto, busca-se dimensionar as vigas e lajes para esse tipo de ruptura. (CLÍMACO, 2016).

Entretanto, para as condições normais de carregamento e geometria, não é possível dimensionar as peças sempre para a ruptura balanceada. Deve-se garantir que a peça seja capaz de dar sinais de que romperá, deformando-se excessivamente e evitando rupturas bruscas. A ductilidade da peça é garantida mantendo o domínio de sua deformação.

O rompimento frágil das peças ocorre quando ela não apresenta sinais de que está próxima da ruína. Há dois motivos pelos quais a peça pode se romper de maneira frágil: pelo excesso de armadura de tração ou por sua insuficiência.

No primeiro caso, a ruptura ocorre na zona comprimida, com o concreto atingindo sua deformação limite convencional, sem nenhum sinal prévio identificável na estrutura. Diz-se que o concreto rompeu por esmagamento. Classifica-se esse tipo de ruptura como seção superarmada. (CLÍMACO, 2016).

No caso de armadura insuficiente, o aço escoar e atinge rapidamente seu alongamento máximo permitido, de 10 %, configurando um possível rompimento das barras longitudinais no ELU (CLÍMACO, 2016).

2.2.4 Hipóteses de cálculo

A NBR 6118:2014 traz as hipóteses básicas de cálculo para a análise dos esforços resistentes de uma seção de viga ou pilar, de concreto armado:

- a) As seções transversais se mantem planas após a deformação;
- b) A deformação das armaduras passivas aderentes, em tração ou compressão, deve ser a mesma que o concreto no seu entorno;
- c) As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no cálculo do ELU;
- d) A distribuição de tensões é definida de acordo com o diagrama parábola-retângulo, com tensão de pico equivalente a $0,85 * f_{cd}$ (resistência a compressão de projeto, do concreto). De forma mais simplificada, este pode ser substituído pelo retângulo de profundidade $y = \lambda * x$, com λ sendo 0,8 para concreto com f_{ck} menor ou igual a 50 MPa.
- e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas de tensão-deformação do material, definidos na norma;
- f) O estado-limite último é caracterizado quando a distribuição de deformações na peça pertencer a algum dos domínios de deformação definidos abaixo e mostrados na Figura 2.4.

2.2.5 Domínios de deformação

Os domínios de deformação de uma seção transversal constituem, para um elemento linear de concreto armado, a representação gráfica de todas as situações possíveis de ruptura e deformações para uma dada solicitação (CLÍMACO, 2016). Eles identificam os diferentes estados-limites últimos (ELU) que a seção pode atingir ao se deformar. Rompendo-se por deformação plástica excessiva (aço com alongamento máximo) ou por ruptura convencional (encurtamento limite no concreto). Essa representação engloba simultaneamente a consideração das dimensões da seção transversal e a quantidade de armadura presente, e sua disposição (CLÍMACO, 2016).

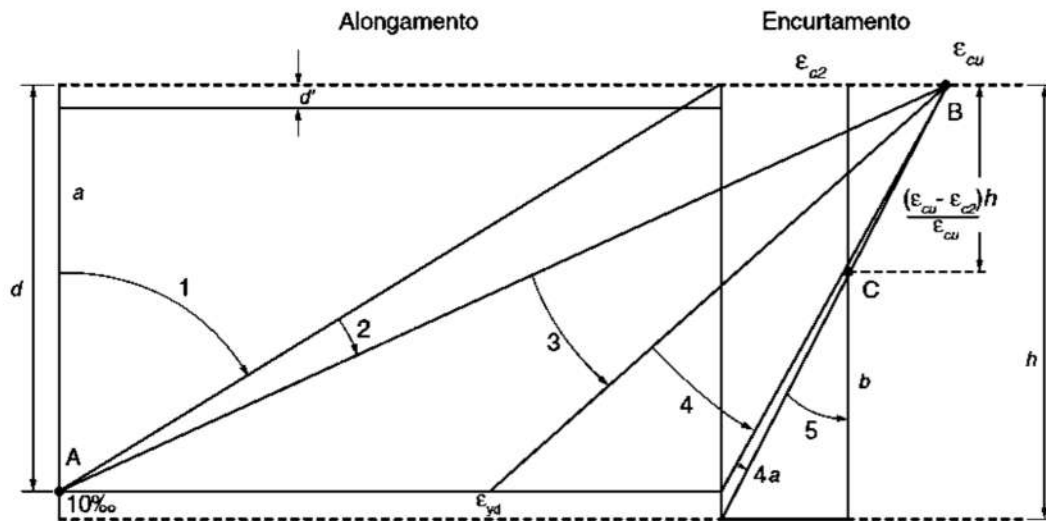


Figura 2.4 - Domínios de deformação

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Onde:

h é a altura da seção transversal;

d é a altura útil;

d' é a distância entre o eixo da armadura de compressão e a face mais próxima da seção;

ϵ_{c2} é a deformação específica do encurtamento do concreto no início do patamar plástico;

ϵ_{cu} é a deformação específica do encurtamento limite do concreto;

ϵ_{yd} é a deformação de escoamento do aço, em projeto.

Como mostra a figura acima, da NBR 6118:2014, existem 6 situações possíveis em que a peça de concreto armado pode atuar. Consistem nos domínios 1, 2, 3, 4, 4a e 5, cada um com suas características no que diz respeito à atuação do material.

O domínio 1 é denominado de tração não uniforme, sem compressão, ou tração com pequena excentricidade (NBR 6118:2014). Nele, a ruptura convencional ocorre com deformação plástica excessiva do aço, atingindo o prolongamento máximo de 10 %, sem que ocorra encurtamento no concreto. Esse ELU não é recomendado para concreto armado, pois ele desconsidera toda a resistência do concreto. Um exemplo no qual esse ELU está presente são os tirantes (CLÍMACO, 2016). O limite entre este e o próximo domínio, pode ser caracterizado,

fisicamente, como o início da compressão na parte superior do elemento, quando submetido à flexão.

No limite entre os domínios 1 e 2:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cd} &= 0 \\ \varepsilon_{sd} &= 10 \text{ ‰}\end{aligned}\tag{Equação 6}$$

O domínio 2, denominado como flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto (NBR 6118:2014), vai desde o limite inferior do domínio 1 até a reta que representa o dimensionamento mais racional da peça. Isso ocorre pois ambos os materiais atingem seus limites máximos impostos por norma (CLÍMACO, 2016). Peças podem efetivamente ser dimensionadas neste domínio, mas deve-se verificar as prescrições de armadura mínima de tração, para prevenir a ruptura frágil. Se a peça atuar no limiar entre este e o próximo domínio (III), sua ruptura se daria simultaneamente pelo encurtamento do concreto e alongamento excessivo do aço.

No domínio 2:

$$\begin{aligned}0 &< \varepsilon_{cd} < \varepsilon_{cu} \\ \varepsilon_{sd} &= 10 \text{ ‰}\end{aligned}\tag{Equação 7}$$

No limite entre os domínios 2 e 3:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cd} &= \varepsilon_{cu} \\ \varepsilon_{sd} &= 10 \text{ ‰}\end{aligned}\tag{Equação 8}$$

O domínio 3 pode ser descrito como: flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço (NBR 6118:2014). Esse domínio vai desde o limite inferior do domínio 2 até a reta que representa o início do escoamento do aço da armadura de tração. O encurtamento do concreto na região mais comprimida é o valor limite ao longo de todo o domínio. (CLÍMACO, 2016). Seções neste domínio são chamadas de subarmadas.

No domínio 3:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cd} &= \varepsilon_{cu} \\ \varepsilon_{yd} &< \varepsilon_{sd} < 10 \text{ ‰}\end{aligned}$$

Equação 9

No limite entre os domínios 3 e 4:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cd} &= \varepsilon_{cu} \\ \varepsilon_{sd} &= \varepsilon_{yd}\end{aligned}$$

Equação 10

O domínio 4 pode ser admitido no dimensionamento de peças sob flexão composta (peças de concreto protendido, por exemplo), mas não sob flexão simples. Ele é definido como: flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento (NBR 6118:2014). Essa zona é limitada pela reta que a separa do domínio 3 e pela reta que representa deformação 0 ‰ no aço e encurtamento máximo no concreto. A ruptura convencional das peças nesse domínio se dá de forma abrupta e sem aviso, com ductibilidade reduzida, devido ao encurtamento excessivo do concreto (esmagamento), e tais peças são consideradas superarmadas (CLÍMACO, 2016).

Além deste, o domínio 4a, definido na norma, é uma zona de transição entre o domínio 4 e o 5, denominado como compressão composta com armaduras comprimidas (NBR 6118:2014). Ele já apresenta a seção quase integralmente em estado comprimido, contando apenas com uma pequena zona de concreto tracionada, abaixo da armadura inferior (CLÍMACO, 2016). O limite entre as seções 4 e 5 é, fisicamente, a passagem para a compressão não uniforme pura.

No domínio 4:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cd} &= \varepsilon_{cu} \\ 0 &< \varepsilon_{sd} < \varepsilon_{yd}\end{aligned}$$

Equação 11

No 5º e último domínio de deformação, assim como no 1º, a ruptura se dá de forma brusca. Ele é denominado como compressão não uniforme (NBR 6118:2014). Seu limite superior é a reta que o separa do domínio 4 e o inferior se dá na reta que representa a compressão uniforme da seção transversal (CLÍMACO, 2016). Esse domínio é caracterizado por compressão de toda a seção transversal de concreto. É o domínio de deformação tipicamente encontrado em pilares de concreto armado.

Destaca-se que para compressão uniforme do concreto, o valor da deformação limite que caracteriza a ruptura da seção é reduzido para o valor de ϵ_{c2} (deformação de 2 ‰)

2.2.6 Equilíbrio da seção de concreto armado para flexão simples

O processo de dimensionamento de uma seção de concreto armado para o ELU, consiste, basicamente na definição das dimensões da seção e na determinação da área de aço necessária para equilibrar o binário resistivo (M_{rd}) com os esforços solicitantes (M_{sd}) (CLÍMACO, 2016). Dentre as principais hipóteses de cálculo, destacam-se as seguintes: as seções transversais se mantêm planas após a deformação, deve-se desprezar o auxílio do concreto na resistência à tração, considerando-se apenas o aço presente, há aderência perfeita entre o concreto e o aço (logo as deformações do aço são iguais às do concreto em sua vizinhança). (NBR 6118:2014).

Outro ponto que merece destaque é o valor de pico para o concreto, ele deve ser assumido como igual a $0,85f_{cd}$. O diagrama tensão deformação no concreto pode ser aproximado pelo diagrama parábola retângulo. Para simplificação do equilíbrio da seção, o diagrama parábola retângulo é substituído por um retângulo equivalente de altura $0,8x$ (no qual x é a distância da fibra mais comprimida à linha neutra). Esses dois equacionamentos valem para concretos de classe inferior ao C50. A simplificação do diagrama pode ser observada na figura abaixo:

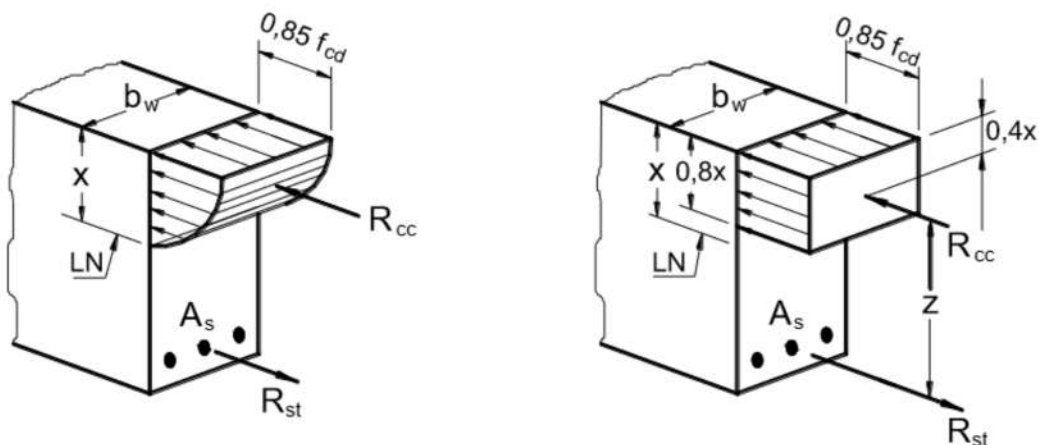


Figura 2.5 - Equilíbrio da seção transversal para o cálculo da área de aço

FONTE: <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/FlexaoSimples.pdf>

Para satisfazer as condições de equilíbrio da seção temos:

$$\begin{aligned} \sum F_{Sd} &= \sum F_{Rd} = 0 \\ \therefore F_c &= F_s \\ \sum M_{Sd} &= \sum M_{Rd} \end{aligned} \quad \text{Equação 12}$$

Onde o momento solicitante é o momento atuante na peça e o momento resistente pode ser definido como:

$$M_{Rd} = F_c \cdot z = F_s \cdot z \quad \text{Equação 13}$$

O braço de alavanca z pode ser definido como a distância entre o centro de aplicação da força de compressão no concreto (metade da altura do retângulo $0,8x$) e a posição da armadura de flexão. Sabe-se que a distância entre a face mais comprimida e o centroide da armadura de flexão é chamado de altura útil d :

$$z = d - \frac{0,8 \cdot x}{2} = d - 0,4 \cdot x \quad \text{Equação 14}$$

A força total no concreto é:

$$F_c = \sigma_c \cdot A_{cc} = (0,85 \cdot f_{cd}) \cdot (b_w \cdot 0,8 \cdot x) \quad \text{Equação 15}$$

Substituindo ambas na expressão do momento temos:

$$\begin{aligned} M_{Sd} = M_{Rd} &= [(0,85 \cdot f_{cd}) \cdot (b_w \cdot 0,8 \cdot x)] \cdot (d - 0,4 \cdot x) \\ M_{Sd} &= (d \cdot x - 0,4 \cdot x^2) \cdot 0,68 \cdot f_{cd} \cdot b_w \end{aligned} \quad \text{Equação 16}$$

Equação do segundo grau que pode ser resolvida de várias formas. Destaca-se que por ser uma equação do segundo grau, haverá duas soluções numéricas para o problema, entretanto apenas uma solução apresentará resultado físico real. Determinada a posição da linha neutra x , pode-se determinar a armadura:

$$\begin{aligned} F_s \cdot z &= f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = M_{Sd} \\ A_s &= \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} \end{aligned} \quad \text{Equação 17}$$

Para evitar resolver a equação do segundo grau sempre que se fosse dimensionar elementos lineares, foram criados métodos utilizando adimensionais e tabelas para os cálculos. Um desses métodos é através de um processo simplificado que primeiro compatibiliza as deformações específicas do aço e do concreto e, depois, equilibra as forças na seção, utilizando-se os coeficientes k_x (altura relativa da linha neutra), k_z (coeficiente do braço de alavanca relativo), k_{md} (coeficiente do momento fletor de cálculo) e k_d (coeficiente da altura útil da seção) (CLÍMACO, 2016).

A seção transversal permanece plana com a deformação devido ao momento fletor M_{sd} , como mostra a Figura 2.4, e sofre rotação em relação à linha neutra real. Por semelhança de triângulos, pode-se relacionar as deformações resultantes no concreto e na armadura de tração, no ELU (CLÍMACO, 2016).

$$k_x = \frac{x}{d}$$

$$k_x = \frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{sd}}$$

Equação 18

Utilizando os valores limites das deformações do aço e concreto, segundo a NBR 6118:2014, é possível obter os intervalos do coeficiente k_x para os domínios de deformação:

- Limite entre os domínios 1,2: $k_x = 0,0$
- Limite entre os domínios 2,3: $k_x = \varepsilon_{cu}/(\varepsilon_{cu} + 10\text{‰})$
- Limite entre os domínios 3,4: $k_x = \varepsilon_{cu}/(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd})$
- Limite entre os domínios 4,4a: $k_x = 1,0$

Já k_z , pode ser definido relativamente às resultantes de compressão e tração na seção, e é essencial no cálculo das armaduras de flexão.

$$k_z = \frac{z}{d} = \frac{d - 0,5 \cdot y}{d} = 1$$

Equação 19

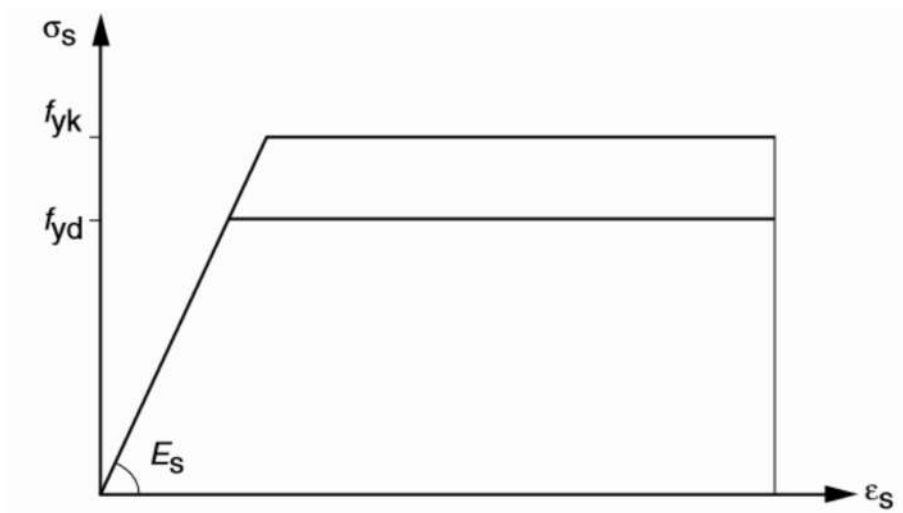
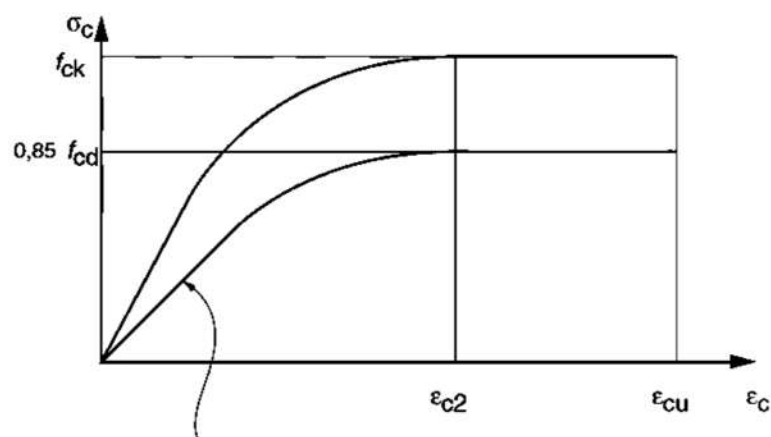


Figura 2.6 - Diagrama simplificado tensão-deformação do aço

Fonte: ABNT NBR 6118:2014



$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n=2$
 Para $f_{ck} > 50$ MPa:
 $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$

Figura 2.7 - Diagrama simplificado tensão-deformação concreto

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

As figuras acima são os diagramas σ - ϵ do aço e do concreto, respectivamente, utilizados no dimensionamento das peças de concreto armado, como prescrito na NBR 6118:2014. Através da análise das deformações e tensões em ambos os materiais, as expressões de cálculo do binário interno resistente do concreto à compressão e do aço à tração pode ser obtido.

$$k_{md} = \alpha_c \cdot \lambda \cdot k_x \cdot k_z$$

$$k_{md} = \frac{M_{sd}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$
Equação 20

Assim, para que seja satisfeito o equilíbrio entre o binário interno resistente e o momento solicitante, a área de aço é:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot d \cdot \sigma_{sd}}$$
Equação 21

Com a obtenção desses coeficientes, é possível verificar, por tabelas já desenvolvidas e disponíveis na maioria dos livros texto de concreto armado, como em CLÍMACO (2016), em qual domínio a peça se encontra, e as deformações no concreto e aço, para as solicitações calculadas.

Assim, o projetista pode escolher se tal dimensionamento é aceitável e desejável para o desempenho esperado, tendo conhecimento sobre os domínios de deformação, estádios de flexão e modos de ruptura, explicados anteriormente.

2.2.7 Lajes

Na verificação da capacidade resistente de um edifício, ou, no processo de projeto, o dimensionamento para o Estado Limite Último, é feito para as lajes de forma idêntica ao dimensionamento de vigas. Separa-se a laje em faixas de 1,0 m, nas duas direções, e calcula-se a área de aço necessária para equilibrar os esforços atuantes.

A grande diferença se dá no cálculo dos esforços atuantes nas lajes, que pode ser realizado por diversos métodos, que são classificados quanto à sua natureza, em elásticos e plásticos. Os do primeiro tipo calculam os esforços considerando a estrutura na fase elástica, sob cargas de serviço, sem considerar efeitos de segunda ordem. Já os métodos plásticos admitem a laje no seu estado deformado, possibilitando a obtenção do equilíbrio para o cálculo dos esforços últimos (CLÍMACO, 2016).

Os métodos mais comuns são os do regime elástico. Eles se baseiam na Teoria das Placas, que requer a solução da Equação de Lagrange, uma equação diferencial cuja solução conduz ao Método de Marcus, muito utilizado no Brasil.

Também podem ser métodos que possuem como base a integração numérica, resolvida através de sistemas de equações lineares, como o Método das Diferenças Finitas. Além destes, existem até métodos mais aproximados, como a Teoria das Grelhas, que divide a laje em faixas de largura unitária, nos dois sentidos, e as trata como vigas, distribuindo os carregamentos a partir dos quinhões de carga, que dividem a carga total por área em duas parcelas $p = p_x + p_y$ (CLÍMACO, 2016).

No software utilizado, as lajes são tratadas de uma forma especial, pelo sistema de análise de Grelhas TQS, explicado mais adiante. Além disso, no caso do edifício em questão, o sistema estrutural consiste em lajes cogumelo, que são simplesmente apoiadas nos pilares, sem transferir as cargas a vigas, anteriormente.

2.2.8 Dimensionamento à Punção

A análise do efeito de punção é essencial em sistemas de laje cogumelo, como o edifício em questão. Trata-se de um fenômeno que ocorre na presença de cargas concentradas em painéis de laje, como as reações de apoio nos pilares, ou devido à aplicação de outro tipo de carga concentrada.

Os modelos teóricos sugeridos para a verificação pela ABNT NBR 6118:2014, tem sua origem em dados experimentais, já que a punção depende de diversos parâmetros diferentes, o que torna o problema extremamente complexo.

Tal modelo de cálculo corresponde à verificação da resistência ao cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno das forças concentradas aplicadas. Na primeira superfície, definida como contorno C pela norma, faz-se necessária a verificação da tensão de compressão diagonal do concreto. Já na superfície C', afastada de 2d da carga concentrada, deve ser analisada a capacidade de resistência à tração diagonal, e conseqüentemente, a necessidade de armar-se para o efeito de punção, de forma que é possível realizar o dimensionamento.

Na superfície C'', caso haja a necessidade de utilizar armadura para combater a punção, deve-se verificar a resistência à tração diagonal. Essa superfície é, portanto, o local mais longe da carga concentrada que terá ferragem para resistir à punção.

Todas as verificações são feitas indiretamente através das tensões de cisalhamento.

As configurações geométricas das superfícies críticas C e C' são mostradas nas imagens abaixo, de acordo com o formato de aplicação da carga concentrada:

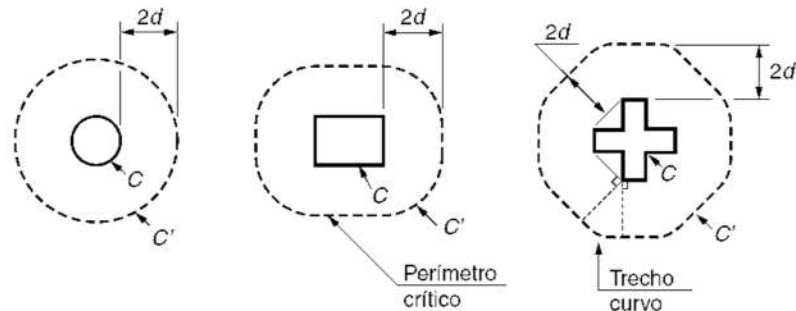


Figura 8 - Configurações geométricas dos perímetros críticos C e C'

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

2.2.8.1 Determinação da tensão solicitante

A tensão solicitante, em qualquer uma das 3 verificações, é definida de forma genérica como a somatória dos efeitos da força concentrada e momentos solicitantes:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} + \frac{K \cdot M_{sd}}{W_p \cdot d} \quad \text{Equação 22}$$

Onde,

τ_{sd} = tensão solicitante de projeto

F_{sd} = carga concentrada solicitante

M_{sd} = momento solicitante

u = perímetro da superfície crítica, podendo ser substituído por u_0 no caso de C, u' no caso de C' e u'' , no caso de C''

W_p = módulo de resistência plástica

K = coeficiente que dá a parcela de M_{sd} transmitida para o pilar por cisalhamento.

No caso de um pilar retangular, como acontece para todos os pilares no bloco em análise do Complexo Habitacional do Cafundá, o módulo de resistência plástica adota o valor calculado pela equação abaixo:

$$W_p = \frac{C_1^2}{2} + C_1 \cdot C_2 + 4 \cdot C_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot C_1 \quad \text{Equação 23}$$

Onde,

C_1 = dimensão do pilar paralela à excentricidade da força

C_2 = dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força

Os valores do coeficiente K variam como na tabela abaixo:

Tabela 2.3 - Valores adotados para K

C_1/C_2	0,5	1,0	2,0	3,0
K	0,45	0,6	0,7	0,8

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Caso exista, na laje, abertura que está a uma distância menor que $8d$ do contorno crítico C , não pode ser considerada a parte do contorno C' interseccionada pelas duas retas que, saindo do centro de aplicação da força concentrada F_{Sd} , tangenciam o furo. Tal caso especial é exemplificado na imagem abaixo.

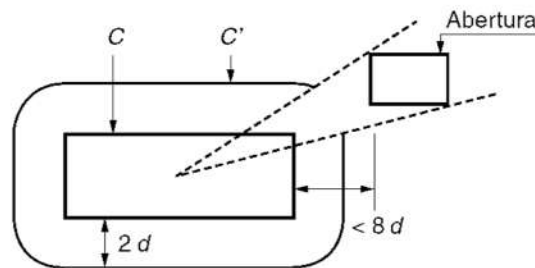


Figura 9 - Caso em que existem furos na laje

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

2.2.8.2 Determinação da tensão resistente nas superfícies críticas C , C' e C''

Primeiramente, como exposto anteriormente, deve ser feita a verificação no contorno C para a compressão diagonal do concreto. Assim:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_V \cdot f_{cd} \quad \text{Equação 24}$$

Onde,

$\alpha_V = (1 - f_{ck}/250)$, com o f_{ck} em megapascal

τ_{Sd} = tensão solicitante de projeto

f_{cd} = resistência do concreto à compressão, de projeto.

Mesmo certificando-se que a tensão solicitante em C é inferior à tensão resistente, deve-se, de qualquer forma, proceder com a próxima etapa, que definirá se é necessário ou não se adotar armadura para resistir ao punção da laje: a verificação da tensão resistente na superfície crítica C'. Para tanto, os critérios abaixo devem ser satisfeitos.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} \quad \text{Equação 25}$$

Sendo,

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad \text{Equação 26}$$

$$d = (d_x + d_y)/2 \quad \text{Equação 27}$$

Onde,

τ_{Sd} = tensão solicitante de projeto

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão

d = altura útil da laje, no contorno crítico C', em centímetros

ρ = taxa geométrica de armadura de flexão aderente, sendo ρ_x e ρ_y as taxas nas duas direções ortogonais da laje, calculadas, conforme na ABNT NBR 6118:2014, para uma largura igual à área carregada do carregamento acrescida de $3d$ para ambos os lados.

σ_{cp} = tensão inicial no concreto ao nível do braciêntro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea de n cabos

Quando for necessário utilizar armadura à punção, a tensão resistente será inferior a solicitante. Nesse caso, outra verificação deve ser realizada, já considerando a distribuição de ferro escolhida, comparando-se τ_{Sd} com τ_{Rd3} .

A norma não proíbe a utilização de qualquer formato de armadura que venha a ser escolhido, podendo ser esta constituída de estribos dobrados. Porém, ela dá preferência explícita ao uso dos conectores do tipo pino.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} + 1,5 \cdot \frac{d}{S_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \text{sen}\alpha}{u \cdot d} \quad \text{Equação 28}$$

Onde,

S_r = espaçamento radial entre as linhas de armadura de punção

A_{sw} = área de armadura de punção em um contorno completo e paralelo à C'

α = ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje

f_{ywd} = resistência de projeto da armadura de punção, com o valor delimitado em 300 MPa para conectores do tipo pino e 250 MPa, no caso dos estribos de aço CA-50 ou CA-60.

Para definir até que ponto deve ser estendida a armadura transversal, deve-se comparar, conforme a norma, a tensão solicitante com a tensão resistente, em um contorno crítico C'', paralelo ao contorno C'. Por definição, tal perímetro C'' é afastado em 2d de C', e nele, para que não seja mais necessária armadura, deve ser garantido que $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1}$.

Assim, utiliza-se a mesma equação mostrada anteriormente.

Além disso, a disposição das armaduras deve ser tal que suas camadas não distem mais que 2d, com os espaçamentos mostrados nas imagens abaixo.

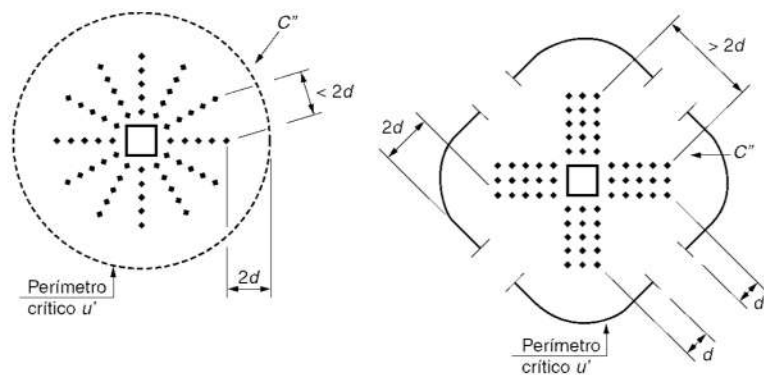


Figura 10 - Contorno crítico C''

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

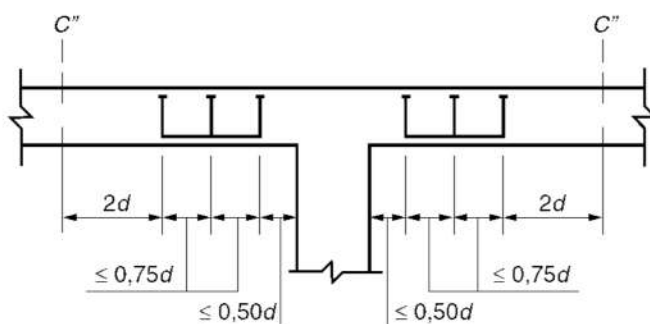


Figura 11 - Espaçamento da armadura de punção

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

2.2.8.3 Armadura de colapso progressivo

Além da previsão de uma armadura para combater o efeito de punção, deve-se, também, tomar o cuidado de dimensionar a ferragem de proteção contra o colapso progressivo devido a esse efeito. Assim, a armadura de flexão inferior que passa pelo contorno C (ou seja, o contorno do pilar), deve estar suficientemente ancorada além do contorno C' ou C'', conforme a equação e imagem abaixo.

$$f_{yd} \cdot A_{s,ccp} \geq 1,5 \cdot F_{sd} \quad \text{Equação 29}$$

Onde,

$A_{s,ccp}$ = área de todas as barras inferiores que cruzam a face inferior do pilar

F_{Sd} = Força solicitante de projeto, da carga concentrada, podendo ser calculada com $\gamma_f = 1,2$.

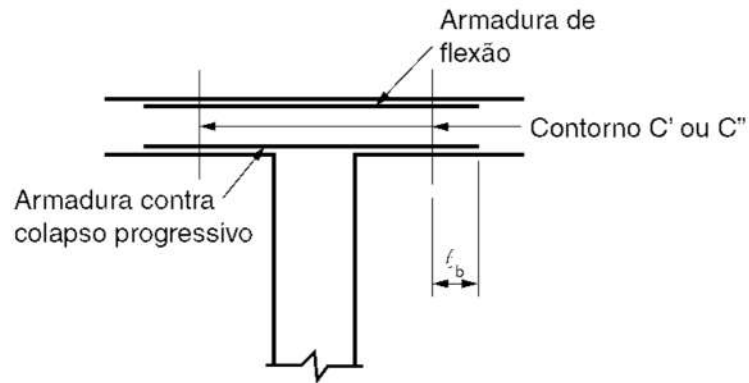


Figura 12 - Armadura para colapso progressivo

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

2.2.9 Cálculo de Flechas

Nos pavimentos do edifício apresentado a análise de deslocamento a serem realizadas são as deformações nas lajes e os deslocamentos horizontais causados pela ação do vento. Deve-se garantir que uma estrutura não atinja o estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF), isto é, garantir que para as situações de uso especificadas as deformações estejam dentro dos limites de norma.

Os limites estabelecidos têm como finalidade garantir a funcionalidade da estrutura. As deformações apresentadas pelas peças não devem causar desconforto aos usuários (seja pela aparência deformada ou pela vibração), dificultar a utilização de equipamentos de vedação (como esquadrias, portas, equipamentos sobre trilhos), gerar danos a elementos não estruturais (causar trincas em alvenaria, quebra dos vidros das esquadrias) e alterar o funcionamento da peça (provocar afastamento do comportamento da estrutura das hipóteses de cálculo).

Na tabela abaixo, extraída da norma, há os limites de deslocamentos permitidos.

Tabela 2.4 - Valores de deslocamento-limite para diferentes situações

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell/350+$ contraflecha ^b
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H\psi/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell/400^g$ e 15 mm

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Segundo Leonhardt (1978) a variabilidade das propriedades físicas do material ao longo de suas seções gera "...uma considerável dispersão dos valores observados de deformações das estruturas de concreto". O autor destaca que a conclusão para tal efeito é o fato do cálculo apresentar um valor médio provável dos deslocamentos. O código modelo do CEB 2010 destaca que os valores calculados para as deformações podem apresentar diferença com relação aos medidos devido a propriedades dos materiais, condições ambientais, condições de uso da estrutura (carregamento atual e anterior), entre outros.

Portanto, não se deve interpretar os valores encontrados para as flechas como os valores que de fato ocorreram na peça. Mesmo assim deve-se garantir que esses valores não ultrapassem os limites normativos.

Os deslocamentos horizontais da estrutura são calculados com base nas solicitações horizontais. A partir do modelo de pórtico e utilizando os valores de rigidez aproximados (descritos na seção de estabilidade global desse documento) é possível determinar o deslocamento no topo da estrutura e o deslocamento entre pavimentos.

Para elementos lineares (vigas e lajes) a forma de análise é descrita no item 17.3.2: “A verificação dos valores-limites [...] em elementos lineares [...] submetidos à combinação de ações conforme a Seção 11, deve ser realizada através de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções do elemento estrutural, ou seja, que levem em consideração a presença de armadura, a existência de fissuras no concreto ao longo dessa armadura e as deformações diferidas no tempo.” Além desses fatores a norma destaca que o processo construtivo e a idade inicial (e as propriedades físicas do material) no momento de sua solicitação tem influência no resultado real das deformações.

Sabe-se que os elementos de concreto armado em sua maioria funcionam fissurados. As flechas encontradas supondo a seção bruta de concreto apresentarão, portanto, resultados inferiores aos reais da peça.

Além disso os efeitos reológicos fazem com que as deformações iniciais aumentem ao longo do tempo (devido aos efeitos da fluência e da retração). Logo o estado de solicitação de cada seção influencia na configuração deformada final. Deve-se utilizar valores médios do corpo da peça para a realização dos cálculos.

O comportamento da peça é restringido por duas situações: o estágio I e o estágio II puro. No estágio I as seções não estão fissuradas e o concreto colabora na compressão e na tração do elemento fletido. No estágio II o concreto colabora apenas na compressão. As deformações médias que serão utilizadas como referência são encontradas utilizando coeficientes que representam a contribuição de cada estágio para o comportamento do elemento.

Destaca-se dois métodos para o cálculo das deformações, o método descrito na norma brasileira – cálculo de uma rigidez equivalente efetiva da peça e cálculo de um coeficiente adicional para encontrar a flecha diferida no tempo – e o método descrito no Boletim 158 do CEB – cálculo

das deformações considerando estágio I e estágio II puro separadamente e interpolação desses resultados.

2.2.9.1 ABNT NBR 6118:2014

O método de cálculo de flechas segundo a norma brasileira pode ser resumido como: cálculo da rigidez do elemento estrutural no estágio I e II separadamente, determinação da rigidez equivalente provável de acordo com a relação entre o momento atuante e o crítico (de fissuração), determinação da flecha imediata com base na rigidez equivalente e cálculo da flecha diferida com base no tempo de atuação da carga e da flecha inicial.

Considera-se que a flecha de um elemento linear é dada por:

$$a_i = \alpha \cdot \frac{M_a \cdot l^2}{(E \cdot I)_{eq}} \quad \text{Equação 30}$$

No qual:

α = parâmetro que depende das condições de apoio

M_a = momento fletor máximo atuante

l = vão efetivo

$(EI)_{eq}$ = rigidez equivalente da seção transversal

O cálculo da rigidez equivalente para a seção tem fórmula definida em norma:

$$(EI)_{qe,t0} = E_{cs} \cdot \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad \text{Equação 31}$$

Onde:

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto

$M_r = \frac{\alpha f_{ct,m} I_c}{y_t}$ = momento de fissuração da peça segundo a norma

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto

I_{II} = momento de inércia da seção fissurada no estágio II

De acordo com Carvalho et al. (2017) o momento de inércia da seção no estágio II pode ser calculado com:

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A'_s \cdot (x_{II} - d')^2 \quad \text{Equação 32}$$

Onde:

$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$ = relação entre os módulos de elasticidade do concreto e do aço

A_s e A'_s = área de aço de flexão e área de aço de compressão respectivamente

d e d' = altura útil das armaduras de flexão e de compressão

x_{II} = posição da linha neutra no estágio II que pode ser obtida através da expressão:

$$\frac{b_w}{2} \cdot x_{II}^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot x_{II} - d \cdot \alpha_e \cdot A_s = 0 \quad \text{Equação 33}$$

Obtida a flecha inicial, a flecha diferida pode ser obtida a partir da expressão:

$$a_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \cdot a_i \quad \text{Equação 34}$$

Onde

ρ' = taxa de armadura de compressão

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$ com $\xi(t) = 0,68(0,996^t)t^{0,32}$ no máximo igual a 2 e t_0 o tempo de início da carga.

A flecha total final será, portanto:

$$a_t = a_f + a_i \quad \text{Equação 35}$$

2.2.9.2 CEB Boletim número 158-E

O método bilinear descrito no boletim 158 do CEB é baseado na suposição que, para o estado de funcionamento da estrutura (ou seja, cargas de serviço) a relação entre o momento atuante e a deflexão pode ser aproximada por uma relação bilinear. A figura abaixo ilustra essa hipótese:

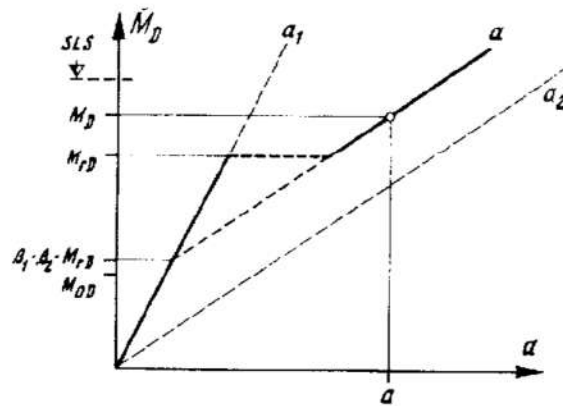


Figura 2.13 - Relação entre a flecha medida e as flechas nos estádios I e II

Fonte: CEB boletim 158-E

As etapas para esse método podem ser descritas simplificadaamente como: obtenção das flechas nos estádios I e II separadamente (a_1 e a_2 respectivamente) baseadas na flecha linear elástica a_c (utilizando a rigidez da seção bruta de concreto EI_c), determinação da flecha provável a partir do coeficiente ζ .

O coeficiente ζ pode ser encontrado através da formulação simplificada:

$$\zeta_b = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_r}{M_a} \quad \text{Equação 36}$$

Onde:

$\beta_1 = \frac{1}{2,5\kappa_1}$ = coeficiente que caracteriza a aderência entre o concreto e o aço, $\kappa_1 = 0,4$ para barras de alta aderência e $\kappa_2 = 0,8$ para barras de baixa aderência

β_2 = coeficiente que representa a influência da duração da carga ou a repetição de aplicação da mesma, assume os valores 1 ou 0,5 para primeiro carregamento e carregamento de longa duração respectivamente

A flecha final provável pode ser encontrada seguindo a expressão:

$$a = (1 - \zeta_b) \cdot a_1 + \zeta_b \cdot a_2 \quad \text{Equação 37}$$

A flecha em cada estágio separadamente pode ser encontrada através das expressões abaixo:

$$\begin{aligned}
 a_1 &= \kappa_{s1} \cdot (1 + \kappa_{\varphi 1} \cdot \varphi) \cdot a_c + \kappa_{cs1} \cdot |\varepsilon_{cs}| \cdot \delta \cdot \frac{l^2}{8d} \\
 a_2 &= \kappa_{s2} \cdot (1 + \kappa_{\varphi 2} \cdot \varphi) \cdot a_c + \kappa_{cs2} \cdot |\varepsilon_{cs}| \cdot \delta \cdot \frac{l^2}{8d}
 \end{aligned}$$

Equação 38

Onde:

κ = coeficientes de correção calculados na seção crítica. Esses coeficientes são obtidos graficamente a partir dos apêndices do boletim referido.

φ = coeficiente de fluência do concreto

ε_{cs} = coeficiente de retração do concreto

δ = 1 para vigas simplesmente apoiadas; 0,5 para vigas engastadas nas duas extremidades e 4 para vigas em balanço

A partir do método bilinear, pode-se realizar certas simplificações com a finalidade de obter um cálculo mais rápido. O boletim destaca que esse método é interessante em estudos preliminares onde a determinação da flecha deve ser feita de maneira aproximada (erro aceitável de 30%).

Esse método baseia-se na utilização de um coeficiente global κ que leva em consideração a armadura utilizada, a fissuração da peça e o efeito da fluência. Esse método possui duas equações, a primeira para cálculo da flecha imediata e a segunda para o cálculo da flecha ao longo do tempo:

$$\begin{aligned}
 a_0 &= a_c \cdot \kappa_0 \\
 a_t &= a_c \cdot \kappa_t \cdot \eta
 \end{aligned}$$

Equação 39

Onde:

η = coeficiente de correção devido a presença de armadura de compressão, seus valores podem ser encontrados no anexo da publicação.

Os valores de κ_0 e κ_t podem ser obtidos graficamente nos anexos da publicação referida.

Para a determinação do coeficiente global algumas das simplificações adotadas e que influenciam sua validade: d'/h igual a 0,1; ρ'/ρ igual a 0,25 para o cálculo do κ_0 e 0 para o cálculo do κ_t e foi assumido o uso de barras de alta aderência.

2.3 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PILARES

Pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes. O cálculo de pilares difere das demais estruturas principalmente devido a necessidade de se considerar como a configuração deformada da estrutura influencia as cargas aplicadas a eles.

De maneira geral, pode-se dividir os esforços atuantes nos pilares em três grupos: esforços de primeira ordem, esforços de segunda ordem globais e esforços de segunda ordem locais e localizados.

2.3.1 Carregamentos

2.3.1.1 Esforços de primeira ordem

Os esforços de primeira ordem atuantes nos pilares têm duas origens distintas, são os esforços verticais que vem do carregamento gravitacional das lajes dos pavimentos e os esforços horizontais oriundos da atuação do vento nas fachadas do prédio, devido a sismos ou empuxos de terra por exemplo.

a) Esforços verticais

A determinação dos esforços verticais é feita a partir do modelo escolhido para análise do pavimento. Desse modelo pode-se extrair as reações de apoio, que são as solicitações nos pilares: as forças normais (em geral de compressão) e os momentos nas direções x e y . Por exemplo, caso se utilize o método dos pórticos equivalentes para determinação dos esforços nas lajes, pode-se encontrar também as cargas normais atuando nos pilares e os momentos atuando em cada lance diretamente do pórtico considerado.

Os esforços verticais atuantes nos pilares são as cargas gravitacionais transferidas a eles pelas lajes e vigas. Esses esforços são de três tipos: forças verticais e momentos nas duas direções. Essa combinação de cargas gera o carregamento denominado flexão composta oblíqua. A determinação desses esforços depende do modelo adotado para o cálculo do pavimento.

A soma dos esforços verticais e horizontais gera os esforços atuantes nos pilares de 1ª ordem. A esses esforços devem ser acrescidos os provenientes da estabilidade global da estrutura (esforços globais de 2ª ordem) e efeitos locais (esforços locais e localizados de 2ª ordem).

b) Esforços horizontais

Em estruturas de concreto armado é obrigatória a consideração das cargas de vento. A determinação dos esforços horizontais de vento é feita de acordo com a ABNT NBR 6123:1988 – Forças devido ao vento em edificações.

O carregamento do vento é dinâmico, sendo substituído na análise estrutural por um carregamento estático. A pressão estática causada por uma rajada de vento segue a fórmula:

$$q_v = 0,613 \cdot V_k^2 \quad \text{Equação 40}$$

Onde V_k é a velocidade característica obtida multiplicando o valor da velocidade básica do vento V_0 pelos coeficientes S_1 (fator topográfico do terreno), S_2 (rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno) e S_3 (fator estatístico):

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{Equação 41}$$

A partir do valor da pressão pode-se obter a força de vento sobre a edificação:

$$F_a = C_a \cdot q_v \cdot A_e \quad \text{Equação 42}$$

Onde C_a é o coeficiente de arrasto da edificação para aquela direção de vento e A_e é a área lateral da edificação sobre a qual o vento incide.

a) Velocidade básica V_0

Segundo a ABNT NBR 6123:1988, velocidade básica de vento é “a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez a cada 50 anos, a 10 metros acima do terreno em campo aberto e plano”. A norma fornece a figura das isopletras da velocidade básico no Brasil. Ela destaca que, para casos de obra de grande importância, pode ser necessário a realização de estudos para determinação dessa velocidade.

b) Fator S_1

O fator de multiplicação S_1 é chamado de fator topográfico. Ele leva em consideração as variações do relevo do terreno. A norma permite aproximar S_1 para 1,0 no caso de terrenos

planos ou fracamente acidentados e 0,9 para o caso de vales profundos, protegidos de vento em qualquer direção.

Quando a edificação estiver em vales ou morros, deve-se utilizar algumas fórmulas para a determinação do coeficiente. A imagem abaixo ilustra as situações consideradas e as variáveis envolvidas.

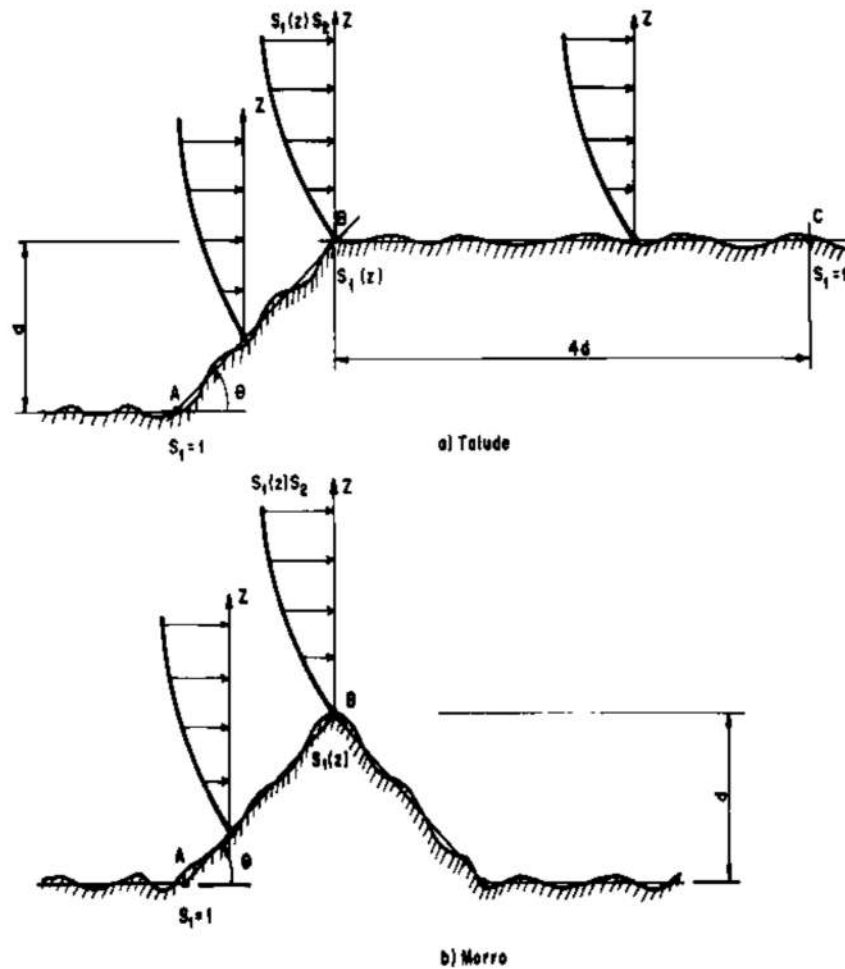


Figura 2.14 - Determinação do coeficiente S_1 para as diferentes localizações da edificação

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Nos pontos A e C de talude e no ponto A de talude temos que S_1 tem valor de 1,0. No ponto B, S_1 é calculado como:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{se } \theta \leq 3^\circ, & \text{então } S_1 = 1,0 \\ \text{se } 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ, & \text{então } S_1 = 1 + \tan(\theta - 3) \cdot \left(2,5 - \frac{z_v}{d_v}\right) \\ \text{se } \theta \geq 45^\circ, & \text{então } S_1 = 1 + 0,31 \cdot \left(2,5 - \frac{z_v}{d_v}\right) \end{array} \right. \quad \text{Equação 43}$$

Onde z_v é a altura do ponto que se está medindo o valor e o nível do terreno e d_v é a altura do morro representada por d na figura. Para valores intermediários de θ deve-se interpolar linearmente os valores.

Assim como para os valores da velocidade básica, a norma sugere a determinação desse coeficiente com ensaio caso seja necessário.

c) Fator S_2

O fator S_2 engloba a rugosidade do terreno, a variação da velocidade do vento com a altura na qual quer se obter a força de arrasto e as dimensões da edificação.

Para consideração da rugosidade do terreno, a norma considera cinco categorias. A categoria I engloba superfícies lisas de grandes dimensões com mais de 5km de extensão, como mares calmos, lagos, rios e pântanos sem vegetação.

A categoria II engloba terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível com poucos obstáculos como zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rasa e campos de aviação.

A categoria III engloba terrenos planos com obstáculos (como muros e cercas de vegetação), árvores e edificações baixas e escassas como casas de campo, fazendas e subúrbios afastados do centro. Para essa categoria a cota média do topo dos obstáculos é de 3 metros.

A categoria IV terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zonas florestais, industriais e urbanizadas como zonas de parques, cidades pequenas e áreas industriais. Para essa categoria a cota de topo média dos obstáculos é de 10 metros. Essa categoria também engloba zonas com obstáculos maiores, mas que não podem ser considerados da categoria V.

A categoria V engloba terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados como florestas com árvores altas, centros de grandes cidades e complexos industriais bem desenvolvidos. A cota de topo dos obstáculos é considerada como 25 metros.

Além de classificar a categoria do terreno, deve-se classificar a edificação quanto as suas dimensões. Edificações maiores tendem a apresentar um tempo mais longo de exposição a rajadas. Para determinar as dimensões da edificação que serão utilizadas é necessário considerar características estruturais ou construtivas que gerem baixa continuidade estrutural (como a presença de juntas de dilatação ou baixa capacidade da estrutura em redistribuir os esforços do vento).

Classifica-se a edificação (ou a parte analisada) nas classes A, B ou C. Classe A são edificações nas quais as maiores dimensões são inferiores a 20 metros. Classe B são edificações para as quais a maior direção da superfície frontal de atuação do vento esteja entre 20 e 50 metros. Classe C são edificações cuja maior dimensão é superior a 50 metros. Para cada classe, deve-se considerar o tempo de atuação do vento como 3, 5 e 10 segundos respectivamente.

De acordo com a classificação da edificação pode-se obter por meio da Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos, reproduzida na figura abaixo da norma ABNT NBR 6123:1988, os fatores utilizados para o cálculo do coeficiente S_2 segundo a expressão:

$$S_2 = b \cdot F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad \text{Equação 44}$$

Sendo F_r o fator de rajada sempre correspondente ao terreno de categoria II.

Categoria	z _g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F _r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Figura 2.15 - Parametros meteorológicos para determinação do coeficiente S2

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

d) Fator S₃

O fator estatístico S₃ considera o grau de segurança da edificação e a vida útil da mesma. A norma fornece uma tabela para a determinação dos valores mínimos de S₃ de acordo com a importância da edificação, a Tabela 3 – Valores mínimos do fator estatístico S₃, reproduzida na imagem abaixo:

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Figura 2.16 - Valores mínimos do coeficiente S_3 para o grupo da edificação

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

e) Coeficiente de arrasto C_a

Os coeficientes de arrasto são valores utilizados para a determinação da intensidade da força do vento de acordo com as características geométricas da edificação. Quando a edificação for retangular em planta (ou com formato que pode ser aproximado ao retangular) determina-se o coeficiente de arrasto a partir de um gráfico fornecido pela norma. Para encontrar esse coeficiente deve-se entrar no gráfico com a relação entre as duas dimensões em planta do edifício e a proporção entre a dimensão na qual o vento está incidindo e a altura. A figura abaixo foi extraída da norma e é a utilizada para casos de baixa turbulência.

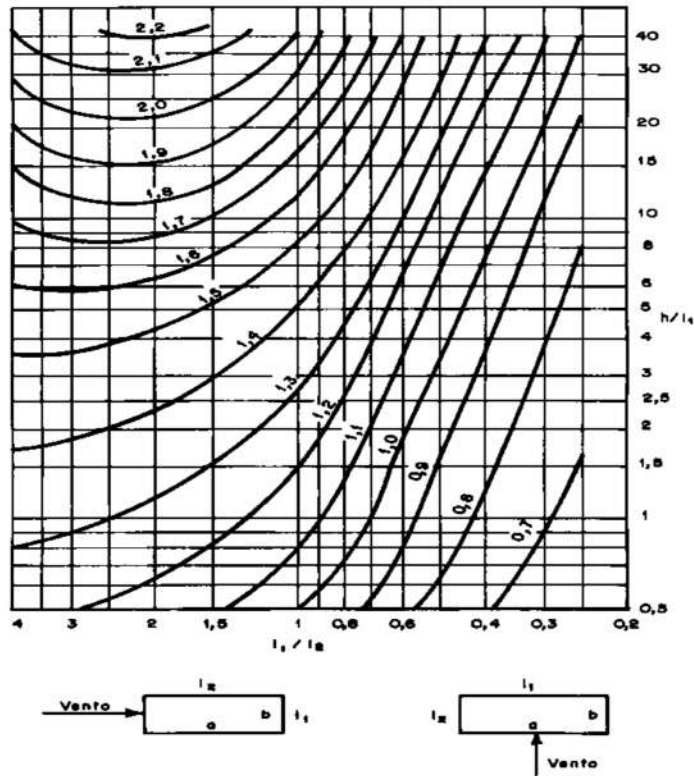


Figura 2.17 - Ábaco para determinação do coeficiente de arrasto - Ventos de baixa turbulência

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Existem situações nas quais a norma permite a utilização de um valor reduzido do coeficiente de arrasto. Essa redução ocorre devido ao fluxo de ar na região da edificação ser turbulento, o que reduz a força gerada pela rajada na face incidente. Segundo a norma, a edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência se sua altura não excede em duas vezes a altura média das edificações vizinhas e a distância média entre as edificações seja de no máximo 500 metros para edifícios de até 40 metros; 1000 metros para edifícios de até 55 metros; 2000 metros para edifícios de até 70 metros e 3000 para edifícios de até 80 metros.

Caso a edificação se encaixe nessa situação, pode-se utilizar outro gráfico para a determinação do coeficiente de arrasto, reproduzido na figura abaixo. Esse gráfico gera valores de coeficientes de arrasto inferiores ao citado anteriormente:

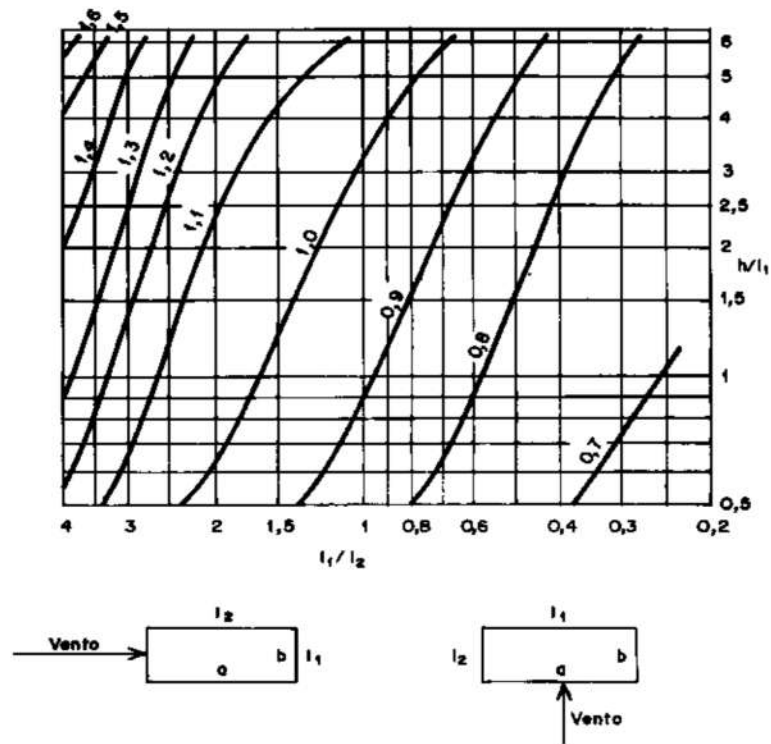


Figura 2.18 - Ábaco para determinação do coeficiente de arrasto - Ventos de alta turbulência

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

c) Imperfeições globais

As imperfeições globais se tratam de um desaprumo dos elementos verticais, que são, na prática, causados principalmente pelas imperfeições do método construtivo, podendo até ser perceptíveis na estrutura acabada. A consideração é feita como mostra a figura abaixo.

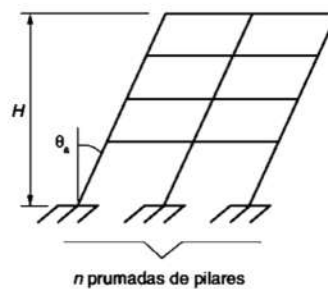


Figura 19 - Imperfeições globais

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Onde:

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}}$$
$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}}$$

Equação 45

E:

$$\theta_{1min} = \frac{1}{300}$$
$$\theta_{1max} = \frac{1}{200}$$

Equação 46

Para pilares isolados e em balanço, adota-se $\theta_1 = 1/200$. Já para edifícios onde lajes lisas ou lajes cogumelo são predominantes, admite-se $\theta_a = \theta_1$.

No que se trata a consideração mútua do desaprumo e das ações do vento, regem as seguintes possibilidades:

1. Somente a ação do vento é considerada se 30% da ação do vento for superior à ação do desaprumo;
2. Somente a ação do desaprumo é considerada se 30% da ação do desaprumo for superior à ação do vento;
3. Nos casos não contemplados por 1 ou 2, considera-se uma combinação de ambas as ações como cargas variáveis artificialmente amplificadas, com a mesma direção e sentido, de forma equivalente a ação do vento. Não há necessidade de se considerar θ_{1min} , nesse caso.

d) Imperfeições locais

Além das cargas horizontais e verticais (provenientes da análise estrutural do edifício) e os efeitos de segunda ordem (globais), no dimensionamento de pilares deve-se acrescentar uma parcela de momento devido a imperfeições locais. Essa parcela representa a possibilidade de o pilar apresentar desaprumo entre dois pavimentos.

Esse desaprumo apresenta um acréscimo na excentricidade da carga de e_a , devendo ser considerada em duas posições distintas, uma na extremidade do pilar e outra no centro do pilar. A figura abaixo representa as situações que devem ser analisadas.

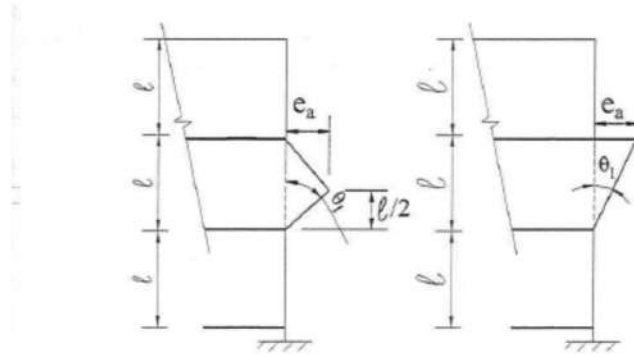


Figura 2.20 - Desaprumo no lance de um pilar

Fonte: Carvalho e Pinheiro, 2009

Os valores de θ_1 e e_a podem ser obtidos pela fórmula:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l}} \geq \frac{1}{300}$$

$$e_a = \theta_1 \cdot \frac{l}{2}$$

Equação 47

A norma define ainda um momento mínimo que, se atendido, garante que a estrutura é resistente a imperfeições locais. Esse momento é definido como:

$$M_{min} = N_{sd} \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h)$$

Equação 48

Nesse trabalho o momento mínimo será interpretado como valor mínimo para os momentos de primeira ordem. Caso a solicitação de primeira ordem em um pilar somado ao efeito da excentricidade acidental seja inferior ao momento mínimo calculado, o momento utilizado no dimensionamento será o mínimo.

Essa consideração garante que, para qualquer solicitação, a envoltória resistente engloba a envoltória de momentos mínimos definidos em norma se ela engloba os pontos de solicitação. A análise do dimensionamento de pilares torna-se, portanto, análise dos pontos de solicitação contra a envoltória resistente.

2.3.1.2 Esforços de segunda ordem

a) Análise de estabilidade global

Uma das análises preliminares que podem ser realizadas no sistema estrutural escolhido para o edifício apresentado é a análise de estabilidade global. Ela define se o prédio, considerado como corpo rígido, perderia o equilíbrio, tendo em vista as situações mais desfavoráveis levantadas: de carregamento, ação do vento, vínculos entre os elementos e condições de contorno.

Dentre as considerações que se fazem necessárias, determinar a intensidade dos efeitos de 2ª ordem é uma das mais importantes, na análise de estabilidade global. Eles são resultantes de uma verificação realizada na estrutura em sua configuração deformada, ou seja, são os efeitos contínuos do carregamento aplicado, não só com as características geométricas iniciais dos elementos, mas também os efeitos criados posteriormente, a partir das configurações já deformadas.

Nessa análise mais complexa, devem ser levadas em consideração as não-linearidades físicas e as não-linearidades geométricas dos elementos e deve ser assegurado que, para as ações mais desfavoráveis de carregamento, a estrutura não atinja os estados-limites últimos (ELU) de perda do equilíbrio ou de esgotamento de sua capacidade resistiva, definidos na NBR 6118:2014.

O procedimento de cálculo descrito na norma conta com cálculos dos parâmetros de análise dos efeitos globais de 2ª ordem, α e γ_z , tendo a possibilidade de dispensá-los, e ainda prescrições de análise diferentes se a estrutura possui nós fixos ou móveis.

a) Dispensa da consideração dos efeitos globais de 2ª ordem

Para a análise de estabilidade global, a norma traz as formulações a partir dos parâmetros de cálculo α e γ_z , mostradas abaixo, que são utilizados para definir se existe ou não a possibilidade de se classificar a estrutura como de nós fixos, permitindo a utilização de cálculo menos rigoroso, ou deslocáveis.

O parâmetro de instabilidade α pode ser usado para estruturas reticuladas simétricas, ou ligeiramente assimétricas. No cálculo de α , o momento de inércia deve ser calculado considerando-se a seção bruta dos pilares. Se o pilar tiver seção variável, pode-se aproximar por um pilar equivalente de seção constante. Se for escolhido utilizar-se o pilar equivalente, sua rigidez pode, também, ser obtida calculando-se o deslocamento no topo da estrutura, sob o

carregamento horizontal obtido e realizando-se o procedimento para a obtenção da rigidez de um pilar que, engastado na base e livre no topo, sofra o mesmo deslocamento, considerando uma seção constante, como cita a norma. O parâmetro α é comparado com α_1 , conforme as equações abaixo:

Para que a estrutura seja considerada de nós fixos, tem-se:

$$\alpha < \alpha_1 \quad \text{Equação 49}$$

Onde:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I_c}} \quad \text{Equação 50}$$

E:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,2 + 0,1 \cdot n, \text{ se } n \leq 3 \\ \alpha_1 &= 0,6, \text{ se } n \geq 4 \end{aligned} \quad \text{Equação 51}$$

O valor limite de $\alpha_1 = 0,6$ é geralmente utilizado para estruturas usuais de edifício. Ele pode ser majorado para $\alpha_1 = 0,7$ no caso de contraventamento feito exclusivamente através de pilares-parede ou minorado para $\alpha_1 = 0,5$ se houverem somente pórticos.

Outra forma de verificação que pode ser feita para estruturas reticuladas de no mínimo 4 andares, é utilizando-se o coeficiente de avaliação da importância dos esforços de 2ª ordem globais γ_z . Tal coeficiente é determinado a partir dos resultados de uma análise linear de 1ª ordem, para cada caso de carregamento, considerando valores de rigidez simplificados, por uma aproximação dos efeitos de não-linearidade física.

- Para lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_c \cdot I_c$
- Para vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_c \cdot I_c$, para $A'_s \neq A_s$

$$(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_c \cdot I_c, \text{ para } A'_s = A_s \quad \text{Equação 52}$$

- Para pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_c \cdot I_c$

O valor de γ_z é dado, para cada caso de combinação de carregamento, por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{Equação 53}$$

Assim, a estrutura é considerada como de nós fixos se $\gamma_z \leq 1,1$.

b) Estrutura de nós fixos

Para os casos simplificados, em que α ou γ_z mostram que a estrutura pode ser considerada como possuindo nós fixos, a NBR 6118:2014 dispensa a necessidade de consideração dos esforços globais de 2ª ordem.

c) Estrutura de nós móveis

Para os casos mais complexos, em que α ou γ_z mostram que a estrutura somente pode ser considerada como possuindo nós móveis, a norma apenas prescreve que devem ser considerados os esforços globais de 2ª ordem, aplicados nos nós: “Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$.”

Também pode ser utilizado na análise dos efeitos de segunda ordem, em relação à grandeza dos de primeira ordem, o processo $p\Delta$ para estruturas com nós móveis ($\gamma_z \geq 1,1$). O cálculo desse coeficiente consiste basicamente em um processo iterativo, que busca a convergência dos valores de deformação do edifício, após analisar-se a estrutura deformada com seus carregamentos horizontais e verticais, inserindo-se os valores dos esforços que equilibram o binário das forças verticais, gerados na estrutura com desaprumo, como *input* na estrutura indeformada. Repete-se esse passo até a convergência.

d) Não-linearidades físicas e geométricas

Para entender melhor do que se tratam os efeitos de segunda ordem, é importante conhecer as minúcias que são utilizados em seu cálculo. Tais parâmetros se tratam das não-linearidades físicas, que consistem no comportamento não linear que o material assume, a partir do efeito contínuo de aplicação do carregamento, o que acarreta nos efeitos da fluência e retração, por

exemplo, e as não-linearidades geométricas, que consistem na forma imperfeita, e não completamente simétrica que os elementos podem possuir. Um exemplo clássico de não-linearidade geométrica é o desaprumo nos pilares.

No método prescrito na NBR 6118:2014, seção 15, a não-linearidade física é considerada através da construção da relação momento-curvatura para cada seção da estrutura, tendo como conhecidas a força normal atuante e a armadura. A configuração dessa curva deve seguir os moldes da apresentada na Figura 2.23

A reta AB é uma linearização realizada a favor da segurança, em relação a curva real, obtida com o valor da força normal N_{rd}/γ_B , sendo $\gamma_B = 1,1$, e é caracterizada pela rigidez secante da seção: $(EI)_{sec}$. Esse valor pode ser aproximado, para análises mais gerais, pelos valores citados no cálculo do coeficiente γ_z .

Deve-se lembrar que tais valores aproximados da rigidez secante devem ser utilizados apenas para avaliar estruturas de nós móveis com pelo menos quatro pavimentos, como é o caso. Se não fosse possível utilizá-los, seria necessário realizar o cálculo através do arco tangente da reta AB, obtido pela construção da curva momento curvatura.

Para a consideração dos efeitos da não-linearidade geométrica, utiliza-se a formulação da seção 11.3.3.4 da norma, sendo estes divididos em efeitos devido às imperfeições globais ou às imperfeições locais.

b) Efeitos de segunda ordem locais e localizados

Como a principal solicitação em pilares é a força normal de compressão, os pilares de edifícios estão sujeitos à flambagem.

Flambagem é o fenômeno de flexão lateral de uma haste esbelta quando submetida a um carregamento de compressão. Devido a deformação sofrida pela haste, surgem esforços internos diferentes daqueles originais (obtidos considerando a barra sem deformação). Na *Figura 2.21* tem-se a representação do fenômeno de flambagem. Os momentos solicitantes, que surgem devido a configuração deformada da estrutura, são denominados momentos de 2ª ordem. Sua consideração ou não depende do índice de esbeltez do pilar.

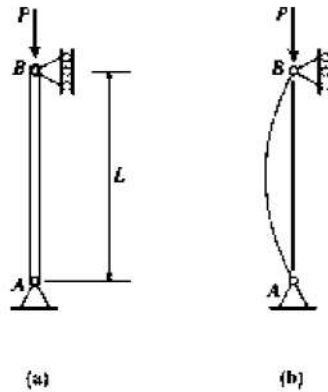


Figura 2.21 - Flambagem de uma haste submetida a força normal de compressão

Fonte: <http://www.madeira.ufpr.br/dvissotto/resmatII/Flambagem.pdf>

Além desses efeitos de 2ª ordem considerados ao longo do lance do pilar, denominados efeitos locais, existem os efeitos localizados de 2ª ordem, que ocorrem em pilares parede. Esses efeitos ocorrem devido a uma possível não retilinearidade maior de uma região com relação ao eixo do pilar como um todo. Os pilares do edifício analisado são todos do tipo pilar parede, portanto devem ter esses efeitos analisados também.

Os pilares de uma estrutura podem ser classificados como curtos, moderadamente esbeltos, esbeltos e muito esbeltos. A classificação é feita a partir do índice de esbeltez do pilar definido para cada direção como:

$$\lambda_x = \frac{l_{e,x}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{e,y}}{i_x}$$

Equação 54

Onde:

λ = índice de esbeltez do pilar

l_e = comprimento de flambagem nas direções x e y

i = raio de giração

O comprimento de flambagem do pilar é definido como o menor valor entre o vão do pilar no pórtico (distância entre os eixos dos elementos de travamento do pilar) ou a distância livre do pilar somado da altura do pilar da seção transversal do pilar com relação ao eixo adotado. A figura abaixo representa esquematicamente essa situação.

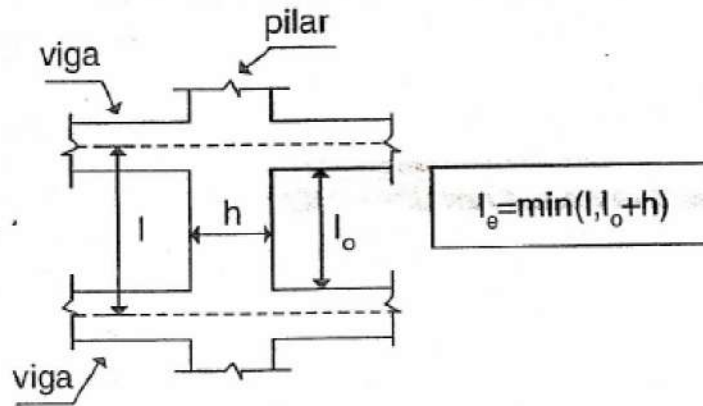


Figura 2.22 - Determinação do comprimento de flambagem do pilar

Fonte: Araújo, 2010

O raio de giração é definido como:

$$i_n = \sqrt{\frac{I_n}{A}} \quad \text{Equação 55}$$

Calculada para cada direção separadamente. Deve-se considerar para o cálculo do momento de inércia a seção bruta do pilar (desprezar a presença de armadura).

Pilares com λ menor do que o valor de referência λ_1 (definido abaixo) são classificados como curtos; com λ entre λ_1 e 90 os pilares são classificados como medianamente esbeltos; com λ entre 90 e 140 são classificados como esbeltos e com λ entre 140 e 200 são classificados como muito esbeltos. Não pode haver pilares com índice de esbeltez maior do que 200.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad \text{Equação 56}$$

Onde

e_1/h = excentricidade relativa de primeira ordem

α_b = valor obtido a partir de alguma das situações abaixo tendo como valor máximo 1

Para pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + \frac{0,40 \cdot M_a}{M_b} \geq 0,40 \quad \text{Equação 57}$$

Onde M_a é o valor máximo absoluto do momento de primeira ordem no pilar e M_b é o valor do momento na outra extremidade do pilar, ele deve ter valor positivo se tracionar a mesma face que M_a e sinal negativo se tracionar a face oposta

Para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo de sua altura:

$$\alpha_b = 1 \quad \text{Equação 58}$$

Para pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + \frac{0,20 \cdot M_a}{M_c} \quad \text{Equação 59}$$

Onde M_a é o momento no engaste e M_c é o momento no centro do pilar

Para pilares com momentos menores do que o momento mínimo:

$$M_a < M_{min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \rightarrow \alpha_b = 1 \quad \text{Equação 60}$$

Onde N_d é a força de compressão do pilar

A partir da classificação do pilar, a norma permite a utilização de métodos aproximados para a determinação dos momentos de segunda ordem. Pilares curtos dispensam o acréscimo dos momentos de segunda ordem.

Para pilares com λ menor do que 90 (curtos ou moderadamente esbeltos) pode-se utilizar o método do pilar-padrão com curvatura aproximada ou com a rigidez (κ) aproximada. Para pilares com λ menor do que 140 (curtos, moderadamente esbeltos e esbeltos) pode-se utilizar o método do pilar padrão acoplado a diagramas M, N e 1/r. Pilares com λ maior do que 140 é obrigatório a utilização do método geral. Pilares com λ maior do que 90 é necessária a consideração da fluência da determinação dos esforços de segunda ordem.

Na tabela abaixo temos um resumo da classificação dos pilares e os métodos que se pode utilizar.

Tabela 2.5 - Classificação dos pilares

Índice de esbeltez - λ		Tipo de Pilar	Método de análise				Fluência
Limite Superior	Limite Inferior		Curvatura aproximada	Rigidez aproximada	Acoplado M, N e 1/r	Geral	
λ_1	-	Curtos	Dispensa análise de 2ª ordem				Não necessária
90	λ_1	Moderadamente esbeltos	Permitido	Permitido	Permitido	Permitido	Não necessária
140	90	Esbeltos	-	-	Permitido	Permitido	Obrigatória
200	140	Muito Esbeltos	-	-	-	Obrigatório	Obrigatória

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6118:2014

a) Método geral

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o método geral “consiste na análise não-linear de 2ª ordem com discretização adequada da barra, consideração da relação momento-curvatura real em cada seção e consideração da não linearidade geométrica de maneira não aproximada”.

Esse procedimento envolve a resolução de equações diferenciais para as quais não há solução previamente conhecida, sendo necessário o emprego de métodos numéricos.

b) Método aproximado do pilar padrão

Esses métodos procuram identificar o momento de segunda ordem a partir da seção mais solicitada do pilar. Algumas simplificações desse método são: a flecha máxima é uma função linear da curvatura da barra, a linha elástica da barra deformada é da forma senoidal, a curvatura é dada pela derivada segunda da equação da linha elástica e a não-linearidade física do material é desconsiderada.

c) Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

Sabe-se que para a barra apresentada na Figura 2.21 a flecha máxima da barra (chamada de e_2 nesse caso) é dada pela expressão:

$$e_2 = \frac{l^2}{\pi^2} \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \quad \text{Equação 61}$$

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a curvatura da seção crítica é:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (\nu_0 + 0,5)} \quad \text{Equação 62}$$

Onde ν_0 é o adimensional de força normal. Os esforços de segunda ordem são calculados como:

$$M_{Sd,tot} = M_{2d} = N_d \cdot e_2 + \alpha_b \cdot M_{1d} \quad \text{Equação 63}$$

Onde M_{1d} é o momento de cálculo de primeira ordem da seção.

d) Método do pilar padrão com rigidez κ aproximada

Esse método consiste na ampliação do momento de primeira ordem para obtenção do momento de segunda ordem (diferente do método da curvatura aproximada que utiliza uma combinação do momento de primeira ordem com o momento de segunda ordem resultante da não linearidade geométrica da barra).

O momento total solicitante pode ser obtido por:

$$M_{Sd,tot} = \frac{\alpha_b \cdot M_{1d}}{1 - \left(\frac{\lambda}{120 \cdot \left(\frac{\kappa_{aprox}}{\nu_0} \right)} \right)} \quad \text{Equação 64}$$

O valor da rigidez adimensional aproximado pode ser calculado como:

$$\kappa_{aprox} = 32 \cdot \nu_0 \left(1 + 5 \cdot \left(\frac{M_{Rd}}{h \cdot N_d} \right) \right) \quad \text{Equação 65}$$

Para processo de dimensionamento, a finalidade é determinar o momento solicitante final a partir do resistente (supondo uma certa configuração de armadura). Assim toma-se:

$$M_{Rd} = M_{Sd} \quad \text{Equação 66}$$

Chegando, portanto, na equação de segunda ordem:

$$A \cdot M_{Sd}^2 + B \cdot M_{Sd} + C = 0 \quad \text{Equação 67}$$

Onde:

$$\begin{aligned} A &= 5 \cdot h \\ B &= h^2 \cdot N_d - \frac{N_d \cdot l_e^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d} \\ C &= -N_d \cdot h^2 \cdot \alpha_b \cdot M_{1d} \end{aligned} \quad \text{Equação 68}$$

Resolvendo a equação é possível encontrar o momento final total de dimensionamento (já considerando os efeitos de segunda ordem).

e) Método do pilar-padrão acoplado a diagramas M, N e 1/r

Para pilares nos quais não se pode utilizar os métodos aproximados descritos acima ($\lambda > 90$), deve-se montar o diagrama momento curvatura para o caso específico de carga de compressão. A tensão limite no concreto deve ser $1,10 f_{cd}$ e a tensão limite no aço deve ser de f_{yd} .

Segundo a norma, pode-se utilizar a formulação a favor da segurança com coeficiente de ponderação γ_V/γ_3 para as cargas para o cálculo dos efeitos de segunda ordem. Esses valores devem ser multiplicados por γ_3 . A imagem abaixo ilustra essa situação:

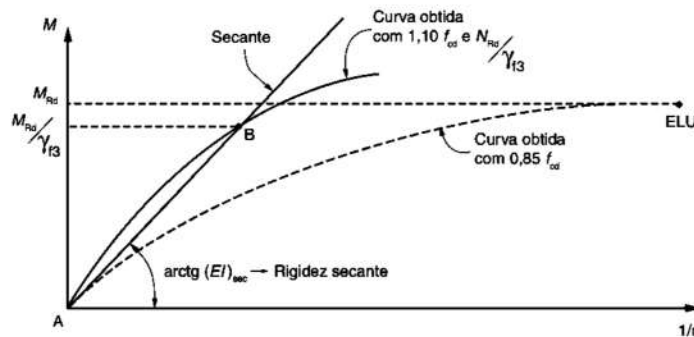


Figura 2.23 - Diagrama momento curvatura para obtenção da rigidez secante do pilar

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Com o valor de $(EI)_{sec}$ pode-se calcular a rigidez secante adimensional como:

$$\kappa_{sec} = \frac{(EI)_{sec}}{A_c \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad \text{Equação 69}$$

Com esse valor de rigidez, utiliza-se a mesma formulação do momento solicitante total com o valor de κ_{sec} no lugar de κ_{aprox} .

Para pilares-parede, deve ser determinado os efeitos localizados de 2ª ordem. Segundo ABNT NBR 6118:2014, esses efeitos podem ser desprezados se a esbeltez da lâmina do pilar for inferior a 35. Essa esbeltez pode ser calculada como:

$$\lambda_i = 3,46 \cdot \frac{l_{ei}}{h_i} \quad \text{Equação 70}$$

Onde h_i é a espessura da lâmina e l_{ei} é o comprimento de flambagem equivalente de cada lâmina calculado como indicado na figura abaixo:

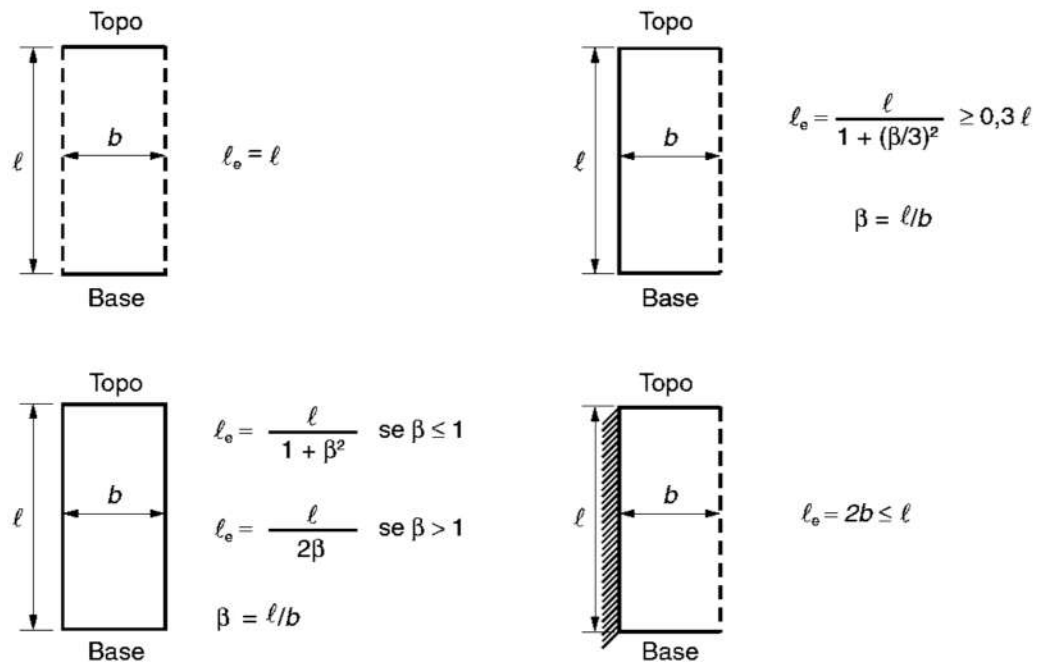


Figura 2.24 - Comprimento equivalente de pilares parede

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Quando o índice de esbeltez da lâmina for inferior a 90, a norma permite aproximar o cálculo dos efeitos localizados de segunda ordem de uma faixa de comprimento a_i pelo cálculo dos efeitos locais de segunda ordem em um pilar isolado com as mesmas dimensões da faixa.

Uma vez determinados os efeitos de segunda ordem, somando-se os esforços obtidos pela análise de primeira ordem e de 2ª ordem global e esses, têm-se os esforços de dimensionamento dos pilares. O dimensionamento é feito para o caso de flexão composta oblíqua.

2.3.2 Resistências

2.3.2.1 Flexão oblíqua

Pilares de concreto armado trabalham em grande maioria no domínio 5 de deformação (seção totalmente comprimida). Além disso, é comum a atuação de momentos fletores nas direções x e y . Essa situação de atuação da força normal com dois momentos fletores (ou com momento resultante em uma direção diferente do eixo principal de inércia da seção) é chamada flexão composta oblíqua.

Considerando a seção transversal representada abaixo pode-se definir as equações dos esforços internos da seção como:

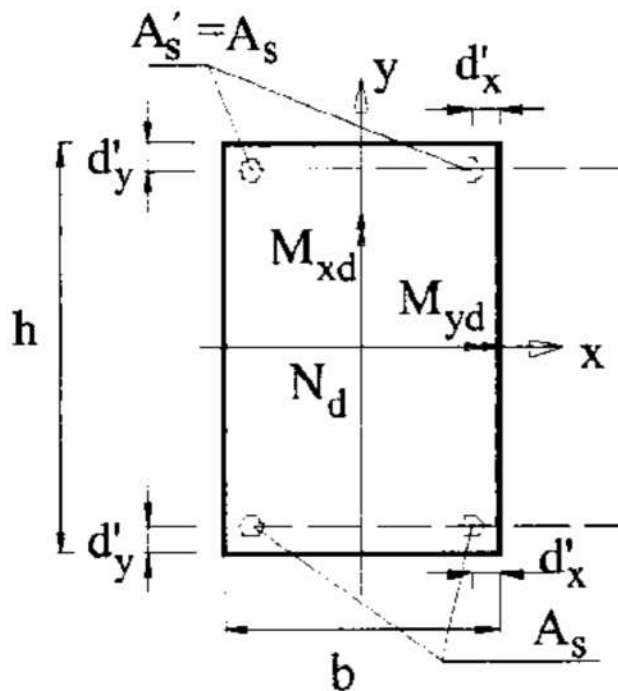


Figura 2.25 - Seção transversal considerada para flexão composta oblíqua

Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009)

$$\begin{aligned}
 N_d &= \sum_{i=1}^n A_{Si} \cdot \sigma_{Si} + \int_{ACC} \sigma_{cd} \cdot dA \\
 M_{xd} &= \sum_{i=1}^n A_{Si} \cdot \sigma_{Si} \cdot y_{Si} + \int_{ACC} \sigma_{cd} \cdot x \cdot dA \\
 M_{yd} &= \sum_{i=1}^n A_{Si} \cdot \sigma_{Si} \cdot x_{Si} + \int_{ACC} \sigma_{cd} \cdot y \cdot dA
 \end{aligned}
 \tag{Equação 71}$$

Onde:

A_{Si} = área da barra de aço i

σ_{Si} = tensão na barra de aço i

x_{Si} e y_{Si} = posições x e y da barra i

σ_{cd} = tensão no elemento do concreto de área dA

x e y = posições x e y do elemento de concreto de área dA

As equações representam as tensões multiplicadas pelas áreas nas quais elas atuam, e os momentos levam em consideração os respectivos momentos de cada parcela.

Para uma certa posição da linha neutra, as integrais tornam-se conhecidas e os esforços internos podem ser obtidos solucionando o sistema de equações. A solução do sistema para uma certa posição da linha neutra conduz ao valor da taxa geométrica de armadura ω .

Um método computacional comum (e utilizado nesse estudo) é supor um determinado arranjo de barras (quantidade de linhas e espaçamento entre as barras), encontrar a posição da linha neutra igualando o esforço resistente da seção com o atuante e verificar se as deformações nessa configuração satisfazem os critérios limites da ABNT NBR 6118:2014.

Quando não se tem métodos computacionais, ou ainda para verificar os resultados encontrados por esses métodos, pode-se utilizar ábacos de adimensionais. Nesses ábacos há soluções para determinadas características de material (tipo de aço, relação entre d'/h e disposição da armadura).

Para utilização dos ábacos deve-se calcular os adimensionais de força normal e dos momentos:

$$v_0 = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}
 \tag{Equação 72}$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Cada ábaco representa um certo valor de v_0 , disposição de armadura e relação d'/h . A partir do ábaco retira-se o valor da taxa geométrica de armadura ω . A partir da taxa geométrica calcula-se a armação total com a equação:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \text{Equação 73}$$

Abaixo, foi colocado um ábaco de dimensionamento apenas para ilustrar o tema discutido:

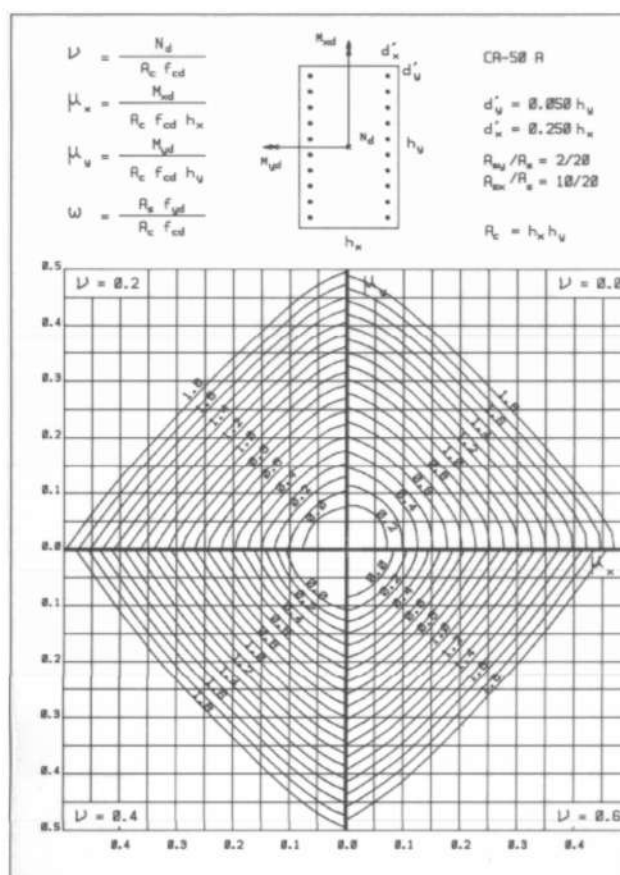


Figura 2.26 - Exemplo de ábaco para dimensionamento a flexão composta oblíqua

Fonte: <http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/24%20Abacos%20flexao%20obliqua.pdf>

2.3.2.2 *Envoltória resistente*

A partir da configuração da armação do pilar, deve-se construir a envoltória resistente do mesmo para sua verificação. A envoltória é construída segundo a formulação:

$$\left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}}\right)^\alpha = 1 \quad \text{Equação 74}$$

Os valores de $M_{Rd,xx}$ e $M_{Rd,yy}$ são obtidos considerando flexão composta reta para cada uma das direções, o arranjo de barras adotado e a força normal resistente igualada a força normal solicitante.

Segundo a ANBT NBR 6118:2014 pode-se utilizar o valor de α igual a 1 para resultados conservadores. Para seções retangulares alfa assume o valor de 1,2.

Essa envoltória de resistência deve conter a envoltória mínima de solicitações (calculada de maneira similar a envoltória de resistência, porém com os valores de $M_{Rd,xx}$ e $M_{Rd,yy}$ iguais aos valores mínimos de cálculo e acrescidos do efeito de 2ª ordem se eles foram analisados) e os pontos de solicitação do pilar pelo menos em seu topo, centro e base. Caso o método de cálculo apresente esforços ao longo do comprimento do pilar todos os pontos devem estar contidos na envoltória de resistência.

Esse último caso ocorre quando se utiliza a análise geral para determinação dos efeitos de segunda ordem, uma vez que o pilar é discretizado e tem seu momento total final atuante calculado de acordo com a discretização adotada. A figura abaixo, ilustra o traçado da envoltória resistente, os pontos de solicitação do topo (T), base (B) e meio (M) do lance, além das envoltórias mínimas de primeira e segunda ordem.

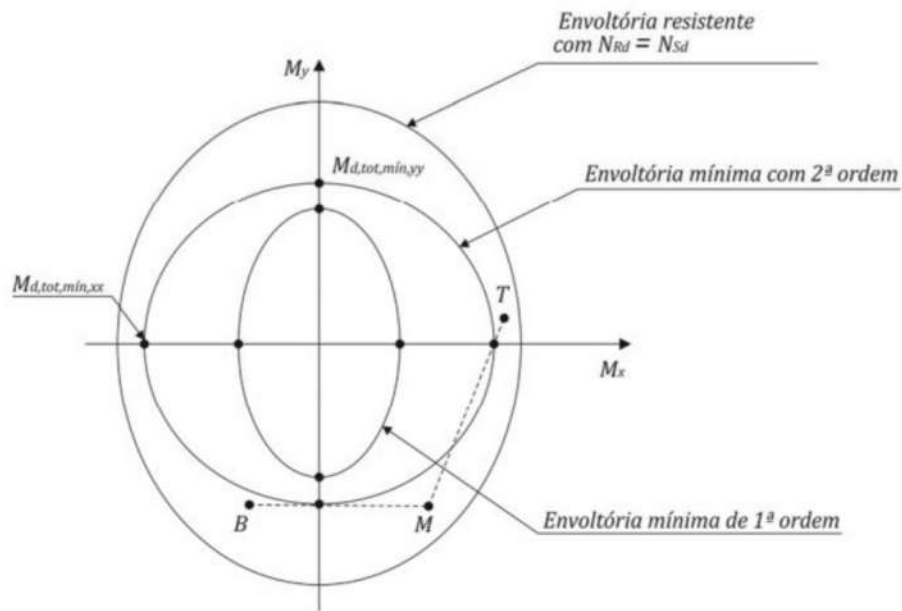


Figura 2.27 - Envoltória resistente de um pilar e seus pontos de solicitação

Fonte: http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/2017ME_ViniciusSlompoPinto.pdf

Ressalta-se aqui que devido à forma de consideração de momento mínimo, sua envoltória estará automaticamente coberta caso a envoltória resistente englobe os pontos de solicitação.

2.4 SOFTWARE UTILIZADO

Para a análise da estrutura foi utilizado o *software* comercial CAD/TQS na sua versão 19. Foram utilizados os módulos de grelha, pórtico espacial e CAD/Pilar.

2.4.1 Grelhas TQS

A determinação dos esforços nas lajes foi feita com auxílio do programa CAD/TQS. O método de análise utilizado no programa é o de analogia de grelha. Como descrito anteriormente, a analogia de grelha é um método que transforma a análise de placa das lajes em uma análise de elementos do tipo barra (que possuem comprimento muito maior do que as dimensões da seção transversal). Essas barras se interceptam em nós que apresentam três graus de liberdade – rotação em x e y fletindo as barras e deslocamento em z .

Uma vez definidas as características geométricas dos elementos estruturais e as suas condições de carregamentos, o programa automaticamente transforma os pavimentos analisados em grelhas de acordo com os critérios definidos. Entre os critérios que podem ser editados

destacam-se: definição da malha (espaçamento horizontal e vertical de cada barra), ligação com os pilares, torção entre as barras.

Para definição da malha levou-se em consideração a forma como o programa trata a ligação entre laje e pilar. Considerando apenas a ação de cargas verticais em lajes do tipo lisa, sabe-se que elas transmitem aos pilares três tipos de esforços: forças no eixo z e momentos ao longo dos eixos x e y. As reações verticais são fruto do apoio das lajes sobre os pilares. Os momentos em ambas direções são fruto do trabalho em conjunto dos dois elementos – ao rotacionar nas regiões próximas aos pilares a laje tende a rotacioná-lo também, gerando momentos fletores ao longo do pilar.

As reações da laje ao pilar são transmitidas através das barras da grelha ligadas a esses. Para que os valores das reações sejam mais próximos da realidade, buscou-se uma malha que fosse simétrica na região dos pilares. Além disso, buscou-se valores de intervalo que ficassem próximos a 50 centímetros (que representa duas barras para cada metro de laje). O valor definido foi de 40 centímetros ao longo do eixo x e 60 centímetros ao longo do eixo y.

Em uma analogia clássica de grelhas, os pontos de apoio são definidos apenas em um nó da malha que intercepta o centro dos pilares. Entretanto, sabe-se que fisicamente o apoio consiste em um trecho maior do que o de um nó. O programa aumenta a área de apoio criando barras muito rígidas e indeformáveis nas regiões em que fisicamente há pilares.

Além disso, transformar os pilares em apoios perfeitamente rígidos (do tipo engaste ou apoios do segundo gênero) leva a picos de momento negativo que não refletem o funcionamento real da estrutura (uma vez que a ligação entre o pilar e a laje não é perfeita, há plastificação do aço, fissuração no concreto e redistribuição de momentos). Por esse motivo, o programa permite considerar que os apoios da grelha são elásticos. O coeficiente de mola do apoio é definido a partir da seção do pilar. O coeficiente de translação vem do módulo de elasticidade e área da seção enquanto os coeficientes de rotação vêm do módulo de elasticidade e momento de inércia nos eixos considerados.

Outro parâmetro que pode ser configurado no programa é a plastificação. Modelos inteiramente elástico levam a resultados não condizentes com a realidade. A plastificação ocorre no concreto (devido a sua fissuração) e no aço (ao atingir o patamar de escoamento) e diminui a rigidez dos trechos de laje. Essa perda faz com que os esforços migrem dessa região para regiões com maior rigidez.

O programa fornece dois parâmetros que permitem simular esse comportamento. O primeiro é a redução da rigidez a torção das barras da grelha que simulam as lajes. O segundo é a redução dos momentos negativos nas regiões dos apoios (sobre vigas e sobre pilares).

Os materiais e as cargas que são utilizadas para o cálculo dos esforços na laje são os definidos anteriormente. As principais cargas atuantes são: peso próprio das lajes, carga permanente de revestimento, carga permanente de alvenarias, carga acidental de uso da edificação e carga de vento.

O processamento da grelha é feito através de uma análise matricial baseada no método dos deslocamentos. Após o processamento os resultados podem ser visualizados através de arquivos de listagem de dados (arquivos de texto) ou visualizadores gráficos. Os visualizadores gráficos apresentam uma interface mais simples de leitura. Há dois dados que serão utilizados diretamente nessa análise da estrutura: as deformações e os diagramas de momentos fletores.

2.4.2 Pórtico espacial TQS

O pórtico espacial modelado no software TQS, que, como descrito anteriormente, será utilizado na análise, se baseia em modelos tradicionais de pórticos espaciais tridimensionais. Ele é composto por elementos em barra e conectado por nós, com 6 graus de liberdade cada: translações (D_x , D_y e D_z) e rotações (θ_x , θ_y e θ_z). Além disso, os esforços solicitantes que podem se apresentar são: força normal (F_x), forças cortantes (F_y e F_z), momentos fletores (M_y e M_z) e momento torsor (M_x). Para essas direções são considerados um sistema de coordenadas para cada elemento. Na figura abaixo o esquema de coordenadas é mostrado. (Manual de Análise Estrutural do TQS, Versão 15.X). Alguns dos princípios desse método de modelagem, cuja explicação se faz necessária, estão delineados abaixo.



Figura 2.28 - Sistema local de coordenadas para cada barra do pórtico e da grelha

2.4.2.1 Modelo de cálculo

Ao se iniciar uma modelagem utilizando *softwares*, deve-se sempre escolher um modelo que mais se adeque ao nível de complexidade do projeto, uma vez que seu objetivo é reproduzir o comportamento real da estrutura. Dentre os modelos disponíveis do programa TQS, o Modelo VI é o mais completo, já que considera a estrutura como um pórtico espacial único, sem a necessidade da compatibilização entre os modelos de grelhas das lajes dos pavimentos e um pórtico espacial composto apenas por pilares e vigas. Tal nível maior de complexidade traz o prejuízo no desempenho do programa, no que diz respeito ao tempo necessário para se realizar o processamento (Site da TQS Informática, 2019). Como, neste caso, trata-se de um edifício de 12 pavimentos, a utilização do Modelo VI não é gera tempos de processamento elevados. O próprio software recomenda a utilização deste modo mais complexo de cálculo apenas para edifícios com poucas vigas, para que as lajes auxiliem na análise da estabilidade global, contribuindo no cálculo dos parâmetros de instabilidade (Site da TQS Informática, 2019).

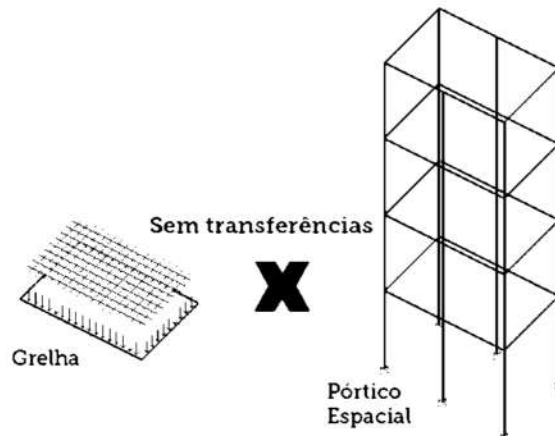


Figura 2.29 - Representação do modelo IV de cálculo

Fonte: TQS Informática

Assim, diferentemente dos outros modelos fornecidos pelo programa, o modelo VI considera as lajes no pórtico espacial através de sua aproximação por grelhas. Nos modelos mais simplificados, elas são consideradas apenas como diafragmas extremamente rígidos, para aproximar sua influência sob a rigidez e estabilidade do sistema estrutural, e transferem as cargas verticais para as vigas e pilares. Dessa forma, quando a estrutura é submetida a ações

horizontais, como a carga de vento, parte dos esforços solicitantes é resistida pela laje. Configura-se, então, uma situação onde a laje é submetida a esforços normais. No caso aqui apresentado, será utilizado o Modelo VI, com a desconsideração das cargas horizontais na obtenção dos esforços preliminares nas lajes dos pavimentos. Nas outras análises realizadas – de estabilidade global e flechas preliminares – o Modelo VI será utilizado em sua integridade.

O sistema TQS considera os Estados Limites Últimos (ELU) e os Estados Limites de Serviço (ELS) em dois modelos distintos, devido à suas diferenças nas considerações de rigidez (reduzida para o cálculo do ELU) pela adoção de módulos de elasticidade distintos em cada análise, e níveis de solicitação (combinações diferentes). Assim, são gerados dois pórticos distintos. A grande diferença do Modelo VI para os mais simples é que, como as lajes já estão inclusas nos pórticos espaciais, fica menos confuso onde são realizadas cada uma das verificações, pois ao invés de gerar 4 modelos distintos (Grelhas ELU, Grelhas ELS, Pórtico Espacial ELU e Pórtico Espacial ELS) são necessários apenas 2. Por outro lado, de forma a simplificar ainda mais o processo, também são unificadas as combinações, sendo, no modelo mais complexo, únicas para todo o edifício.

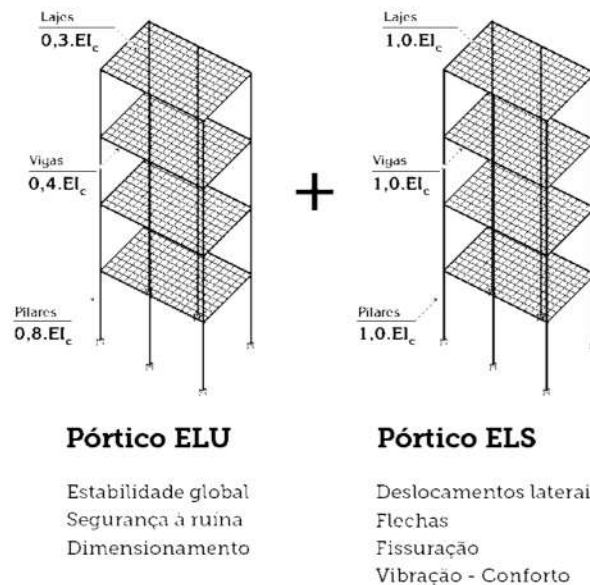


Figura 2.30 - Tipos de pórticos gerados para análise estrutural com o modelo VI

Fonte: TQS Informática

2.4.2.2 Ligação viga-pilar

Os trechos de ligação entre vigas e pilares, em um edifício de concreto armado, são muito relevantes no dimensionamento, pois consistem em regiões de transferência de cargas onde pequenas considerações trazem grandes consequências para o cálculo dos esforços solicitantes. Assim, o software possui um tratamento particular da modelagem do pórtico destas regiões (Manual de Análise Estrutural do TQS, Versão 15.X).

Uma das formas de personalização entre as ligações dos pilares com as vigas que o programa oferece é o tratamento dos trechos rígidos dos apoios. A norma, na seção 14.6.2.1, traz a opção de alongar a região, levando em conta a altura das vigas que chegam no pilar, como mostrado na imagem abaixo.

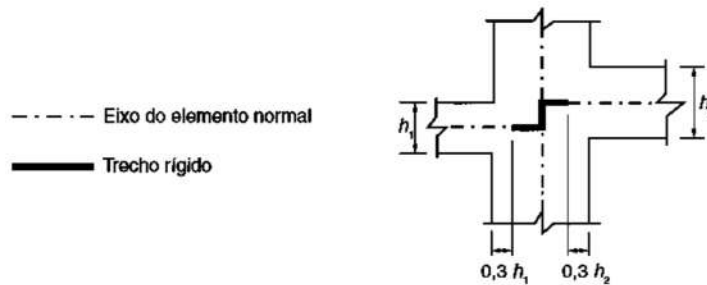


Figura 2.31 - Caracterização de trechos rígidos

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Nesse caso, o tratamento pode ser feito de duas formas: ou criam-se barras rígidas que conectam a viga ao pilar, com o tamanho desejado, ou realiza-se uma adaptação no cálculo dos elementos que possuem trechos rígidos, ligando-se a ferramenta de offset rígido (Manual de Análise Estrutural do TQS, Versão 15.X).

Já a flexibilização dos apoios ajuda a trazer resultados mais realistas, no ponto de vista dos esforços atuantes e na análise de estabilidade global. Nesse caso, a aproximação do modelo com a realidade é feita colocando-se ligações por molas nos extremos das barras, flexibilizando as ligações e manipulando as matrizes de rigidez dos elementos (Manual de Análise Estrutural do TQS, Versão 15.X).

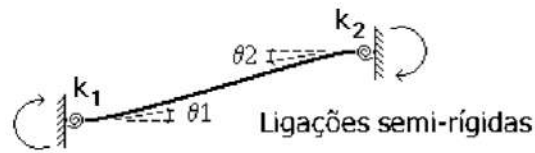


Figura 2.32 - Representação dos apoios como elásticos

Fonte: TQS Informática

A rigidez das molas é calculada, de forma aproximada, através da expressão abaixo:

$$k = \frac{4 \cdot E \cdot I}{L} \quad \text{Equação 75}$$

2.4.2.3 Cargas de vento

Para a consideração da ação variável do vento, no modelo de pórtico espacial do TQS, os pavimentos são divididos em áreas de influência de cada pilar, através de uma projeção do pavimento em uma linha ortogonal à direção do vento, como mostra a figura abaixo (Manual de Análise Estrutural do TQS, Versão 15.X).

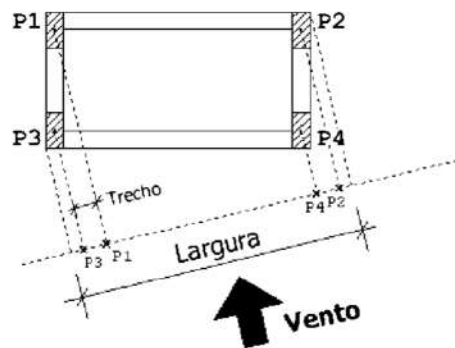


Figura 2.33 - Geometria utilizada para determinar a força de vento

Fonte: TQS Informática

Assim, a carga de vento é calculada como prescrito na NBR 6123:1988, com os valores da largura do edifício (mostrada acima) e o pé direito dos pavimentos. Esse carregamento é distribuído igualmente nos nós dos pavimentos superior e inferior, respeitando a área de influência de cada pilar, que vai da metade da área anterior até metade da área posterior, em

relação à projeção do seu centro de gravidade. No caso do térreo, a carga vai em sua totalidade para o pavimento superior (Manual de Análise Estrutural do TQS, Versão 15.X).

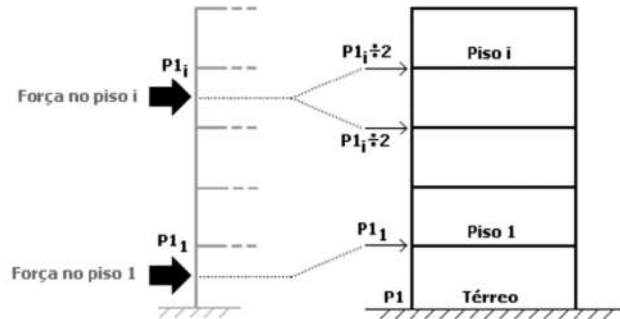


Figura 2.34 - Representação da divisão da carga de vento ao longo dos lances

Fonte: TQS Informática

3 RESULTADOS DA ANÁLISE

3.1 CONSIDERAÇÕES DE CARGA

As definições de carga do edifício analisado foram feitas seguindo a ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

Para as cargas acidentais foram feitas as seguintes considerações: nas lajes dos pavimentos tipo foi utilizada sobrecarga de 1,5 kN/m². Na cobertura, como não se sabe exatamente qual seu uso, foi adotado a carga de terraço com acesso de pessoas igual a 3 kN/m². Para a estimativa das cargas da escada na estrutura foi utilizada a sobrecarga de 3 kN/m² nos lances dela.

As cargas permanentes referentes a revestimentos foram adotadas como 1,5 kN/m² para os pavimentos tipo e na cobertura como 2,0 kN/m². Na estimativa das cargas da escada na estrutura foi utilizada a sobrecarga de 1,0 kN/m².

As cargas de parede foram obtidas considerando paredes de 9 centímetros de blocos cerâmicos furados e revestimentos de argamassa de 2 centímetros em cada face. Considerando o pé direito de 2,6 metros temos:

$$q_{par} = (0,09 \cdot 13 + 0,04 \cdot 21) \cdot 2,6 = 5,2 \frac{kN}{m} \quad \text{Equação 76}$$

Aproximando-se o valor para 6 kN/m.

3.1.1.1 Estimativa das cargas da escada na estrutura

Para se estimar as cargas das escadas na estrutura do edifício, foi observado que as escadas possuem dois lances e um patamar. Imaginando que o patamar teria uma viga na sua extremidade e montantes que nascem na laje para apoiar essa viga (como pode ser visto no desenho em planta abaixo) cada lance pode ser aproximado por uma viga biapoiada. Um dos apoios é a própria laje do pavimento, o outro apoio é a viga da escada (VESC).

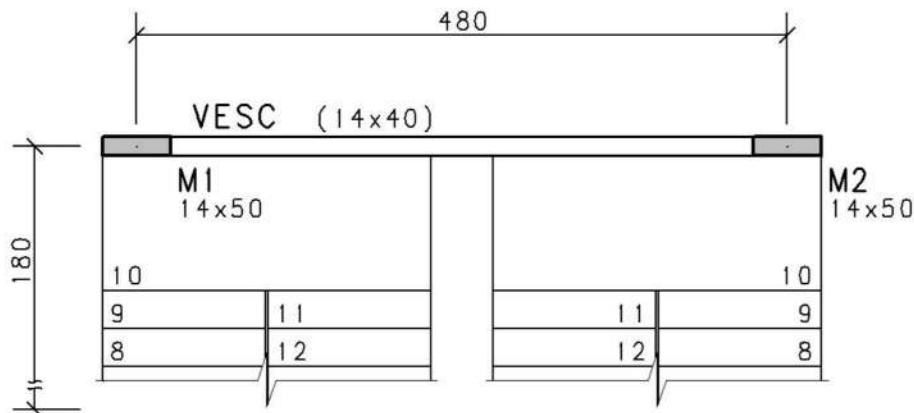


Figura 3.1 - Croqui do patamar da escada

A altura do lance foi estimada em 12 centímetros. Como o pé direito é de 2,60 metros, cada degrau tem altura de 20 centímetros. A espessura média do lance é de 22 centímetros, gerando uma carga de peso próprio de 5,5 kN/m². Foi utilizado carga acidental de 3 kN/m², carga de revestimento de 1,0 kN/m² e carga de parede (posicionadas nas laterais do lance) de 12 kN/m². A somatória das cargas resulta em 21,5 kN/m².

Utilizando para o lance o modelo de viga biapoiada com largura de 1 metro, o comprimento é obtido medindo o furo deixado na forma (igual a 1,80 metros). A reação em cada apoio é metade da carga atuante e igual a 19,4 kN/m. A carga total lançada no programa foi de 20 kN/m.

Além da reação do lance, há reação dos montantes que nascem na laje. Para determinar essa carga deve-se analisar a viga do patamar da escada. Essa viga foi arbitrada com dimensões de 14x40 centímetros. Suas solicitações são: peso próprio (1,4 kN/m), carga de parede com metade do pé direito (3 kN/m) e reação do lance da escada (19,4 kN/m). A carga total atuando na viga é de 23,8 kN/m. Como o vão é de 4,2 metros a reação de apoio em cada montante é de 50 kN. A carga lançada no programa foi concentrada e de 60 kN.

Para as combinações carga foram adotados os coeficientes da Tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2014 para as características do edifício. Como se está estudando um edifício residencial foram utilizados os valores de 0,5; 0,4; 0,3 para os coeficientes Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 respectivamente. Os coeficientes de ponderação do vento foram 0,6; 0,3 e 0 para Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 respectivamente.

3.1.1.2 Carregamento de vento

Para a estimativa do carregamento de vento, foi utilizada a NBR 6123:1988. Como descrito anteriormente, o valor da pressão estática causada por uma rajada de vento depende, basicamente, da velocidade característica da rajada. Este valor, por sua vez, varia com os coeficientes adimensionais: S_1 (fator de terreno), S_2 (classe de edificação) e S_3 (fator estatístico). Os valores obtidos para cada um destes coeficientes estão resumidos na tabela abaixo.

Tabela 3.1 - Parâmetros utilizados para determinar a carga de vento

V₀ – Velocidade básica (m/s)	35
S₁ – Fator de terreno	1,00
S₂ – Categoria de rugosidade	IV
S₂ – Classe de edificação	B
S₃ – Fator estatístico	1,00

A velocidade básica do vento foi retirada do mapa com as isopletas do território brasileiro, presente na norma supracitada. Portanto, como se pode observar, $V_0 = 35$ m/s.

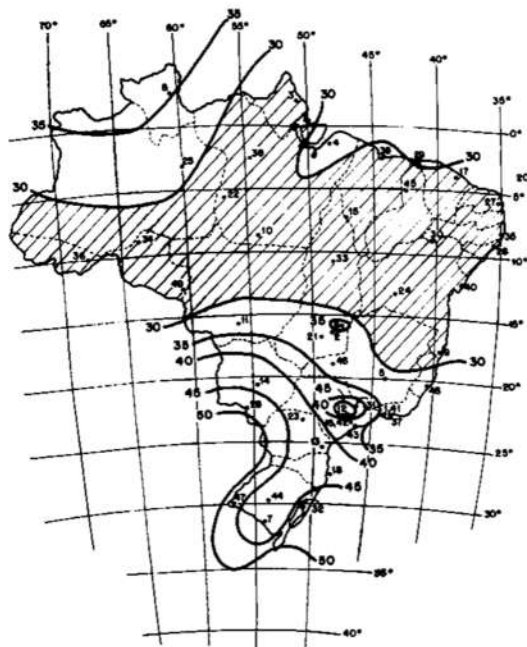


Figura 3.2 - Isopletas para o território brasileiro

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Já para o fator de terreno, considerou-se que o edifício está em um terreno plano, adotando-se, assim, o valor de $S_1 = 1,0$. S_2 , é obtido classificando-se a estrutura quanto à rugosidade do terreno que ela está localizada (categorias I, II, III e IV) e quanto a dimensão de sua superfície frontal (classes A, B e C). Tratando-se de uma área urbanizada, definiu-se a categoria IV para a rugosidade. A classe B foi escolhida para o parâmetro que depende das dimensões do edifício, pois a maior dimensão horizontal ou vertical da fachada frontal do edifício está entre 20,00 m e 50,00 m. Dessa forma, o fator S_2 pode ser calculado retirando-se os coeficientes p e q da Figura 2.15, e considerando a altura z do prédio (além do fator de rajada – F_r , que é sempre equivalente à categoria II).

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p = 0,85 \cdot 0,98 \cdot \left(\frac{36,40}{10}\right)^{0,125} = 0,98 \quad \text{Equação 77}$$

S_3 é um fator estatístico retirado de forma direta da Figura 2.16

Considerando $S_3 = 1,00$, já que o prédio é residencial e pertence ao grupo 2, é possível realizar o cálculo da pressão estática a partir da velocidade característica:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 35 \cdot 1,00 \cdot 0,98 \cdot 1,00 = 34,26 \text{ m/s}$$

$$q_v = 0,613 \cdot V_k^2 = 0,613 \cdot 34,26^2 = 719,72 \text{ N/m}^2$$
Equação 78

Assim, para a obtenção final dos esforços devido ao vento, nas quatro faces do edifício, falta apenas o cálculo dos coeficientes de arrasto. Estes são calculados automaticamente pelo programa TQS, e estão listados na tabela abaixo.

Tabela 3.2 - Coeficientes de arrasto

Fachada	Direção (°)	Coefficiente de arrasto (C _a)
Fachada 1	0°	1,30
Fachada 2	90°	1,30
Fachada 3	180°	1,30
Fachada 4	270°	1,30

3.2 LAJES E VIGAS

3.2.1 Momentos fletores

Os valores dos momentos obtidos pelo TQS representam a envoltória dos resultados das combinações de carregamento (acidental como carga principal e vento nas quatro direções como secundária e vento nas quatro direções como principal e carga acidental de uso como secundária). O visualizador gráfico do programa permite analisar os diagramas de cada barra de maneira simples através das faixas de esforço.

As faixas de esforço são definidas de formas distintas para os momentos positivos e negativos. Para os momentos positivos, cada faixa corresponde ao comprimento total da barra (ou seja de um extremo a outro do trecho de laje) e tem como esforço atuante o maior momento positivo ao longo do comprimento da barra. Para os momentos negativos, cada faixa tem comprimento igual a distância entre os pontos de momento nulo somado de uma porcentagem da altura útil da laje. O esforço atuante nessa faixa é o momento negativo máximo no interior dela. Em cada faixa o programa calcula a área de aço de acordo com a equação de equilíbrio da seção.

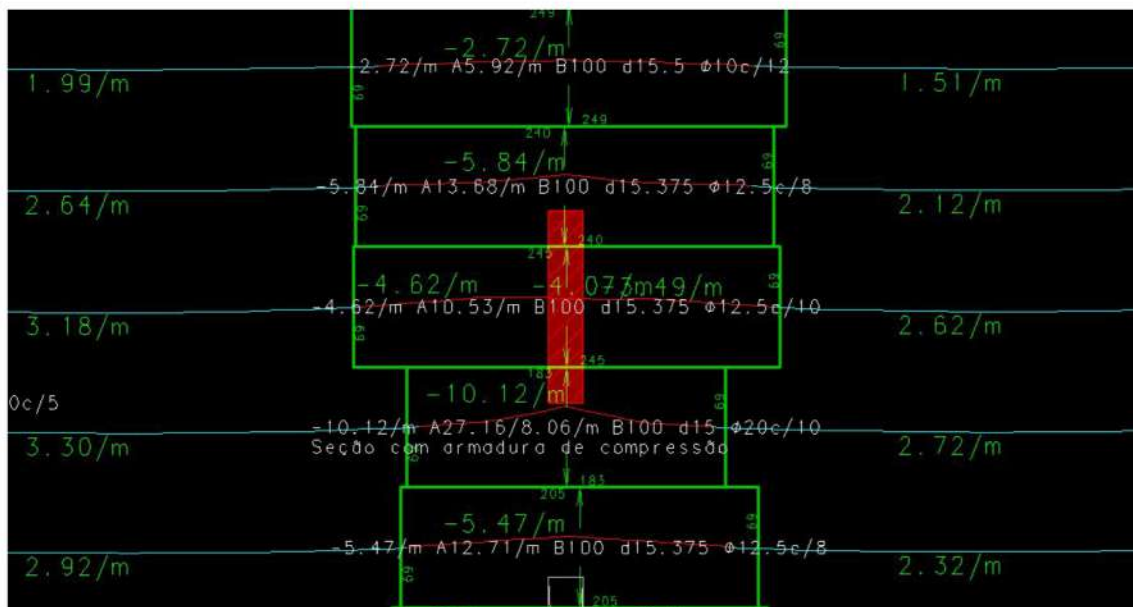


Figura 3.3 - Faixas de esforços negativos no editor do programa

Em cada faixa o programa calcula a área de aço de acordo com a equação de equilíbrio da seção.

Os diagramas apresentados pelo programa são individuais para cada barra. Porém esses momentos individualizados são fruto da modelagem utilizada para simular o comportamento real da estrutura. Na situação real, as regiões da laje que resistem aos esforços de flexão são superiores às representadas por cada barra. Por esse motivo, deve-se realizar um tratamento nos resultados obtidos.

Um tipo tratamento é através da ferramenta de homogeneização do programa. Através dessa ferramenta, é possível definir uma região da laje que será considerada como atuando em conjunto. Para essa região delimitada, o programa calcula a média ponderada dos momentos fletores das barras selecionadas. A ponderação é feita através da área de cada faixa de esforço. Como o espaçamento horizontal das barras é o mesmo (fruto da definição da malha) o fator de ponderação se torna o comprimento de cada faixa.

Como exemplo, foram homogeneizadas as faixas da figura acima com esforço acima de 5,0 tfm, ou seja, a faixa central do pilar, uma faixa acima e duas abaixo. A faixa resultante com seu momento pode ser vista na figura abaixo:

O coeficiente que será utilizado para multiplicar as flechas elásticas é obtido utilizando a fórmula da norma brasileira para flecha diferida:

$$a_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \cdot a_i \quad \text{Equação 79}$$

Supondo que a carga será aplicada 0,5 meses após a concretagem (escoramento retirado após duas semanas) e que o tempo final de análise da flecha é superior a 70 meses, temos:

$$\Delta\xi = \xi(70) - \xi(0,5) = 2 - 0,54 \approx 1,5 \quad \text{Equação 80}$$

Assim, a flecha final total é:

$$a_t = a_f + a_i = 1,5 \cdot a_i + a_i = 2,5 \cdot a_i \quad \text{Equação 81}$$

As deformações encontradas pelo programa deverão ser multiplicadas pelo valor de 2,5 para encontrar as flechas de análise. Como existem 4 tipos diferentes de pavimento, as flechas para cada um estão apresentadas nos ANEXOS de F a J.

Para a determinação da flecha provável final, será utilizado o método dos coeficientes globais do CEB boletim 158-E. Serão analisados três pontos em cada pavimento. O primeiro, chamado de ponto A, será na região do balanço. O segundo ponto, chamado de ponto B, será na região próxima ao furo da laje. O terceiro ponto, chamado de ponto C, será o ponto no interior da laje entre as linhas de pilares. No pavimento tipo inferior há um quarto ponto, chamado de ponto D, que está no canto do furo aberto na laje para passagem da escada central do prédio. Na cobertura, que não apresenta furos, serão analisados apenas os pontos no balanço (A), no centro da linha de pilares (B) e na região próxima ao furo da escada central (D). Os pontos estão mostrados na figura abaixo:

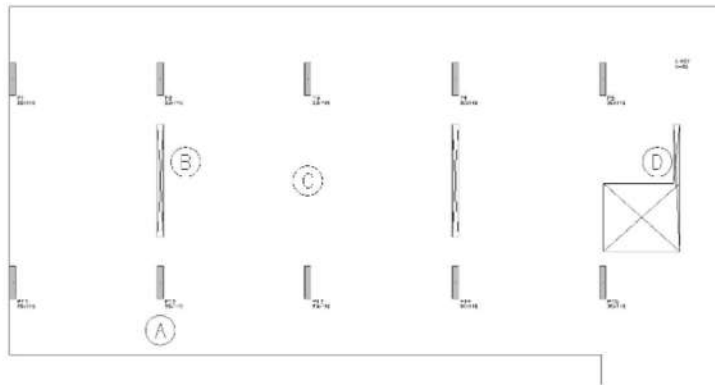


Figura 3.5 - Pontos de cálculo da flecha para o pavimento inferior

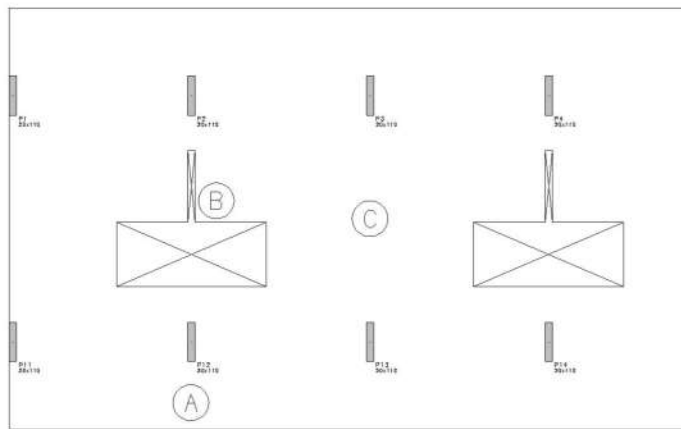


Figura 3.6 - Pontos de cálculo da flecha para os pavimentos de circulação e superior

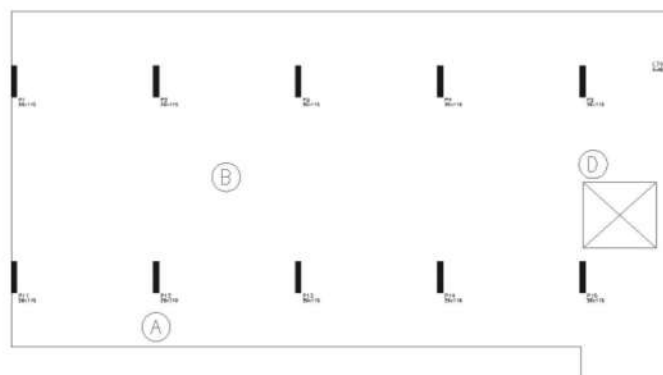


Figura 3.7 - Pontos de cálculo da flecha para a cobertura

Para a utilização do método dos coeficientes globais são necessários os seguintes parâmetros: coeficiente de fluência – $\phi(t_{\infty}, t_0)$ –, o valor da altura útil (d), os coeficientes de deformação do

concreto e do aço (E_{cs} e E_s), a relação entre o momento atuante e o de fissuração e a taxa de armadura (ρ).

O cálculo do coeficiente de fluência foi feito de maneira aproximada pela Tabela 8.2 – Valores característicos superior da deformação específica de retração $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ e do coeficiente de fluência $\phi(t_{\infty}, t_0)$. Para encontrar o valor do coeficiente, deve-se obter a espessura fictícia h_{fic} e a umidade relativa média. A umidade média foi adotada como 75%. A espessura fictícia é calculada como:

$$h_{fic} = 2 \cdot \frac{A_c}{u_{ar}} \quad \text{Equação 82}$$

Onde u_{ar} é o perímetro da peça em contato com o ar. Como a laje é um elemento plano, seu perímetro em contato com o ar é aproximadamente duas vezes a extensão da mesma, logo o cálculo do perímetro fictício é dado por:

$$h_{fic} = 2 \cdot \frac{b \cdot h}{2 \cdot b} = h = 2 \quad \text{Equação 83}$$

Da tabela obtemos o valor de $\phi(t_{\infty}, t_0) = 2,8$. Os ábacos apresentados na publicação do CEB estão apenas em valores múltiplos de 0,5. Será adotado, portanto, o valor de 2,5 para o coeficiente de fluência.

Os módulos de elasticidade são obtidos a partir da norma e já foram apresentados no trabalho, sendo o módulo de deformação do aço igual a 210 GPa e o módulo de deformação secante do concreto igual a 27 GPa.

O momento atuante, a altura útil e a taxa de armação foram obtidas a partir de uma análise preliminar dos resultados da grelha, conforme explicado. Para os pavimentos tipo (inferior, de circulação e superior) os esforços e armaduras analisadas foram as da direção y (ou seja, momento vetorial na direção x global). Para a cobertura, os esforços do balanço foram analisados para a direção y (momento vetorial global ao longo de x) e os esforços para a flecha no meio da laje para a direção x (momento vetorial global ao longo de y). Encontrou-se os seguintes valores de armação, altura útil e taxa de armação para cada um dos pontos em cada pavimento:

Tabela 3.3 - Parâmetros para determinação da taxa de armadura ρ

Pav.	Pontos	Altura da laje (cm)	M_{sd} (kNm)	Altura útil (cm)	Armação Calculada (cm^2/m)	Alojamento de barras	Armação adotada (cm^2/m)	Taxa de armadura (ρ)
Inferior	A	20	87,4	16,00	20,83	$\phi 20 @ 14$	22,44	1,12%
	B	20	41,5	15,50	9,29	$\phi 6,3 @ 10 + \phi 10 @ 12$	9,66	0,48%
	C	20	31,9	15,50	7	$\phi 6,3 @ 10 + \phi 8 @ 12$	7,31	0,37%
	D	20	28,4	15,50	6,18	$\phi 6,3 @ 10 + \phi 6,3 @ 10$	6,24	0,31%
Circulação	A	20	64,8	16,20	16,73	$\phi 16 @ 12$	16,76	0,84%
	B	20	26,8	15,50	5,83	$\phi 6,3 @ 10 + \phi 6,3 @ 10$	6,24	0,31%
	C	20	46	15,38	10,48	$\phi 6,3 @ 10 + \phi 10 @ 10$	10,97	0,55%
Superior	A	20	91,4	16,00	22,02	$\phi 10 @ 12 + \phi 16 @ 12$	23,30	1,17%
	B	20	30,6	15,50	5,41	$\phi 6,3 @ 10 + \phi 8 @ 14$	5,72	0,29%
	C	20	45,1	15,38	10,26	$\phi 6,3 @ 10 + \phi 10 @ 10$	10,97	0,55%
Cobertura	A	20	68	16,38	15,01	$\phi 12 @ 8$	15,34	0,77%
	B	20	17	15,60	3,6	$\phi 6,3 @ 10 + \phi 5 @ 20$	4,10	0,21%
	D	20	29,1	15,50	6,37	$\phi 6,3 @ 10 + \phi 8 @ 15$	6,47	0,32%

Na tabela acima destaca-se que o momento apresentado é o momento na faixa homogeneizada, resultante da combinação do ELU. O momento atuante utilizado para o cálculo dos coeficientes κ é o resultante da combinação de ELS-DEF (com a carga acidental reduzida do valor de ψ_2).

Para simplificar o problema de determinar o esforço de serviço, o momento atuante considerado para a combinação ELS-DEF foi o momento atuante do ELU multiplicado por um fator que representa a diminuição da carga acidental. No pavimento tipo as cargas são: 5 kN/m² de peso próprio, 1,5 kN/m² de cargas permanentes de revestimento e 1,5 kN/m² de carga acidental de uso. A carga acidental representa 18,75% da carga total, uma redução de 0,7 representa uma redução de 13,125%. Logo o momento de serviço utilizado é:

$$M_{ELS} = 0,87 \cdot M_{ELU} \quad \text{Equação 84}$$

Para a cobertura: 5 kN/m² de peso próprio, 2,0 kN/m² de cargas permanentes de revestimento e 3,0 kN/m² de carga acidental de uso. A carga acidental representa 30% da carga total e sua redução em 0,7 representa uma redução de 21%. Logo o momento de serviço utilizado é:

$$M_{ELS} = 0,79 \cdot M_{ELU} \quad \text{Equação 85}$$

O momento de fissuração é calculado segundo expressão apresentada na norma:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_c}{y_t} \quad \text{Equação 86}$$

Devido ao formato retangular o valor de α é igual a 1,5. Para o ELS-DEF a norma recomenda utilizar o valor de resistência a tração médio obtido pela fórmula:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,90 \text{ MPa} \quad \text{Equação 87}$$

Considerando uma seção de laje de largura 1 metro e altura de 20 centímetros temos:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot (b_w \cdot h^3)}{\frac{12}{h}} = 1,5 \cdot 2900 \cdot \frac{1 \cdot 0,2^2}{6} = 29 \text{ kNm} \quad \text{Equação 88}$$

Com os parâmetros apresentados pode-se obter o valor dos coeficientes κ_0 e κ_t . Para obter esses valores deve-se entrar com M_r/M_a e α_p no gráfico corresponde aos valores de $\phi=2,5$ e d/h de aproximadamente 0,8. Os gráficos foram reproduzidos abaixo. Destaca-se que se utilizou, para o valor da flecha inicial, o gráfico correspondente ao primeiro carregamento.

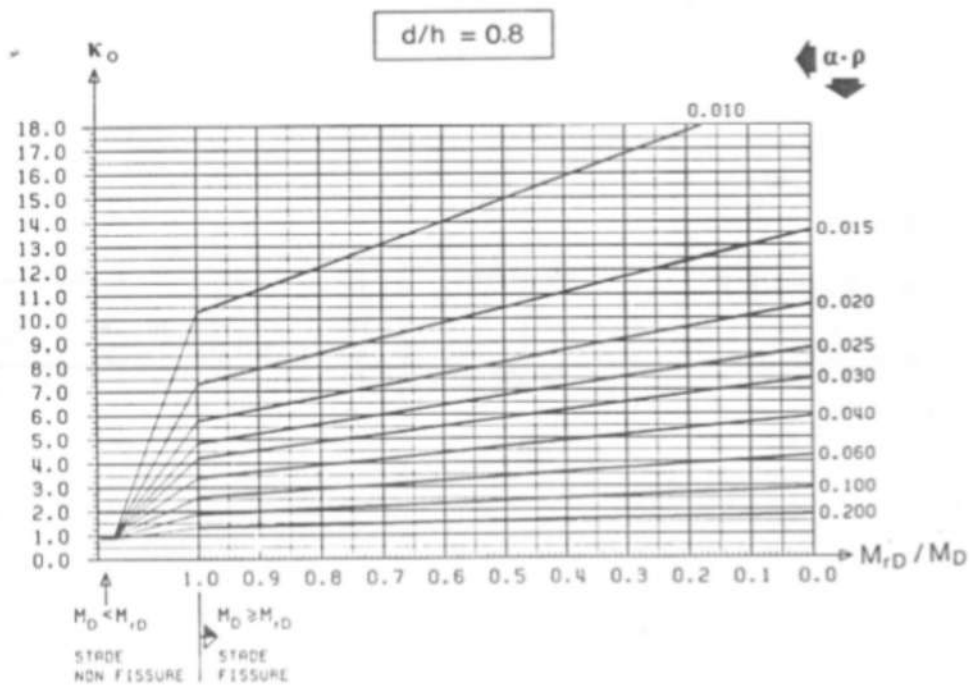


Figura 3.8 - Valores de κ_0 para as condições apresentadas

Fonte: CEB Boletim 158-E apêndice 4.4

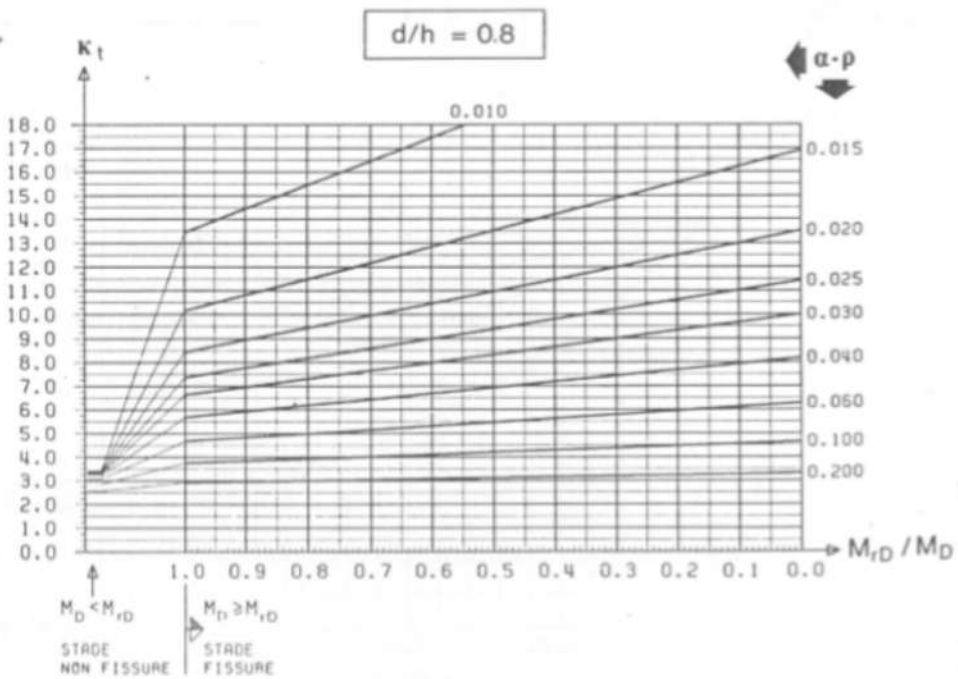


Figura 3.9 - Valores de κ_t para as condições apresentadas

Fonte: CEB Boletim 158-E apêndice 4.4

Como não há armação de compressão nas lajes, o valor do parâmetro η é igual a 1.

Na tabela abaixo há o resumo dos valores encontrados para cada parâmetro. Na tabela seguinte os valores da flecha elástica inicial, da flecha inicial provável no concreto e a flecha final provável. A flecha inicial provável e a final provável podem ser encontradas pelas fórmulas já apresentadas. Além disso, foi colocada a flecha limite de norma, que depende do valor do vão. O valor considerado foi de $l/250$ (para balanços, o valor do vão deve ser multiplicado por 2). Na última célula, há a conformidade ou não da flecha calculada.

Tabela 3.4 - Valores dos coeficientes κ_0 e κ_t

Pav.	Pontos	E_s/E_{sc} (α)	Taxa de armadura (ρ)	$\alpha\rho$	Momento de fissuração (kNm)	Momento atuante (kNm)	M_r/M_a	κ_0	κ_t
Inferior	A	7,78	1,12%	0,087	29	76,0	0,38	2,5	4,0
	B	7,78	0,48%	0,038	29	36,1	0,80	2,1	6,0
	C	7,78	0,37%	0,028	29	27,8	1,04	1	6,5
	D	7,78	0,31%	0,024	29	24,7	1,17	1	6,5
Circulação	A	7,78	0,84%	0,065	29	56,4	0,51	2,5	5,5
	B	7,78	0,31%	0,024	29	23,3	1,24	1	3,3
	C	7,78	0,55%	0,043	29	40,0	0,72	2,6	6,0
Superior	A	7,78	1,17%	0,091	29	79,5	0,36	2,3	4,3
	B	7,78	0,29%	0,022	29	26,6	1,09	1	6,0
	C	7,78	0,55%	0,043	29	39,2	0,74	2,2	6,3
Cobertura	A	7,78	0,77%	0,060	29	53,7	0,54	2,5	4,3
	B	7,78	0,21%	0,016	29	13,4	2,16	1	3,3
	B	7,78	0,32%	0,025	29	23,0	1,26	1	4,0

Tabela 3.5 - Valores das flechas iniciais e finais prováveis

Pav.	Pontos	Vão (m)	Flecha inicial (cm)	Flecha inicial provável (cm)	Flecha final provável (cm)	flecha limite (cm)	Resultado
Inferior	A	2,45	0,5	1,3	2,0	2,0	OK
	B	6,9	1,0	2,1	6,0	2,8	NÃO OK
	C	6,9	0,7	0,7	4,6	2,8	NÃO OK
	D	6,9	1,2	1,2	7,8	2,8	NÃO OK
Circulação	A	2,45	0,4	1,0	2,2	2,0	NÃO OK
	B	6,9	1,6	1,6	5,3	2,8	NÃO OK
	C	6,9	0,7	1,7	3,9	2,8	NÃO OK
Superior	A	2,45	0,6	1,3	2,4	2,0	NÃO OK
	B	6,9	1,6	1,6	9,6	2,8	NÃO OK
	C	6,9	0,6	1,3	3,8	2,8	NÃO OK
Cobertura	A	2,45	0,3	0,8	1,3	2,0	OK
	B	5	0,5	0,5	1,7	2,0	OK
	D	6,9	0,5	0,5	1,8	2,8	OK

Pode-se observar que nos pavimentos tipo, todas as flechas resultaram em valores acima do limite estabelecido por norma, exceto a flecha do balanço do pavimento inferior. Na cobertura as flechas encontram-se dentro do limite de norma.

3.3 PILARES

Com auxílio do programa CAD/Pilar foi possível verificar os pilares da estrutura. O programa trabalha seguindo o seguinte fluxo: obtenção dos esforços a partir do processamento global da estrutura (já incluído, portanto, os efeitos globais de segunda ordem), obtenção dos esforços locais e localizados de segunda ordem (de acordo com as metodologias descritas permitidas pela norma brasileira) e dimensionamento da seção (verificação à flexão composta oblíqua). As combinações utilizadas para as análises são as do ELU. São analisadas ao todo nove combinações. Para o prédio analisado, o coeficiente γ_z apresentou valores inferiores a 1,30 sendo ele utilizado para a determinação dos esforços de segunda ordem globais. A partir desses esforços o programa inicia o dimensionamento da seção. Na tabela abaixo foram colocadas as

combinações de cargas utilizadas (qual a carga principal e qual coeficiente utilizado). A nomenclatura do caso de carregamento é a mesma utilizada nas tabelas dos carregamentos.

Tabela 3.6 - Legenda dos casos de combinações utilizados

Caso de carregamento	Carga accidental principal	Multiplicador ψ_0	Carga accidental secundária
13	USO	-	-
14	USO	0,6	VENTO (0°)
15	USO	0,6	VENTO (90°)
16	USO	0,6	VENTO (180°)
17	USO	0,6	VENTO (270°)
18	VENTO (0°)	0,5	USO
19	VENTO (90°)	0,5	USO
20	VENTO (180°)	0,5	USO
21	VENTO (270°)	0,5	USO

A primeira etapa do dimensionamento é o cálculo dos momentos locais de segunda ordem. Os critérios utilizados para o cálculo foram: para pilares retangulares com índice de esbeltez inferior ao valor de referência λ_1 , os efeitos de segunda ordem foram desconsiderados; para os demais pilares os efeitos de segunda ordem serão obtidos a partir da análise de momento curvatura das seções. Nessa etapa da análise, os efeitos localizados de segunda ordem de pilares parede foram desconsiderados.

Determinado os esforços totais atuantes nos pilares o programa realiza o dimensionamento dos pilares testando, para os limites de espaçamento estabelecidos, as distribuições que geram esforços resistentes maiores que os solicitantes. Para determinar os esforços solicitantes o programa divide cada combinação de carregamento em três pontos: topo, meio e base. Para cada carregamento proveniente da análise global são acrescentados os valores correspondentes aos esforços de segunda ordem locais. É feita a verificação se esses três pontos estão dentro da envoltória resistente.

Os pilares P1 a P20 tem mesma geometria e pés direito semelhantes, dessa forma seu índice de esbeltez é:

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i_y} = l_e \cdot \frac{\sqrt{12}}{b} = 3,15 \cdot l_e \quad \text{Equação 89}$$

$$\lambda_y = \frac{l_e}{i_x} = l_e \cdot \frac{\sqrt{12}}{h} = 17,32 \cdot l_e$$

Considerando, para o cálculo acima, os eixos globais x e y .

Para adotar valores a favor da segurança não serão investigados os comprimentos de flambagem reais dos pilares. Eles serão assumidos como iguais a distância entre pontos do pórtico. Para os pavimentos tipo, tem-se que o comprimento de flambagem é igual a 2,60. Para o primeiro lance, o comprimento de flambagem será igual a 5,35. Assim temos que os índices de esbeltez são:

Tabela 3.7 - Valores do índice de esbeltez para os pavimentos

Pavimento	Comprimento de Flambagem	X	Y
Tipo	2,60	8,19	45,03
Térreo	5,35	16,85	92,66

Em cada pavimento, o programa compara os valores desses índices com os valores de λ_1 . Caso o valor seja menor do que o de análise, não será considerado momento de segunda ordem. Como no pavimento térreo o índice de esbeltez resultou superior a 90, deveria se considerar a fluência na determinação dos momentos de segunda ordem. Por se tratar de uma análise preliminar, cujo objetivo é definir se a seção do pilar é suficiente ou não, será desconsiderado o efeito da fluência. Além disso, uma vez que uma das direções apresentou índice superior a 90 o pilar deve ser calculado pelo método geral.

Na etapa de análise preliminar da estrutura, não será realizado o dimensionamento propriamente dito dos lances dos pilares. Será verificado apenas se existe configuração de armadura capaz de suportar os esforços solicitantes dentro dos limites de armadura máxima (8% da área da seção transversal) e respeitando as condições de espaçamento mínimo (de pelo menos 20 mm).

Após processamento verificou-se que todas as seções apresentaram problema no dimensionamento do lance do térreo (devido ao valor elevado do índice de esbeltez o programa aponta erro automaticamente). Para os pilares de canto do edifício (pilares P1, P10, P11 e P20) o dimensionamento foi possível para os demais lances. Para os pilares do interior do edifício todos apresentaram problemas no dimensionamento do segundo lance (entre o 1º e 2º pavimento). Para análise dos resultados, alguns pilares foram igualados com base na sua posição na forma e carga nas fundações. Foram divididos em 3 grupos, dentro de cada grupo, o pilar analisado foi aquele que apresentou maior carga na fundação:

- a) Grupo I: composto pelos pilares P2, P9, P12 e P19. O pilar analisado será o pilar P12 que apresenta maior carga na fundação
- b) Grupo II: composto pelos pilares P3, P6, P7, P8, P13, P16, P17 e P18. O pilar analisado será o P17.
- c) Grupo III: composto pelos pilares P4, P5, P14 e P15. O pilar analisado será o P15.

As verificações realizadas nessa etapa restringem-se a garantir que haja armação capaz de resistir ao esforço solicitante. Como os pilares têm menor dimensão igual a 20 cm, a maior bitola que pode ser utilizada é a de 20 mm. Para essa bitola, o espaçamento mínimo é de 2 cm entre a face de cada barra. Estimando que o maior estribo terá 10 mm e utilizando o cobrimento mencionado de 3,5 cm, o máximo de barras que a seção suporta são 25 barras ao longo da base e 3 barras ao longo da altura. Uma quantidade de barras que resultam em uma área de aço de 163,38 cm².

Porém como esse valor de armação é elevado, resultaria em numa difícil execução do elemento estrutural, além de forçar as emendas entre as barras serem feitas com luvas. O limite de armação em pilares é de 8% da área de concreto (incluindo a região de emendas), será adotada como máximo de área de aço metade desse valor. O número máximo de barras de 20 mm que podem ser utilizadas é calculado abaixo:

$$n \cdot A_{s,\phi=20} = 0,04 \cdot bh = \frac{0,04 \cdot 20 \cdot 110}{3,142} = \frac{88}{3,142} = 28 \text{ barras} \quad \text{Equação 90}$$

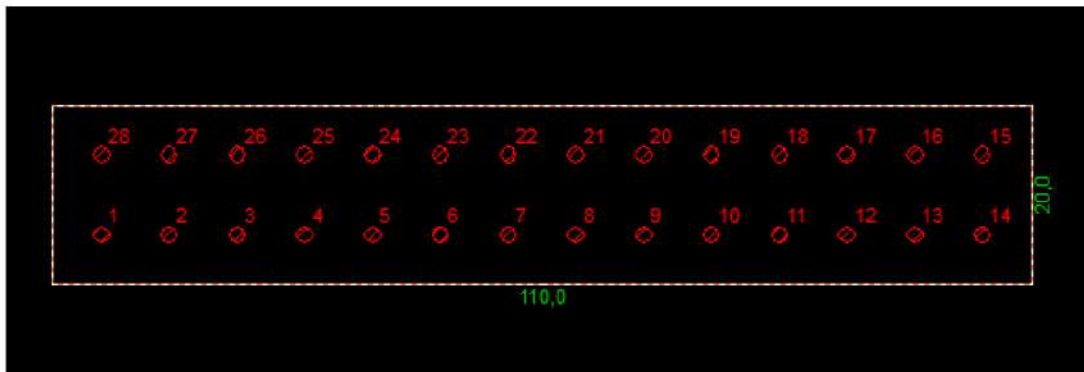


Figura 3.10 – Configuração de barras crítica utilizada

A distribuição das barras para a configuração crítica é a mostrada acima. Ela foi adotada dessa maneira uma vez que os momentos que caracterizavam ruptura eram os momentos ao longo do eixo de menor inércia. A configuração acima é a que fornece maior resistência para esse eixo.

O ponto de início das análises foi feito com base na área de aço calculada pelo TQS para o lance. Quando a área de aço era superior a 88 cm^2 , o lance foi considerado como problemático.

Nos arquivos apresentados dos esforços solicitantes, os momentos atuantes estão calculados em função do momento resistente em cada direção (momento esse que resulta na envoltória de esforços resistentes). Esses esforços resistentes dependem do valor da força normal que atua na seção.

3.3.1 Grupo I

O grupo I apresentou problemas no dimensionamento dos lances 1 ao 6, uma vez que a área de aço calculada pelo programa é superior ao limite de 88 cm^2 . Para a verificação desses lances utilizou-se a ferramenta de edição do programa. Ele permite adotar uma configuração de armação e verificar se essa configuração atende às envoltórias de carregamento.

Optou-se por analisar primeiro o lance imediatamente acima do que apresentou problemas. Logo o primeiro lance analisado foi o 7. Para esse lance e a configuração indicada o pilar passou (apresentou envoltória de momentos resistentes que continha o ponto de carregamento). Isso pode ser observado pelo diagrama de interação abaixo feito para uma das combinações. A combinação mostrada no diagrama é a combinação de maior esforço normal, considerado como crítico.

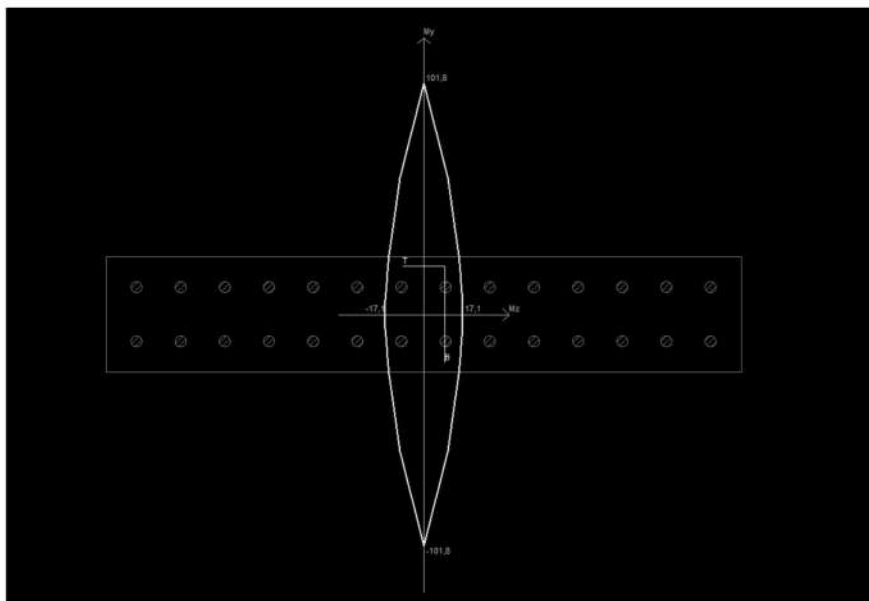


Figura 3.11 - Envoltória de resistência do pilar P12 no lance 7 - Carregamento mais crítico

Tabela 3.8 - Esforços no pilar P12 no lance 7

Pilar: P12 Lance: 7

Caso	Status	Nd(tf)	Mdz/MRdz	Mdy/MRdy
13	Passou	437,7	0,53	0,20
14	Passou	431,1	0,52	0,20
15	Passou	444,4	0,54	0,21
16	Passou	437,2	0,53	0,20
17	Passou	438,3	0,53	0,20
18	Passou	392,0	0,43	0,17
19	Passou	414,2	0,48	0,21
20	Passou	402,2	0,45	0,17
21	Passou	404,0	0,63	0,17

No diagrama de interação os pontos T e B representam as situações de topo e base. O outro ponto, gerado pela interseção das retas, representa a situação do meio do lance. Em todos os diagramas essa representação é obedecida. Os valores de momento mostrados no diagrama são os momentos resistentes de cada eixo considerando flexão reta.

No lance 6, mantendo a mesma configuração do lance anterior o pilar passou em todos os casos de carregamento. Isso pode ser visualizado no diagrama de interação abaixo para a situação de pior (maior carga vertical) de carregamento.

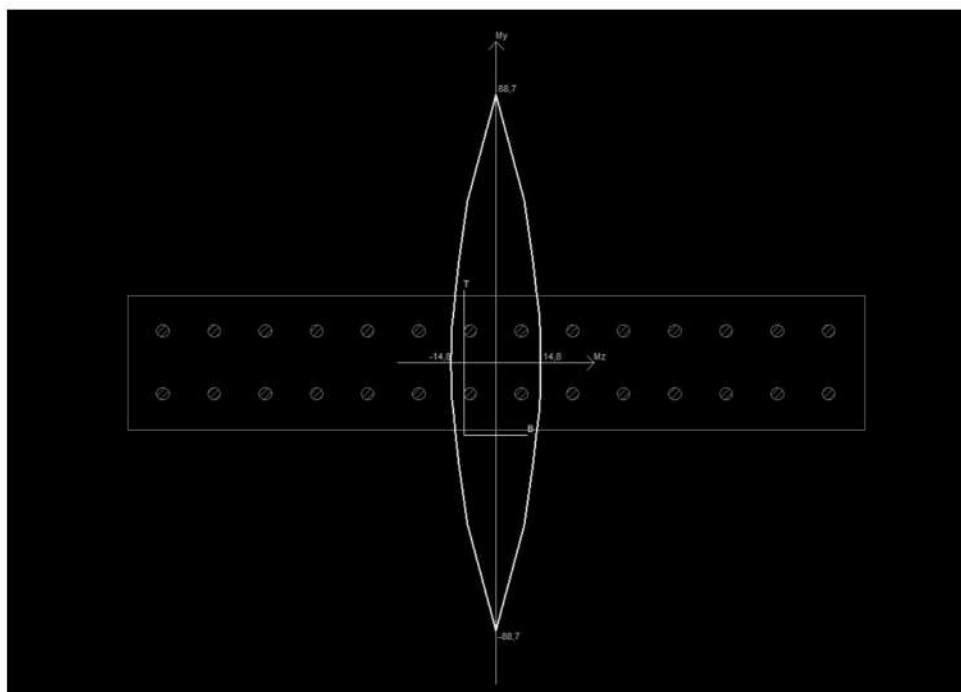


Figura 3.12 - Envoltória de resistência do pilar P12 no lance 6 - Carregamento mais crítico

Tabela 3.9 - Esforços no pilar P12 no lance 6

Pilar: P12 Lance: 6

Caso	Status	Nd(tf)	Mdz/MRdz	Mdy/MRdy
13	Passou	499,3	0,71	0,27
14	Passou	491,8	0,68	0,26
15	Passou	506,8	0,73	0,28
16	Passou	498,6	0,71	0,27
17	Passou	500,0	0,71	0,27
18	Passou	447,8	0,56	0,21
19	Passou	472,7	0,62	0,24
20	Passou	459,1	0,58	0,22
21	Passou	461,4	0,82	0,23

Em seguida foi analisado o lance 5. Para esse lance, em alguns casos o pilar passou, em outros casos não. Isso pode ser visualizado nos diagramas de interação abaixo.

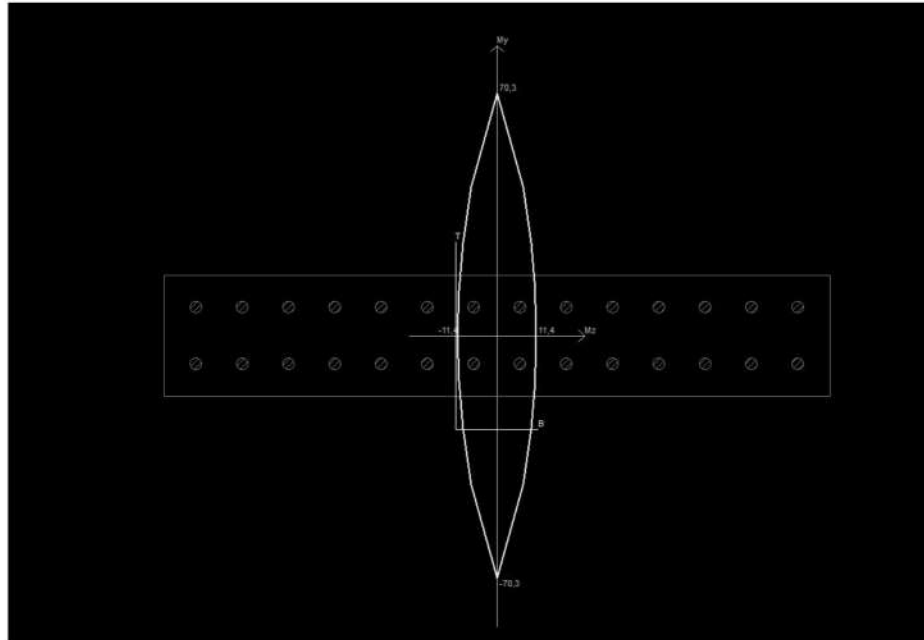


Figura 3.13 - Envoltória de resistência do pilar P12 no lance 5 - Carregamento mais crítico

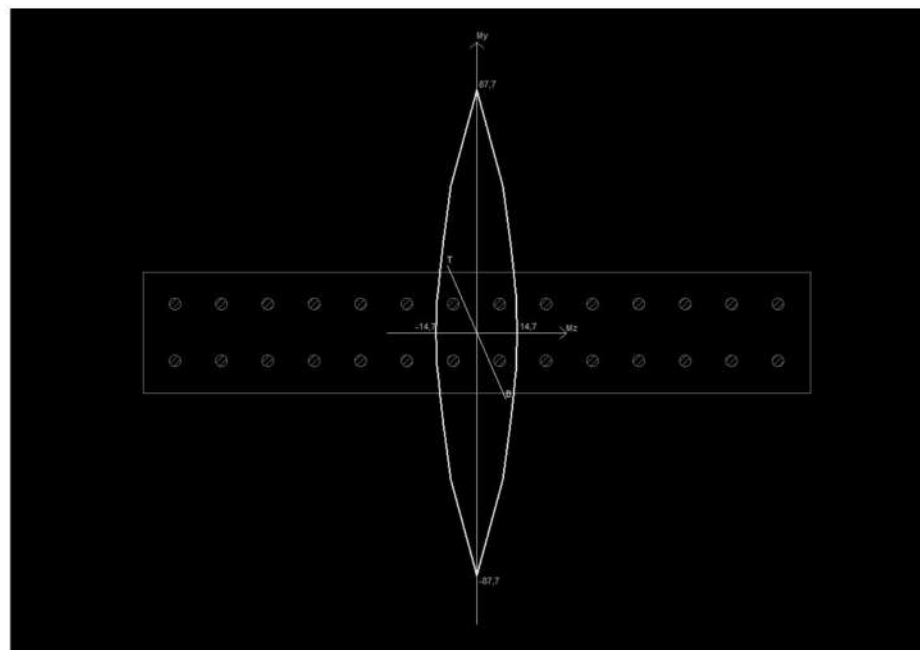


Figura 3.14 - Envoltória de resistência do pilar P12 no lance 5 - Carregamento menos crítico

Tabela 3.10 - Esforços no pilar P12 no lance 5

Pilar: P12 Lance: 5

Caso	Status	Nd (tf)	Mdz/MRdz	Mdy/MRdy
13	NÃO passou	560,9	1,00	0,37
14	NÃO passou	552,6	0,94	0,35
15	NÃO passou	569,2	1,05	0,39
16	NÃO passou	560,1	0,99	0,37
17	NÃO passou	561,8	1,00	0,37
18	Passou	503,7	0,72	0,27
19	Passou	531,3	0,84	0,34
20	Passou	516,1	0,77	0,29
21	NÃO passou	518,9	1,09	0,30

Para garantir que o problema não era restrito ao lance 5, foi analisado o lance 4. Para esse lance a configuração não satisfaz nenhuma combinação. O diagrama de interação mostrado é o diagrama da menor carga vertical, uma vez que esse é o diagrama crítico para esse lance.

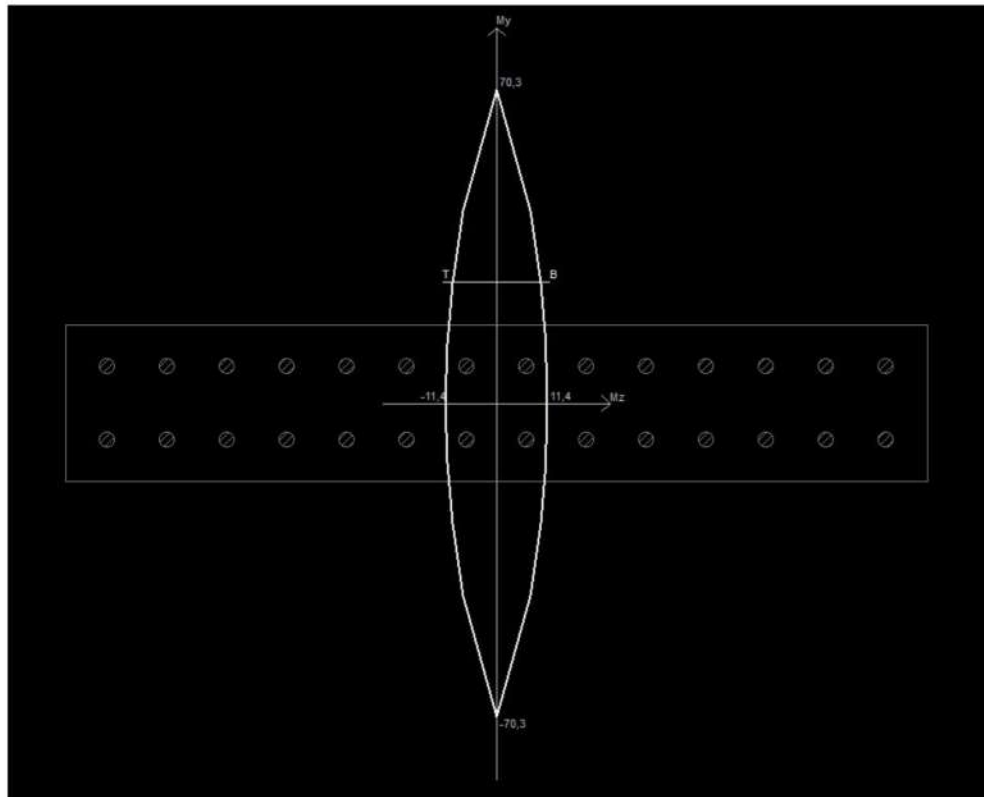


Figura 3.15 - Envoltória de resistência do pilar P12 no lance 4 - Carregamento menos crítico

Tabela 3.11 - Esforços no pilar P12 no lance 4

Pilar: P12 Lance: 4

Caso	Status	Nd(tf)	Mdz/MRdz	Mdy/MRdy
13	NÃO passou	633,9	1,78	0,66
14	NÃO passou	624,2	1,62	0,60
15	NÃO passou	643,7	1,97	0,72
16	NÃO passou	632,7	1,78	0,65
17	NÃO passou	635,2	1,80	0,66
18	NÃO passou	569,0	1,04	0,39
19	NÃO passou	601,4	1,33	0,49
20	NÃO passou	583,2	1,16	0,43
21	NÃO passou	587,2	1,67	0,44

3.3.2 Grupo II

Os pilares do grupo II apresentaram problemas de dimensionamento no lance 6. A análise dos esforços inicia-se, portanto, no lance 6. Para esse lance a configuração de barras foi satisfatória para todos os carregamentos.

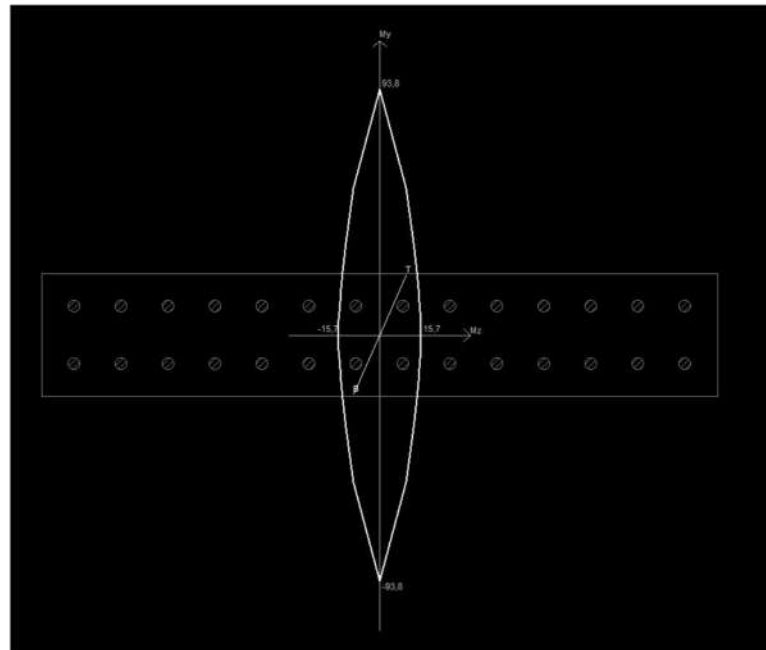


Figura 3.16 - Envoltória de resistência do pilar P17 no lance 6 - Carregamento mais crítico

Tabela 3.12 - Esforços no pilar P17 no lance 6

Pilar: P17 Lance: 6

Caso	Status	Nd (tf)	Mdz/MRdz	Mdy/MRdy
13	Passou	471,5	0,86	0,24
14	Passou	464,8	0,83	0,23
15	Passou	478,2	0,64	0,24
16	Passou	472,0	0,62	0,24
17	Passou	471,0	0,62	0,24
18	Passou	423,5	0,69	0,19
19	Passou	445,9	0,55	0,21
20	Passou	435,6	0,52	0,20
21	Passou	433,9	0,52	0,20

Em seguida foi estudado o lance 5. Para esse lance o pilar passa para alguns carregamentos e não passa para outros.

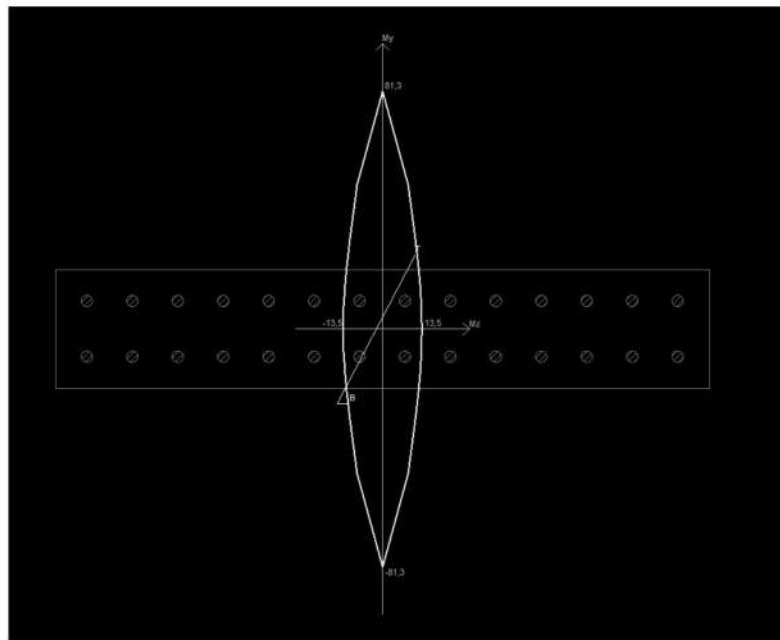


Figura 3.17 - Envoltória de resistência do pilar P17 no lance 5 - Carregamento mais crítico

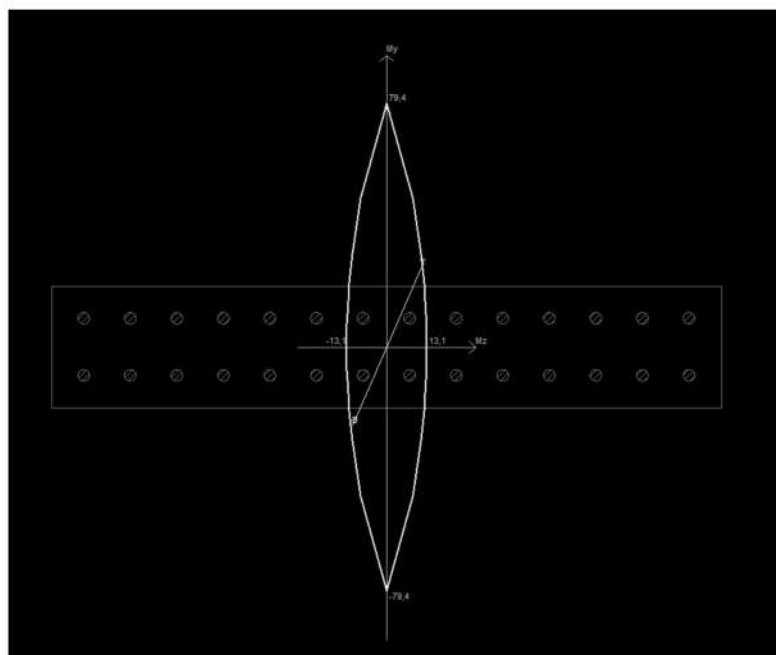


Figura 3.18 - Envoltória de resistência do pilar P17 no lance 5 - Carregamento menos crítico

Tabela 3.13 - Esforços no pilar P17 no lance 5

Pilar: P17 Lance: 5

Caso	Status	Nd(tf)	Mdz/MRdz	Mdy/MRdy
13	NÃO passou	529,1	1,24	0,31
14	NÃO passou	521,7	1,19	0,30
15	Passou	536,6	0,87	0,32
16	Passou	529,8	0,83	0,31
17	Passou	528,5	0,82	0,31
18	NÃO passou	475,9	0,96	0,24
19	Passou	500,7	0,71	0,30
20	Passou	489,3	0,67	0,26
21	Passou	487,3	0,66	0,25

Para garantir que o erro não era restrito ao 5º lance devido a possíveis combinações de momento, analisou-se o lance 4. Para esse lance, a configuração não foi capaz de resistir a nenhum dos casos de carregamento.

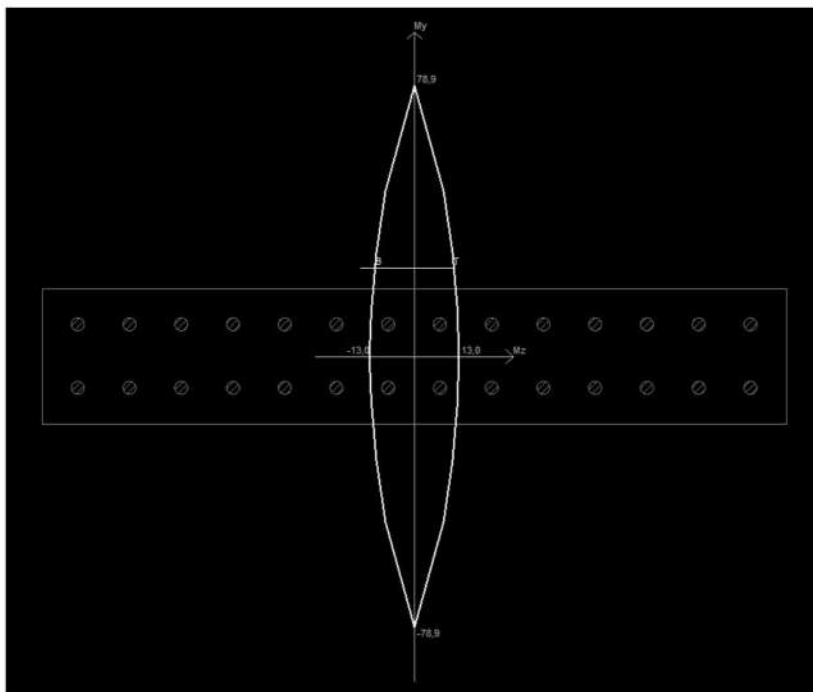


Figura 3.19 - Envoltória de resistência do pilar P17 no lance 4 - Carregamento menos crítico

Tabela 3.14 - Esforços no pilar P17 no lance 4

Pilar: P17 Lance: 4

Caso	Status	Nd(tf)	Mdz/MRdz	Mdy/MRdy
13	NÃO passou	598,5	1,31	0,48
14	NÃO passou	589,7	1,69	0,45
15	NÃO passou	607,3	1,42	0,52
16	NÃO passou	599,3	1,32	0,49
17	NÃO passou	597,7	1,31	0,48
18	NÃO passou	538,0	1,21	0,33
19	NÃO passou	567,3	1,04	0,38
20	NÃO passou	554,0	0,95	0,36
21	NÃO passou	551,3	0,94	0,35

3.3.3 Grupo III

Assim como o grupo II, o primeiro lance do grupo III que apresentou problemas foi o lance 5. Iniciou-se, portanto, a análise pelo lance 6:

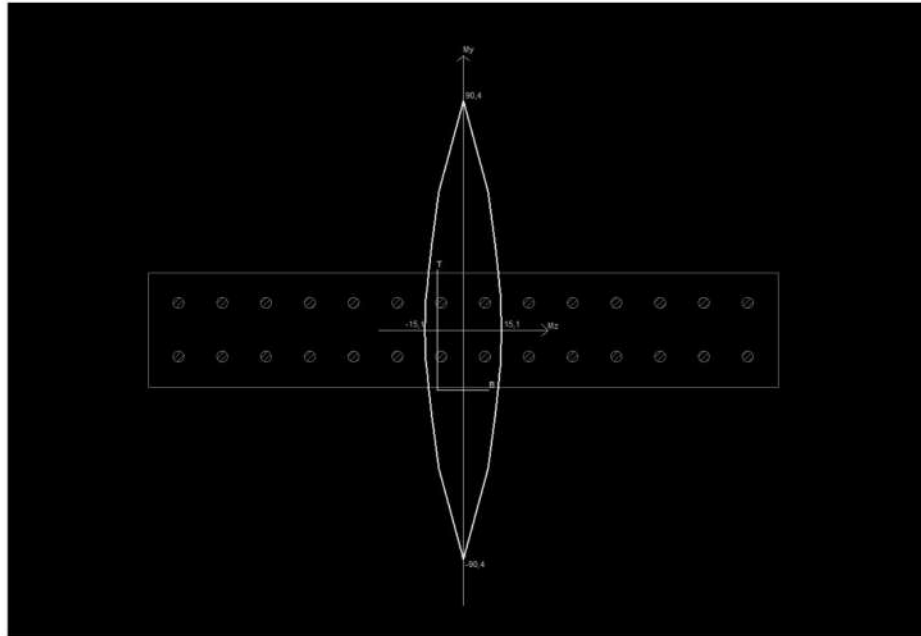


Figura 3.20 - Envoltória de resistência do pilar P15 no lance 6 - Carregamento mais crítico

Tabela 3.15 - Esforços no pilar P15 no lance 6

Pilar: P15 Lance: 6				
Caso	Status	Nd (tf)	Mdz/MRdz	Mdy/MRdy
13	Passou	486,2	0,66	0,25
14	Passou	492,7	0,68	0,26
15	Passou	479,7	0,64	0,28
16	Passou	485,3	0,66	0,25
17	Passou	487,1	0,66	0,25
18	Passou	460,7	0,59	0,23
19	Passou	439,2	0,53	0,28
20	Passou	448,5	0,58	0,21
21	Passou	451,4	0,56	0,22

Repetindo o procedimento para o lance 5, observou-se que o pilar passava em alguns casos de carregamento e não passou em outros:

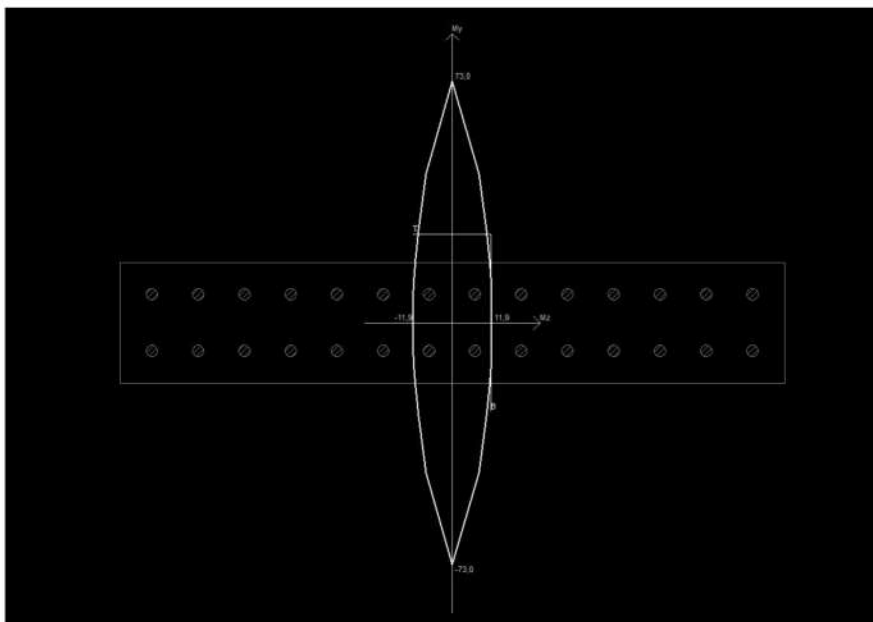


Figura 3.21 - Envoltória de resistência do pilar P15 no lance 5 - Carregamento mais crítico

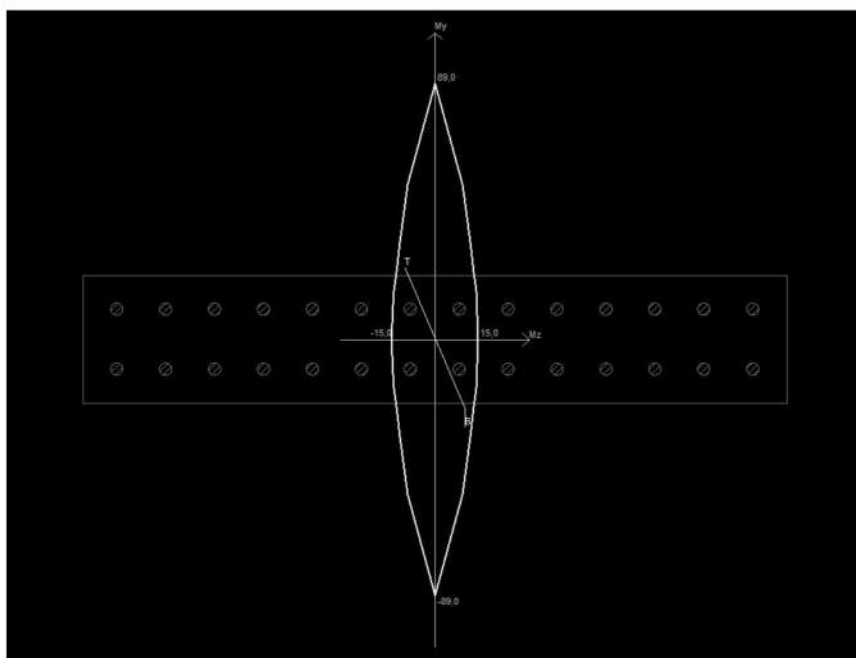


Figura 3.22 - Envoltória de resistência do pilar P15 no lance 5 - Carregamento menos crítico

Tabela 3.16 - Esforços no pilar P15 no lance 5

Pilar: P15 Lance: 5

Caso	Status	Nd (tf)	Mdz/MRdz	Mdy/MRdy
13	NÃO passou	551,0	0,94	0,35
14	NÃO passou	558,5	0,98	0,36
15	NÃO passou	543,5	0,90	0,35
16	NÃO passou	550,0	0,93	0,35
17	NÃO passou	552,0	0,94	0,35
18	Passou	522,9	0,80	0,30
19	Passou	498,0	0,71	0,34
20	Passou	508,8	0,74	0,28
21	Passou	512,1	0,76	0,29

Fazendo a análise para o lance 4, é possível observar que o erro no lance do grupo não exclusivo do 5º lance.

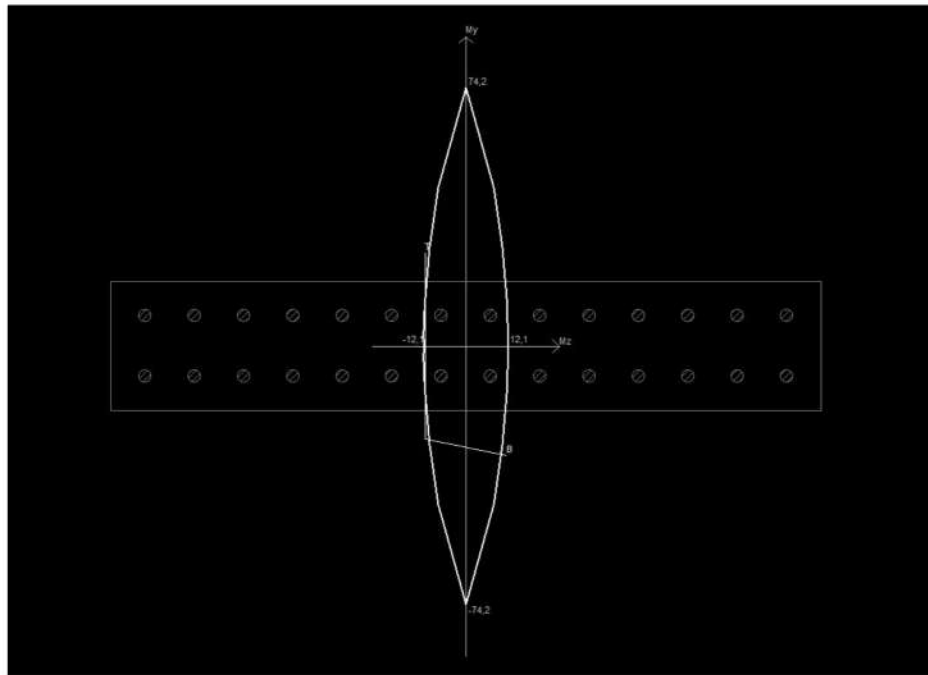


Figura 3.23 - Envoltória de resistência do pilar P15 no lance 4 - Carregamento menos crítico

Tabela 3.17 - Esforços no pilar P15 no lance 4

Pilar: P15 Lance: 4

Caso	Status	Nd(tf)	Mdz/MRdz	Mdy/MRdy
13	NÃO passou	614,1	1,48	0,55
14	NÃO passou	622,6	1,59	0,59
15	NÃO passou	605,6	1,38	0,51
16	NÃO passou	613,0	1,48	0,54
17	NÃO passou	615,2	1,50	0,55
18	NÃO passou	583,4	1,16	0,43
19	NÃO passou	555,2	0,97	0,42
20	NÃO passou	567,4	1,04	0,38
21	NÃO passou	571,1	1,06	0,39

3.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL

Objetiva-se, com esta análise, constatar se o sistema estrutural escolhido no projeto arquitetônico é eficiente, no sentido de proporcionar ao edifício, um comportamento estável, e indicar se os nós devem ser considerados como fixos ou móveis, levando em consideração a condição deformada dos pórticos espaciais, com os efeitos de segunda ordem.

Os parâmetros α e γ_z são gerados automaticamente no TQS, e estão resumidos na tabela abaixo, para os casos de carregamento horizontal.

Tabela 3.18 - Casos de carregamento horizontal

Casos de carregamento horizontal

Caso	Prefixo	Título
5	VENT1	Vento (1) 90°
6	VENT2	Vento (2) 270°
7	VENT3	Vento (3) 0°
8	VENT4	Vento (4) 180°

Tabela 3.19 – Parâmetros γ_z e α para cada caso

Caso de carregamento	γ_z	α
5 (Vento 90°)	1,230	1,052
6 (Vento 270°)	1,230	1,052
7 (Vento 0°)	1,199	0,919
8 (Vento 180°)	1,199	0,919

Comparando os resultados com os valores prescritivos da norma, em sua seção 15.5, pode-se concluir que a estrutura possui nós móveis. Tal resultado também é descrito como *output* do

TQS, nos relatórios gerados. Para tanto, comparou-se o coeficiente γ_z com seu valor limite para consideração de uma estrutura com nós fixos (1,1), já que $\alpha > 0,6$ (edifício de 12 pavimentos), em todas as situações.

Por outro lado, a avaliação dos esforços globais de segunda ordem tem a possibilidade de ser realizada de forma simplificada, com uma majoração adicional da combinação de carregamentos, considerando $0,95 * \gamma_z$, já que $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$. Como cita o relatório dos parâmetros de estabilidade gerado: “Sugerimos a majoração automática dos esforços horizontais pelo GamaZ para valores de GamaZ entre 1.1 e 1.3, e somente para edificações com 4 pisos ou mais. Edificações com menos de 4 pisos podem ser analisada pelo parâmetro Alfa, desde que sejam simétricas. Em qualquer outro caso os parâmetros mostrados aqui não tem precisão e os efeitos de segunda ordem deverão ser analisados por um processo mais refinado, como P-Delta”.

Além disso, é importante ressaltar o valor de módulo de elasticidade, adotado pelo TQS para a obtenção destes coeficientes. Foi utilizado o módulo de elasticidade secante, cujo cálculo, segundo a norma, é feito da seguinte forma (considerando $\alpha_E = 1,0$):

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{30} = 30,67 \text{ GPa}$$

$$E_{ci} = \alpha_i \cdot E_{ci} = E_{ci} \cdot \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80}\right) = 26,84 \text{ GPa} \quad \text{Equação 91}$$

O programa possui uma peculiaridade nas considerações simultâneas entre as cargas de vento e o desaprumo, pois ele estima um acréscimo no coeficiente de arrasto para os casos que se faz necessária tal simultaneidade. Segundo a NBR 6118:2014, as ações de desaprumo devem ser consideradas se estas foram superiores a 30%, em relação à ação do vento, considerando-se, neste caso, o valor de $\theta_{1\min} = 1/300$, ou deve-se adotar uma combinação das duas ações, sem necessidade de consideração do $\theta_{1\min}$. No edifício em estudo, trata-se do primeiro caso, como mostra a tabela abaixo.

Tabela 3.20 - Razão entre os momentos de primeira ordem e do desaprumo

Caso de carregamento	Momento de 1ª ordem devido ao vento – M1 (kNm)	Momento de desaprumo por imperfeições locais – Mig (kNm)	Mig/M1 (%)
5	25657,00	3549,00	13,83 %
6	25657,00	3549,00	13,83 %
7	5664,00	3549,00	62,66 %
8	5664,00	3549,00	62,66 %

Assim, foram obtidos os novos valores para os coeficientes de arrasto, para que seja considerado, também, o desaprumo.

Tabela 3.21 - Valores corrigidos para o coeficiente de arrasto

Caso de carregamento	Coefficiente de arrasto sugerido para consideração do desaprumo
7	1,32
8	1,32

Por fim, o programa realiza uma análise de serviço, que estima os deslocamentos entre os pavimentos e o deslocamento horizontal absoluto. Eles são comparados com os valores de referência abaixo.

Deslocamento horizontal absoluto: $H/1700$

Deslocamento entre pavimentos: $H_i/850$

É utilizada a correção do módulo de elasticidade $E_{cs}/E_{ci} = 0,85$, que, por sua vez, é utilizado para corrigir o deslocamento horizontal.

Tabela 3.22 - Deslocamento horizontal total do edifício

Caso de carregamento	Deslocamento horizontal absoluto (cm)	Deslocamento horizontal corrigido (cm)	Relativo à altura
5 (Vento 90°)	0,90	0,76	H/4781
6 (Vento 270°)	0,90	0,76	H/4781
7 (Vento 0°)	0,41	0,35	H/10448
8 (Vento 180°)	0,41	0,35	H/10448

Para os deslocamentos máximos entre os pisos:

Tabela 3.23 - Deslocamento horizontais entre pisos

Caso de carregamento	Piso	Deslocamento horizontal entre pisos (cm)	Deslocamento horizontal corrigido (cm)	Relativo ao pé direito dos pavimentos
5 (Vento 90°)	5	0,08	0,07	H _i /3631
6 (Vento 270°)	5	0,08	0,07	H _i /3631
7 (Vento 0°)	3	0,04	0,03	H _i /7448
8 (Vento 180°)	3	0,04	0,03	H _i /7448

Os maiores deslocamentos verificados são nos pavimentos 5 e 3.

Como é possível verificar, tal situação está em plena concordância com o prescrito em norma, e obedece a todos os critérios de dimensionamento de serviço, no caso da estabilidade e deslocamentos entre pavimentos.

4 TRATAMENTO DOS RESULTADOS

4.1 NOVA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A partir das análises realizadas na proposição estrutural original, buscou-se alterá-la com o objetivo de solucionar os problemas encontrados. Foram três os principais: flechas nos pavimentos tipo, esforços elevados nos pilares e problemas de estabilidade global. Na solução buscou-se modificar o mínimo possível a solução original, a fim de que não houvesse problemas novos devido a possíveis incompatibilidades entre o projeto estrutural e o arquitetônico.

O ponto focal da solução era buscar uma maneira de solucionar os três problemas simultaneamente. Buscou-se, portanto, posicionar pilares nas regiões das escadas individuais para que eles reduzissem as flechas, aumentassem a estabilidade global através da criação de pequenos núcleos rígidos e reduzissem as cargas individuais dos pilares. Além disso, foram criados dois pilares em L na região da escada de emergência do prédio para aumentar a rigidez do mesmo. Ligando os novos pilares foram lançadas vigas para reduzir tanto as flechas quanto o coeficiente de estabilidade global Υ_z .

Havia um pilar externo a edificação (pilar da caixa do elevador) que possuía uma seção em formato de “E” (pilar P21). Esse pilar foi substituído por um pilar em formato de “C”, seção mais comum em edificações.

Para essa nova solução estrutural foram realizadas as mesmas verificações da solução anterior seguindo os mesmos procedimentos (análise de esforços nas lajes e vigas, de flechas, de estabilidade global e pré-dimensionamento dos pilares).

4.1.1 Lajes e Vigas

Após a homogeneização dos pontos críticos das lajes (pontos com valores mais elevados de esforços), verificou-se que a seção da mesma era suficiente para resistir aos momentos aplicados. Verificou-se também que existia certa folga na área de aço encontrada. Dessa forma, analisando apenas o esforço, a espessura da laje poderia ser reduzida.

Para a análise dos esforços nas vigas, verificou-se se os momentos fletores aplicadas a elas geravam armadura dupla e se havia ruína da biela na verificação do esforço cortante. Como ambos pontos foram atendidos considerou-se satisfatória a dimensão das vigas.

Após a nova concepção estrutural alguns pontos de flecha que antes eram problemáticos perderam a importância. Por exemplo os pontos B e D do pavimento tipo inferior são próximos de pilares e apresentaram flecha elástica baixa. Por isso, os números de pontos analisados foram reduzidos: verificou-se os pontos A (no balanço) e C (interior da laje) nos três pavimentos tipo (inferior, circulação e superior) e os pontos A e B (balanço e interior da laje) no pavimento da cobertura.

Retirando do software as informações referentes aos momentos aplicados e armações calculadas, pode-se montar uma tabela semelhante àquela utilizada na análise inicial:

Tabela 4.1 - Esforços e armações no novo modelo

Pav.	Pontos	Altura da laje (cm)	MSd (kNm)	Altura útil (cm)	Armação Calculada (cm ² /m)	Alojamento de barras	Armação adotada (cm ² /m)	Taxa de armadura (ρ)
Inferior	A	20	60,9	16,38	13,94	φ 6,3 @ 10 + φ 12,5 @ 10	15,39	0,77%
	C	20	11,8	15,69	3,01	φ 6,3 @ 10	3,12	0,16%
Circulação	A	20	58,9	16,38	12,95	φ 6,3 @ 10 + φ 12,5 @ 12	13,35	0,67%
	C	20	12,4	15,69	3,01	φ 6,3 @ 10	3,12	0,16%
Superior	A	20	58,9	16,38	12,95	φ 6,3 @ 10 + φ 12,5 @ 12	13,35	0,67%
	C	20	1,2	15,69	3,01	φ 6,3 @ 10	3,12	0,16%
Cobertura	A	20	54,9	16,38	11,82	φ 6,3 @ 10 + φ 12,5 @ 14	11,88	0,59%
	B	20	8,4	15,69	3,01	φ 6,3 @ 10 + φ 5 @ 20	3,12	0,16%

Com essas informações, pode-se calcular os parâmetros necessários para utilizar o ábaco disponível na publicação do CEB:

Tabela 4.2 – Parâmetros do método dos coeficientes globais no novo modelo

Pav.	Pontos	Es/Esc (α)	Taxa de armadura (ρ)	αρ	Momento de fissuração (kNm)	Momento atuante (kNm)	Mr/Ma	κ0	κt
Inferior	A	7,78	0,77%	0,060	29	53,0	0,55	2,5	4,0
	C	7,78	0,16%	0,012	29	10,3	2,82	1	3,0
Circulação	A	7,78	0,67%	0,052	29	51,2	0,57	2,5	4,0
	C	7,78	0,16%	0,012	29	10,8	2,69	1	3,0
Superior	A	7,78	0,67%	0,052	29	51,2	0,57	2,5	4,0
	C	7,78	0,16%	0,012	29	10,8	2,69	1	3,0
Cobertura	A	7,78	0,59%	0,046	29	43,4	0,67	2,5	5,0
	B	7,78	0,16%	0,012	29	6,6	4,37	1	3,0

Em seguida, com base na flecha inicial elástica pode-se calcular a flecha final provável e compará-la com a flecha limite:

Tabela 4.3 - Flechas no novo modelo

Pav.	Pontos	Vão (m)	Flecha inicial (cm)	Flecha inicial provável (cm)	Flecha final provável (cm)	flecha limite (cm)	Resultado
Inferior	A	2,45	0,5	1,3	2,0	2,0	OK
	C	6,9	0,3	0,3	0,8	2,8	OK
Circulação	A	2,45	0,4	1,0	1,6	2,0	OK
	C	6,9	0,3	0,3	0,8	2,8	OK
Superior	A	2,45	0,5	1,3	2,0	2,0	OK
	C	6,9	0,3	0,3	0,8	2,8	OK
Cobertura	A	2,45	0,4	1,0	2,0	2,0	OK
	B	5	0,5	0,5	1,4	2,0	OK

Como pode ser observado, as flechas calculadas resultaram em valores inferiores aos valores limite. Entretanto, destaca-se que essas flechas ainda estão altas (com valor absoluto final de cerca de 2,0 cm). Dessa forma, poderia ser realizado algum tratamento para reduzi-las. Optou-se por aceitar esses valores.

4.1.2 Pilares

Para a análise dos pilares foi avaliado principalmente o relatório com o resumo do detalhamento gerado pelo TQS. Foram analisados três pontos: o valor do adimensional da força normal v (ν), a taxa de armadura e o valor do índice de esbeltez. Após uma primeira verificação observou-se que no primeiro lance, todos os pilares apresentavam elevado valor de λ (devido ao pé direito duplo do térreo e pequena dimensão). Optou-se, portanto, em alargar todos os pilares para 25 centímetros em todos os lances.

Após um segundo processamento da edificação, verificou-se que os pilares internos apresentaram valores de v elevados. Optou-se por alargar novamente os pilares do interior do edifício para 30 centímetros ao longo do primeiro lance e reduzir sua seção no piso do primeiro pavimento para 25 centímetros novamente.

No terceiro processamento, observou-se que ainda havia pilares com valores de v elevados nos pavimentos superiores. Optou-se por alterar o pavimento onde a seção desses pilares era reduzida: ela foi alterada do piso do primeiro pavimento para o piso do terceiro pavimento.

No quarto processamento observou-se que todos os pilares apresentaram valores de índice de esbeltez e v aceitáveis. Verificou-se, por último, o valor da taxa de armação dos pilares. Nesse momento foi observado que os pilares sofriam um aumento elevado de armação no último

lance. Após análises dos carregamentos desses pilares chegou-se à conclusão de que esse aumento era devido ao elevado valor dos esforços de segunda ordem nessa lance. Esses esforços elevados foram causados pelo pé direito duplo do último lance (de 5,20 metros no térreo e de 2,60 metros no tipo).

Após essas análises considerou-se a seção como aceitáveis. O último relatório dos pilares pode ser observado no Memorial de Cálculo – Pilares.

4.1.3 Estabilidade Global

A estabilidade global do edifício foi analisada apenas para a última configuração dos pilares. A estabilidade global do edifício foi verificada em conjunto com a planta de cargas do mesmo (para que possíveis erros de modelagem fossem observados).

No primeiro processamento, percebeu-se que a edificação apresentou baixo valor do coeficiente Υz . Verificando a planta de cargas, observou-se que o pilar P21 (pilar da caixa do elevador em formato de “C”) apresentava momento muito elevado em sua base (apresentava cerca de 1000 kNm enquanto os demais apresentavam momento da ordem de 200 kNm). Nesse momento, optou-se por alterar as condições de apoio desse pilar, flexibilizando o vínculo do mesmo com a fundação.

Após a flexibilização foi realizado um novo processamento da edificação e gerados novos relatórios. Verificou-se que a edificação apresentava um valor aceitável de Υz porém, o pilar P21 apresentava momento na base com intensidade semelhante a dos demais pilares. Considerou-se, portanto, satisfatória essa nova configuração da edificação.

Para flexibilizar a ligação entre o pilar e a fundação, o programa pede que se entre com um valor para o coeficiente de mola do engaste. Esse valor foi obtido a partir de tentativa e erro até que o momento no pilar resultasse em um valor próximo aos demais. Esse valor foi de 500 kNm em cada uma das direções.

Com essa configuração o pórtico espacial foi processado obtendo os seguintes valores de Υz e coeficiente α :

Tabela 4.4 - Novos coeficientes de estabilidade global, γ_z e α

Caso de carregamento	γ_z	α
5 (Vento 90°)	1,101	0,683
6 (Vento 270°)	1,101	0,683
7 (Vento 0°)	1,175	0,873
8 (Vento 180°)	1,175	0,873

Percebe-se que para as direções de vento a 0° e 180° o resultado do γ_z está próximo do limite para consideração da estrutura como de nós fixos. Entretanto, como o valor é superior a 1,10, a estrutura foi considerada como de nós móveis nas duas direções. Além disso, como o γ_z resultou inferior a 1,3, pode-se utilizar a formulação simplificada para a determinação dos momentos de segunda ordem globais (0,95 vezes o γ_z).

Assim como na análise preliminar, os esforços de desaprumo foram significativos na estrutura. Dessa forma, o programa sugeriu novamente o valor do coeficiente de arrasto de 1,30, sendo esse o valor utilizado.

Por último realizou-se a análise de serviço de deslocamento horizontal da estrutura. Primeiramente verificou-se o deslocamento horizontal absoluto:

Tabela 4.5 - Novos valores de deslocamento horizontal absoluto

Caso de carregamento	Deslocamento horizontal absoluto (cm)	Deslocamento horizontal corrigido (cm)	Relativo à altura
5 (Vento 90°)	0,44	0,38	H/9666
6 (Vento 270°)	0,44	0,38	H/9666
7 (Vento 0°)	0,24	0,21	H/17704
8 (Vento 180°)	0,24	0,21	H/17704

Todos esses valores são inferiores ao limite de norma de H/1700.

Em seguida, foi verificado o valor do deslocamento entre pisos:

Tabela 4.6 - Novos valores de deslocamento entre os pisos

Caso de carregamento	Deslocamento horizontal absoluto (cm)	Deslocamento horizontal corrigido (cm)	Relativo à altura
5 (Vento 90°)	0,04	0,04	H/7069
6 (Vento 270°)	0,04	0,04	H/7069
7 (Vento 0°)	0,02	0,02	H/14157
8 (Vento 180°)	0,02	0,02	H/14157

Valores inferiores ao limite de norma de H/850.

4.2 DIMENSIONAMENTO

Foram dimensionados três elementos estruturais: lajes, vigas e pilares. Todos os elementos foram dimensionados com o auxílio do programa CAD/TQS. Utilizou-se o modelo VI do programa, que configura que todos os esforços de dimensionamento são provenientes do pórtico espacial gerado pelo software. Isso significa que para os três elementos, os esforços são provenientes das cargas gravitacionais (peso próprio, cargas permanentes e acidentais) e ações do vento.

4.2.1 Lajes

Para o dimensionamento e detalhamento das lajes dividiu-se suas armações em quatro tipos: positivas horizontais, positivas verticais, negativas horizontais e negativas verticais. As armações positivas foram detalhadas seguindo o padrão de armação de base com adições de armações complementares onde a base era insuficiente. A armação negativa vertical da região do balanço seguiu o mesmo princípio de detalhamento (base e complemento) enquanto o restante da armação negativa foi dimensionado de acordo com o esforço nas faixas homogeneizadas.

A armação dividida em duas faixas (base e complementar) é justificada devido aos picos de momento que podem ser observados nos diagramas da laje. Na região positivas, apenas um pequeno espaço entre pilares apresenta momento maior do que o momento combatido pela armação mínima. Caso a faixa fosse armada em sua totalidade (armadura obtida para combater esse esforço no meio do vão sendo colocada ao longo de toda a faixa) haveria regiões com armações muito superiores às necessárias.

Outra região que essa armação “dupla” se justifica é no balanço. Em um balanço, o momento decresce rapidamente a medida que se distancia do apoio (uma vez que é uma parábola do segundo grau). Portanto, armar o balanço em sua totalidade com o momento do apoio configura armação excessiva no trecho final do balanço. Para o caso específico da laje detalhada, a armação de base nos balanços foi a própria armação mínima.

A armação de base foi obtida a partir da visualização do comprimento e valor das faixas de esforços complementares. Procurou-se por armações de base que não gerassem faixas pequenas e com armações complementares elevadas. Essas faixas de esforço complementar são geradas

automaticamente pelo programa. Elas correspondem aos trechos dos diagramas de momento de cada barra da laje em que a armação definida como base é insuficiente.

A homogeneização das faixas (seja principal ou complementar) foi feita seguindo alguns critérios. O primeiro foi o de esforços nas faixas: buscou-se agrupar faixas cujos valores não diferissem muito entre si. O segundo foi o de comprimento das faixas: buscou-se agrupar faixas com tamanhos similares. O terceiro foi o funcionamento mecânico da laje: mesmo quando faixas uma ao lado da outra apresentavam valores muito diferentes, elas podem ter sido agrupadas por estarem próximas a regiões que mecanicamente funcionam em conjunto (como no método clássico de lajes cogumelos que dividia a laje em faixas de pilar e faixas de interiores). O último critério foi o de execução da armação detalhada: não se pode fragmentar muito a mesma uma vez que isso pode se demonstrar inviável para execução dessa armação.

No detalhamento da laje, foi considerada a necessidade da armação de uma das direções ir por cima da outra. Isso ocorre porque deve-se respeitar os cobrimentos. Dessa forma, em uma direção detalhou-se a laje com os ganchos de tamanho h-3 e na outra direção com tamanho de h-4. Essa diferença interfere no cálculo da altura útil da laje (diferença essa que foi considerada).

Antes de se iniciar o detalhamento propriamente dito, analisou-se os resultados do obtidos pelo programa. Percebeu-se que haviam barras nas grelhas que estavam gerando resultados estranhos nos diagramas das lajes. Essas barras eram barras de lajes e estavam muito próximas às de vigas. Concluiu-se que o posicionamento dessas barras estava errado. Alterou-se a grelha para que não houvesse essa interferência entre barras de laje e barras de viga

Outro ponto observado antes do início do detalhamento o nível de discretização das barras horizontais. Havia apenas uma por pilar, gerando valores de momento estranhos que foram percebidos. Para corrigir esse problema, a malha da grelha foi alterada. O espaçamento vertical foi mantido e o horizontal reduzido pela metade, obtendo uma malha de (34,5 por 50).

Nas armações das lajes, destaca-se a escolha de como armar os momentos encontrados na armação positiva vertical. Próximo aos shafts, em todos os pavimentos, apareceram picos de momento positivo. Esses picos foram interpretados como resultados dessa descontinuidade da laje. Dessa forma, ao invés de armá-lo através de faixas, o momento foi combatido com dois ferros posicionados na borda desses furos.

O comprimento da armação foi obtido da seguinte forma: primeiro determinou-se o comprimento do diagrama de momento que a armação deveria combater. Por exemplo, considerando o esforço negativo em cima dos pilares, determinou-se o tamanho médio das faixas de esforços nessa região. A partir desse comprimento, a faixa teve seu comprimento alterado de forma que a armação fosse devidamente ancorada (considerando as regiões de boa e má aderência). Por último, esse comprimento foi arredondado de maneira que, ao cotar a faixa do ferro, a cota fosse um valor múltiplo de 5 centímetros.

Foram detalhados três pavimentos: o pavimento inferior, o pavimento superior e a cobertura. Os primeiros três pavimentos, que não fazem parte da repetição dos pavimentos tipo, apresentam como única diferença para esses a espessura dos pilares. Por esse motivo, os três primeiros pavimentos foram iguados aos seus similares no tipo. Além disso, a configuração do pavimento de circulação e superior é bastante similar. Eles foram iguados pelo pavimento superior.

Além das armações de flexão foram detalhadas as armações de punção. Optou-se por armar a laje com estribos. Como a norma exige pelo menos três linhas de armação foi necessário armar com pelo menos dois estribos.

Os perímetros críticos no contorno C'' foram calculados cheios (sem aberturas). Por isso, foi necessário detalhar a armação sem que a distância entre as pernas dos estribos em uma mesma linha ficasse com distância superior a duas vezes a altura útil da laje.

Como a armação foi detalhada com estribos foi necessário lançar na planta os ferros correspondentes aos porta-estribos. Além deles, nas plantas de punção está inclusa a armação de combate ao colapso progressivo. Destaca-se que essa armação foi calculada com o coeficiente de majoração da carga igual a 1,4 e não o 1,2 permitido pela norma.

4.2.2 Vigas

As vigas foram dimensionadas com esforços provenientes do pórtico espacial. Dessa forma, os seus diagramas incluem as ações do vento. Por esse motivo, a análise preliminar dos diagramas é dificultada, uma vez que o formato do mesmo não é convencional.

Após uma análise prévia dos diagramas, detectou-se que havia um pequeno erro na grelha, que resultava em valores não realistas de esforços nas vigas (gerava uma tração de 600 kN em um

dos pilares). Após a exclusão da barra considerada problemática o diagrama da viga e o esforço no pilar foram normalizados.

Com as modificações realizadas, fez-se a relação de vigas. Essa relação indica quais vigas foram identificadas no modelo e quais apresentavam diagramas similares. As vigas com diagramas similares foram igualadas e dimensionadas pela que apresentava pior situação. Para cada uma das vigas escolhidas, checkou-se o valor da armação calculada pelo programa para flexão e cisalhamento.

Nas armações de flexão, devido aos esforços de vento, ao longo de todo o comprimento da viga há pelo menos uma combinação que gera momentos negativos ou positivos. Por esse motivo, a armação superior e inferior foi ancorada ao longo de toda a viga (não houve situação onde poderia se utilizar de apenas porta-estribos por exemplo).

Para a armação de cisalhamento, buscou-se não utilizar bitolas diferentes em um mesmo vão da viga para facilitar a execução (mesmo que, do ponto de vista do esforço, isso fosse possível).

Como não há situações em que a resistência ao torsor da viga é fundamental para a estabilidade estrutural, nenhuma viga foi armada a esse momento.

4.2.3 Pilares

Para iniciar o detalhamento dos pilares, foi feito, como descrito anteriormente, um pré-dimensionamento desses. Nessa etapa algumas seções foram alteradas. Portanto, ao iniciar o detalhamento dos pilares, já se sabia que a dimensão dos mesmos era suficiente para o dimensionamento deles.

Iniciou-se analisando o relatório geral do programa. Esse relatório apresenta as principais características dos pilares como seção, adimensional de força normal, índice de esbeltez, método para cálculo dos momentos de segunda ordem e taxa de armação. Buscou-se por possíveis incompatibilidades entre esses resultados e os esperados. Como não foi observado nenhuma procedeu-se a segunda etapa do detalhamento.

Na segunda etapa, procurou-se agrupar os pilares em grupos, grupos esses que eram igualados e detalhados pelo pilar com situação mais crítica (pelo relatório pilar com maior taxa de armação). Buscou-se pelas simetrias que podem ser observadas nas formas e se elas se confirmam no cálculo dos pilares. Em seguida, os pilares foram analisados em duplas, ou seja,

comparou-se os resultados de um pilar candidato a ser igualado com o pilar base. Quando o resultado era positivo o pilar candidato era colocado no grupo do pilar base.

Após análises chegou-se a conclusão de que os pilares poderiam ser divididos em 11 grupos. Em cada grupo detalhou-se o pilar mais crítico:

Tabela 4.7 - Grupos de pilares e pilar crítico

Grupo	Pilares	Pilar Base
A	P1, P10, P11 e P20	P1
B	P2 e P9	P22
C	P3 e P8	P30
D	P4 e P7	P4
E	P5 e P6	P5
F	P12, P13, P14, P17, P18 e P20	P18
G	P15 e P16	P15
H	P21	P21
I	P22, P23, P24, P27, P28 e P29	P24
J	P25 e P26	P25
K	P30 e P31	P30

Feito isso, iniciou-se o detalhamento dos pilares. No detalhamento do pilar foi necessário entender o funcionamento do programa. O software não busca pela menor área de aço possível para cada carregamento. Ele simplesmente calcula se para uma certa configuração o lance passa ou não. Se passar, não são feitas análises posteriores. Dessa forma, no detalhamento dos pilares, alterou-se a configuração apresentada pelo programa em busca da disposição que garantia maior economia em aço.

Para isso, foi feita a alteração da configuração de armação do pilar e foi verificado se a seção resistia aos carregamentos apresentados (ou seja, se a envoltória resistente englobava os pontos de solicitação e a envoltória mínima). Quando o resultado era positivo, reduzia-se mais um pouco a área de aço, quando era negativo, aumentava-se ligeiramente a mesma. Além disso, observou-se possíveis problemas de execução dos pilares. Optando, às vezes, por configurações com um pouco mais de aço, porém com menos barras, que descongestionam a seção.

Após repetir o processo para todos os lances de todos os pilares, obteve-se a configuração final utilizada e apresentada nas plantas de armação dos pilares.

5 CONCLUSÕES

5.1 CONCLUSÕES DAS ANÁLISES INICIAIS

Após as análises iniciais feitas para a edificação, foi possível chegar às seguintes conclusões, e respectivas propostas de mudança no sistema estrutural para adequar aos critérios estabelecidos e às prescrições das normas técnicas:

1 – Os resultados para esforços nas lajes estão satisfatórios. O critério utilizado para avaliá-los foi a não necessidade de armadura de compressão, levando em conta os esforços encontrados nessa análise.

2 – Nos pavimentos tipo, a presença dos furos para a passagem das escadas é crítica para a flecha. Isso pode ser observado pela diferença entre a deformação na cobertura e nas lajes do tipo. A estrutura, do ponto de vista estático, tem vãos equilibrados. Ao longo das linhas de pilares do eixo y, o momento negativo gerado pelo balanço tem valor igual ao momento positivo. A presença dos furos modifica esse equilíbrio gerando concentrações de esforços que devem ser combatidos alterando a geometria do pavimento (inserindo vigas ou pilares nas regiões próximas aos furos).

3 – A análise de estabilidade global mostrou que a estrutura deve ser considerada como de nós móveis. Como o coeficiente γ_z apresentou valor abaixo de 1,30 pode-se utilizar métodos simplificados para o cálculo do efeito de segunda ordem global. O deslocamento entre pavimentos mostrou-se dentro dos limites normativos, não sendo necessário alterá-lo. Entretanto, para que a flecha se torne satisfatória será necessário aumentar a rigidez do pavimento tipo. Esse aumento de rigidez pode gerar diminuição do coeficiente γ_z , apesar de não ser esse o foco.

4 – A análise dos pilares mostrou que os esforços estão elevados em lances de todos os pilares internos da edificação. Deve-se alterar a configuração dos pilares para eliminar esse problema (seja pelo aumento da quantidade de pilares, seja pelo aumento da seção desses).

Esses pontos levantados pelos resultados da análise foram sanados na nova concepção estrutural, para que o dimensionamento final utilizasse um sistema estrutural mais eficiente, no sentido de evitar patologias e falhas, cujas razões já foram aqui previstas.

5.2 CONCLUSÕES APÓS DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE FINAL

Após a realização do novo lançamento, cujo escopo foi aqui delimitado e cujo resultado é anexo a esse trabalho, na forma de memorial de cálculo e projeto estrutural executivo, foi possível verificar o seguinte sobre as soluções adotadas, bem como o modelo utilizado:

1 – As escolhas de resolução de problemas, que consistiram basicamente, como explicado, na adição de novos pilares nas caixas das escadas, adição de vigas em locais estratégicos e aumento da seção dos pilares, com diminuição gradativa nos lances superiores, foram suficientes para tratar o problema de flechas excessivas que havia sido encontrado na análise inicial.

2 – Os esforços nas lajes e vigas continuaram satisfatórios, sem a necessidade de utilizar armadura de compressão.

3 – De forma a melhorar ainda mais o desempenho da estrutura na estabilidade global, buscou-se criar um núcleo rígido centralizado, na caixa de escadas do edifício, para auxiliar o núcleo excêntrico formado pela caixa que abriga os elevadores. Tentativa essa, que também foi satisfatória, melhorando nos resultados obtidos anteriormente.

4 – O dimensionamento dos pilares, com o aumento da seção e sua diminuição gradativa foi de grande sucesso, já que as taxas de aço permaneceram em um nível razoável, em toda a sua extensão.

5 – Da mesma forma, a utilização de materiais, e o quantitativo, como indica a tabela de ferros no memorial de cálculo foi satisfatório no que tange o peso de aço da armadura por metro quadrado e os outros indicadores utilizados.

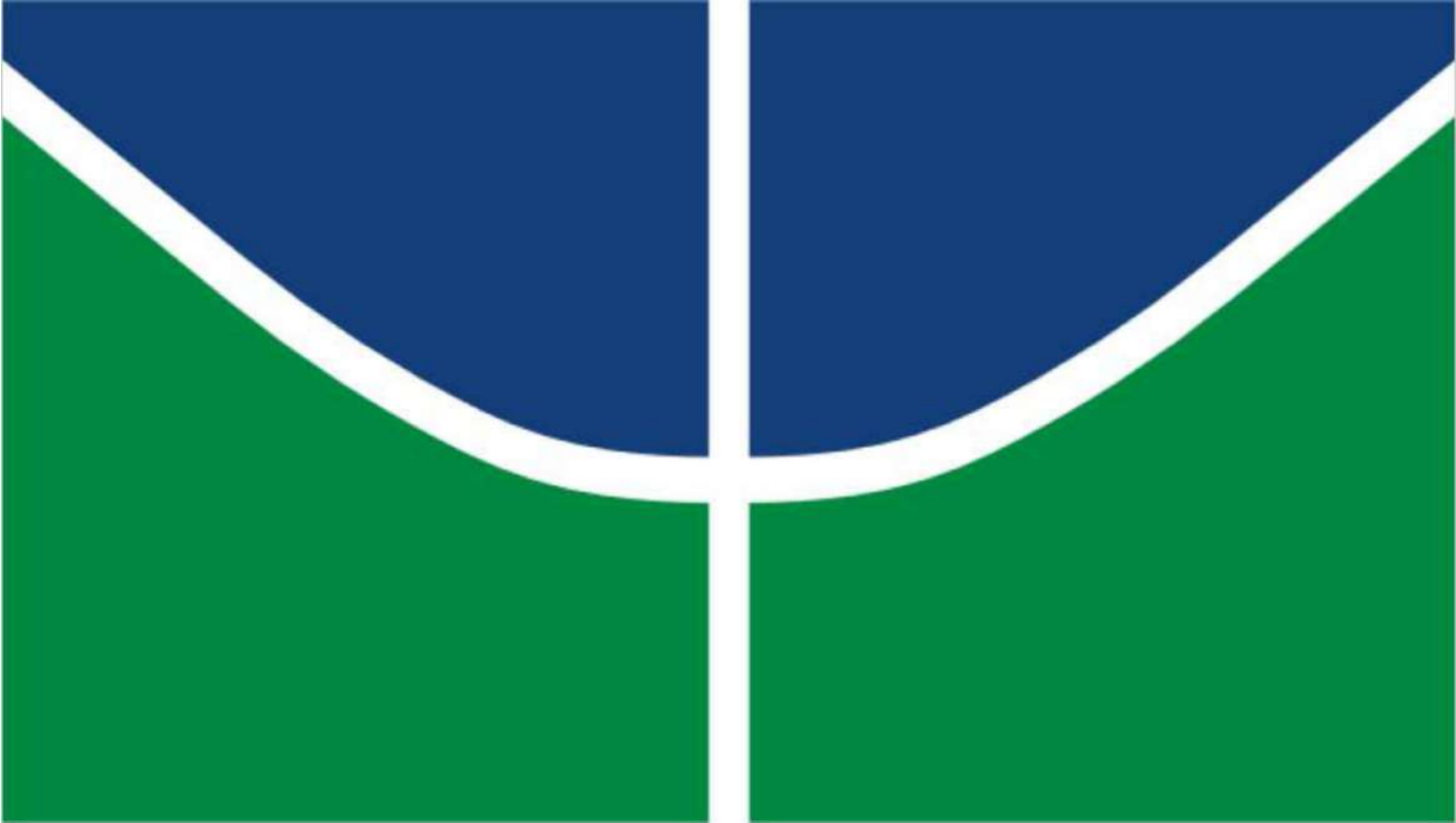
Conclui-se, portanto, que o trabalho obteve sucesso no objetivo inicial de consertar os problemas analisados para o Bloco 11 do Núcleo Habitacional do Cafundá, em Jacarepaguá.

Faz-se importante mencionar que outras soluções poderiam ter sido tomadas, porém a simplicidade e facilidade na execução pesaram na escolha das propostas aqui apresentadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARAÚJO, J. M. *Curso de Concreto Armado - Vol. 1*. Rio Grande: Ed. DUNAS, 2014.
- . *Curso de Concreto Armado - Vol. 2*. Rio Grande: Ed. Dunas, 2014.
- . *Curso de Concreto Armado - Vol. 3*. Rio Grande: Ed. DUNAS, 2014.
- . *Curso de Concreto Armado - Vol. 4*. Rio Grande: Ed. DUNAS, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. “NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.” Rio de Janeiro, 2014.
- . “NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.” Rio de Janeiro, 1980.
- . “NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações.” Rio de Janeiro, 1988.
- . “NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.” Rio de Janeiro, 2003.
- BASTOS, P. S. S. *Flexão Normal Simples - Vigas*. 2015.
<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/FlexaoSimples.pdf> (acesso em 3 de 7 de 2019).
- BITTENCOURT, T. N. *Investigação de Novas Metodologias para o Ensino de Engenharia de Estruturas Utilizando Recursos de Multimídia Interativa*. s.d.
<http://www.lmc.ep.usp.br/pesquisas/TecEdu/> (acesso em 3 de 7 de 2019).
- CARVALHO, R. C., e J. R. FIGUEIREDO FILHO. *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado - Segundo a NBR 6118:2014*. São Carlos: Edufscar, 2014.
- CARVALHO, R. C., e L. M. PINHEIRO. *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado - Vol. 2*. São Paulo: Pini, 2013.
- CLÍMACO, J. C. T. S. *Estruturas de Concreto Armado - Fundamentos de Projeto, Dimensionamento e Verificação*. Brasília: Ed. UnB, 2016.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB). *CEB Design Manual on Cracking and Deformation*. Boletim 158, Brastislava: CEB, 1985.
- LEONHARDT, F. *Construções de Concreto - Vol. 4 - Verificação da Capacidade de Utilização, Limitação da Fissuração, Deformações, Redistribuição de Momentos e Teoria das Linhas de Ruptura em Estruturas de Concreto Armado*. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.
- LEONHARDT, F., e E. MÖNNIG. *Construções de Concreto - Vol. 1 - Princípios Básicos de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado*. Rio de Janeiro: Interciência, 1977.
- . *Construções de Concreto - Vol. 2 - Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado*. Rio de Janeiro: Interciência, 1978.

- . *Construções de Concreto - Vol. 3 - Princípios Básicos Sobre a Armação de Estruturas de Concreto Armado*. Rio de Janeiro: Interciência, 1978.
- PINHEIRO, L. M., L. T. BARALDI, e M. E. POREM. *Estruturas de Concreto - Ábacos para Flexão Olíqua*. 2009.
<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/24%20Abacos%20flexao%20obliqua.pdf> (acesso em 3 de 7 de 2019).
- PINTO, V. S. *Dimensionamento de pilares de concreto com seção transversal retangular usando envoltórias de momentos*. 2017.
http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/2017ME_ViniciusSlompoPinto.pdf (acesso em 3 de 7 de 2019).
- TQS INFORMÁTICA. *Manual de Análise Estrutural*. São Paulo, Versão 15.X.
- . *Modelo VI*. s.d. <http://www.tqs.com.br/v16/destaques/modelo-vi-projeto-estrutural> (acesso em 22 de 6 de 2019).
- . *Onde utilizar o Modelo 6*. s.d. <http://www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital-tqs/89-artigos/355-onde-utilizar-o-modelo-6> (acesso em 22 de 6 de 2019).
- TQS INFORMÁTICA. *Visão Geral & Exemplo Completo*. São Paulo, V18-2o semestre.
- VISSOTO JUNIOR, D. “Resistência dos Materiais II.” *Material de Apoio Flambagem*. 2012.
<http://www.madeira.ufpr.br/dvissotto/resmatII/> (acesso em 3 de 7 de 2019).



**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO
ARMADO, LOCALIZADO NO NÚCLEO HABITACIONAL DO
CAFUNDÁ EM JACAREPAGUÁ - RJ**

ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER E PEDRO REZENDE PORTO

MEMÓRIA DE CÁLCULO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

Quantitativos
Projeto Final 2 - Complexo Cafundá

Terreo	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m ³	Kg/m ²	m ² /m ²	Em(cm)
Viga	133,39	10,88	563,00	51,75	1,02	0,24	1,96
Laje	-	-	-	#DIV/0!	-	-	-
Pilar	-	-	-	#DIV/0!	-	-	-
Totais	133,39	10,88	563,00	51,75	1,02	0,24	1,96
Area Nivel	553,90						

1o PAV	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m ³	Kg/m ²	m ² /m ²	Em(cm)
Viga	70,21	6,25	676,50	108,24	1,22	0,13	1,13
Laje	525,62	105,12	8.425,25	80,15	15,21	0,95	18,98
Pilar	517,50	55,27	5.883,72	106,45	10,62	0,93	9,98
Totais	1.113,33	166,64	14.985,47	89,93	27,05	2,01	30,08
Area Nivel	553,90						

2o PAV	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m ³	Kg/m ²	m ² /m ²	Em(cm)
Viga	70,21	6,25	635,50	101,68	1,15	0,13	1,13
Laje	497,04	99,41	7.996,13	80,44	14,44	0,90	17,95
Pilar	255,11	25,74	2.740,13	106,45	4,95	0,46	4,65
Totais	822,36	131,40	11.371,8	86,54	20,53	1,48	23,72
Area Nivel	553,90						

3o PAV	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m ³	Kg/m ²	m ² /m ²	Em(cm)
Viga	70,21	6,25	609,00	97,44	1,10	0,13	1,13
Laje	497,04	99,41	7.996,13	80,44	14,44	0,90	17,95
Pilar	255,11	25,74	2.740,13	106,45	4,95	0,46	4,65
Totais	822,36	131,40	11.345,26	86,34	20,48	1,48	23,72
Area Nivel	553,90						

Inferior	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m ³	Kg/m ²	m ² /m ²	Em(cm)
Viga	70,21	6,25	676,50	108,24	1,22	0,13	1,13
Laje	526,28	105,26	8.425,3	80,04	15,21	0,95	19,00
Pilar	252,51	24,31	2.587,90	106,45	4,67	0,46	4,39
Totais	849,00	135,82	11.689,7	86,07	21,10	1,53	24,52
Area Nivel	553,90						

Circulação	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m ³	Kg/m ²	m ² /m ²	Em(cm)
Viga	70,21	6,25	635,50	101,68	1,15	0,13	1,13
Laje	497,48	99,50	8.049,46	80,90	14,53	0,90	17,96
Pilar	252,51	24,31	2.587,90	106,45	4,67	0,46	4,39
Totais	820,20	130,06	11.272,9	86,67	20,35	1,48	23,48
Area Nivel	553,90						

Superior	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m ³	Kg/m ²	m ² /m ²	Em(cm)
Viga	70,21	6,25	609,00	97,44	1,10	0,13	1,13
Laje	497,48	99,50	8.049,46	80,90	14,53	0,90	17,96
Pilar	252,51	24,31	2.587,90	106,45	4,67	0,46	4,39
Totais	820,20	130,06	11.246,4	86,47	20,30	1,48	23,48
Area Nivel	553,90						

Cobertura	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m ³	Kg/m ²	m ² /m ²	Em(cm)
Viga	70,21	6,25	591,60	94,66	1,07	0,13	1,13
Laje	529,72	105,94	5.827,4	55,01	10,52	0,96	19,13
Pilar	252,51	24,31	2.587,90	106,45	4,67	0,46	4,39
Totais	852,44	136,50	9.006,9	65,98	16,26	1,54	24,64
Area Nivel	553,90						

RESUMO DOS QUANTITATIVOS
Projeto Final 2 - Complexo do Cafundá

Totais	M2 Form	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m3	Kg/m2	m2/m2	Em(cm)
Viga	1.046,12	92,13	8.838,60	95,94	1,00	0,12	1,04
Laje	6.613,14	1.322,66	103.817,40	78,49	11,71	0,75	14,92
Pilar	3.552,82	349,85	37.243,00	106,45	4,20	0,40	3,95
Totais obra	11.212,08	1.764,64	149.899,00	84,95	16,91	1,27	19,91
Area Obra	8.862,37						

OBSERVAÇÕES:

1 - Esta planilha indica as quantidades de formas, volume de concreto, quantidade de aço e área de cada pavimento da obra.

**USAR ESTAS QUANTIDADES COMO AUXÍLIO PARA O ORÇAMENTO.
 NÃO ADOTÁ-LAS COMO VALORES FINAIS ACABADOS.**



RELAÇÃO DE PLANTAS

Revisão: R0
02/12/2019

LOCALIZADO NO NÚCLEO HABITACIONAL DO CAFUNDÁ EM JACAREPAGUÁ - RJ	André Buchmann Müller - 14/013005 Pedro Rezende Porto - 14/0170481
ENDEREÇO: Núcleo Habitacional do Cafundá, Estrada do Cafundá, 1757, Jacarepaguá – RJ	TOTAL DE PLANTAS: 34

Nº	CONTEÚDO	AÇO	EMIÇÃO INICIAL	R1	R2	R3	R4
1	Locação e Carga dos Pilares						
2	Forma do Térreo						
3	Forma do 1o Pavimento						
4	Forma do 2o Pavimento						
5	Forma do 3o Pavimento						
6	Forma do 4o, 7o e 10o Pavimento						
7	Forma do 5o, 8o e 11o Pavimento						
8	Forma do 6o, 9o e 12o Pavimento						
9	Forma da Cobertura						
10	Térreo - Armações das Vigas						
11	Laje do 1o, 4o, 7o, 10o Pavimento Armações Positivas Horizontais						
12	Laje do 1o, 4o, 7o, 10o Pavimento Armações Positivas Verticais						
13	Laje do 1o, 4o, 7o, 10o Pavimento Armações Negativas Horizontais						
14	Laje do 1o, 4o, 7o, 10o Pavimento Armações Negativas Verticais						
15	Laje do 1o Pavimento Armações de Punção						
16	Laje do 4o, 7o, 10o Pavimento Armações de Punção						
17	1o, 4o, 7o, 10o Pavimento Armações das Vigas						
18	Laje do 2o,3o, 5o,6o, 8o,9o,11o e 12o Pavimento Armações Positivas Horizontais						
19	Laje do 2o,3o, 5o,6o, 8o,9o,11o e 12o Pavimento Armações Positivas Verticais						
20	Laje do 2o,3o, 5o,6o, 8o,9o,11o e 12o Pavimento Armações Negativas Horizontais						
21	Laje do 2o,3o, 5o,6o, 8o,9o,11o e 12o Pavimento Armações Negativas Verticais						
22	Laje do 2o Pavimento Armações de Punção						



RELAÇÃO DE PLANTAS

Revisão: R0
02/12/2019

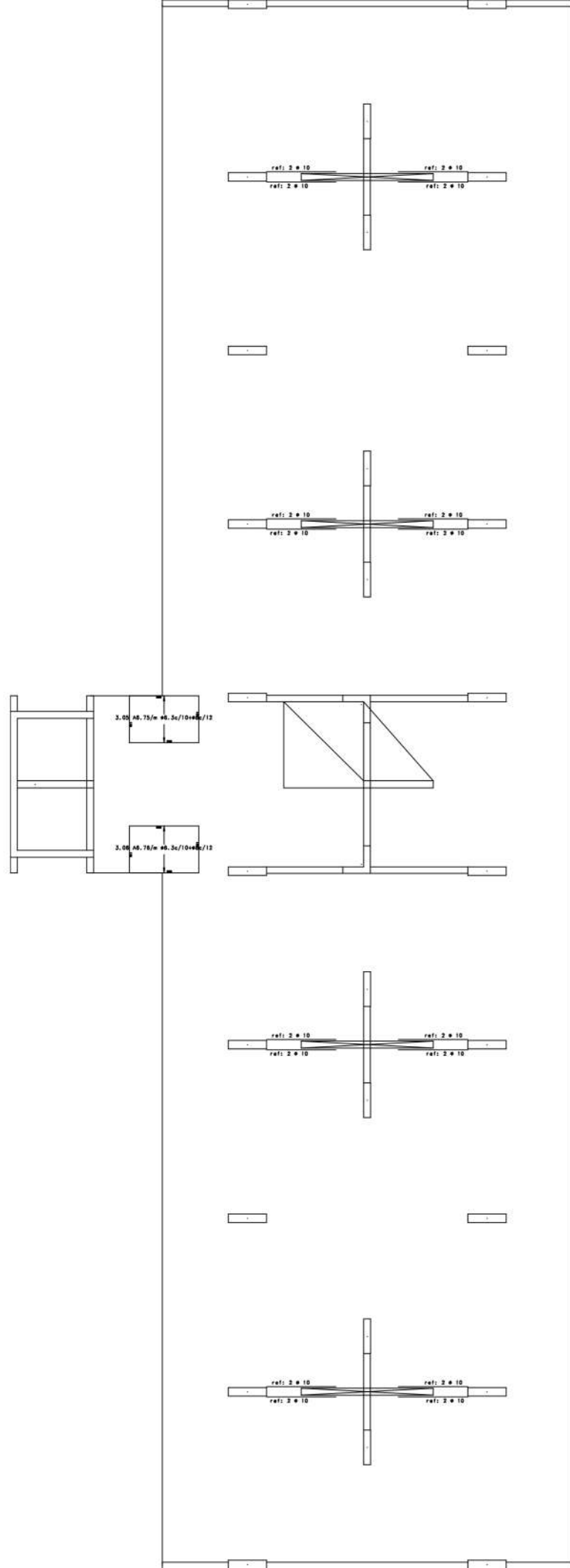
23	Laje do 3o Pavimento Armações de Punção						
24	Laje do 5o,6o, 8o,9o,11o e 12o Pavimento Armações de Punção						
25	2o, 5o, 8o e 11o Pavimentos Armações das vigas						
26	3o, 6o, 9o e 12o Pavimentos Armações das vigas						
27	Laje da Cobertura Armações Positivas Horizontais						
28	Laje da Cobertura Armações Positivas Verticais						
29	Laje da Cobertura Armações Negativas Horizontais						
30	Laje da Cobertura Armações Negativas Verticais						
31	Laje da Cobertura Armações de Punção						
32	Cobertura - Armações das Vigas						
33	Armações dos Pilares - 1						
34	Armações dos Pilares - 2						

OBSERVAÇÕES

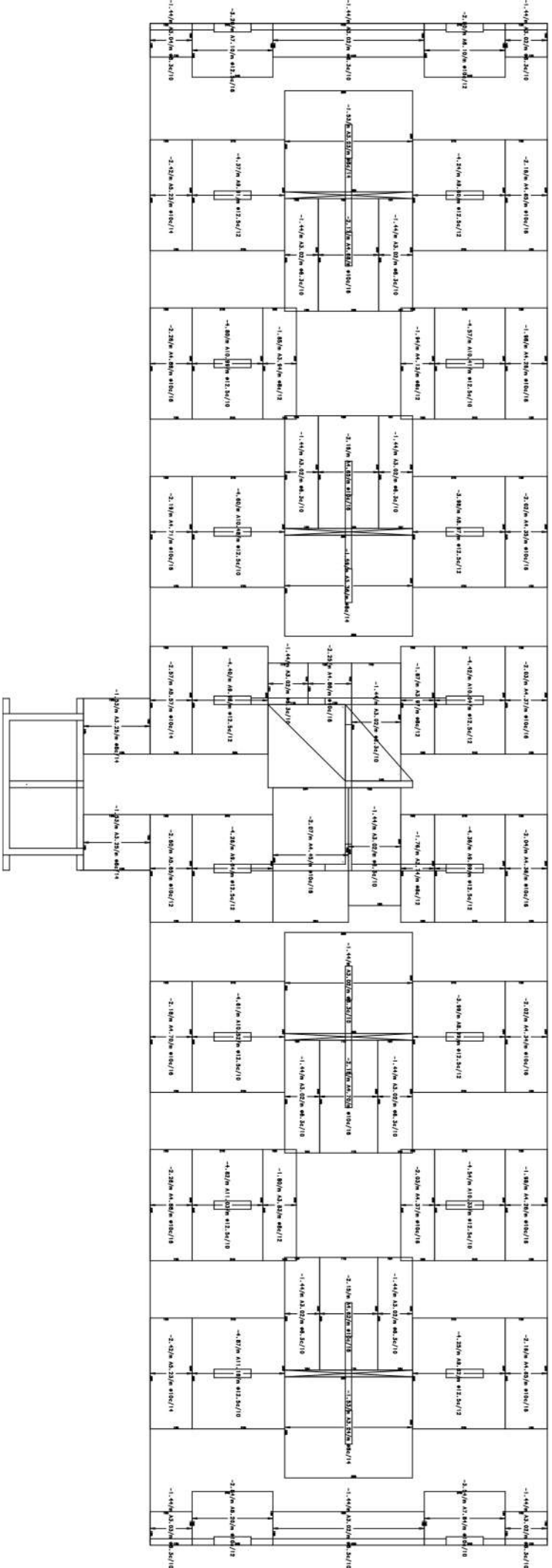
--

MEMÓRIA DE LAJES – FLEXÃO

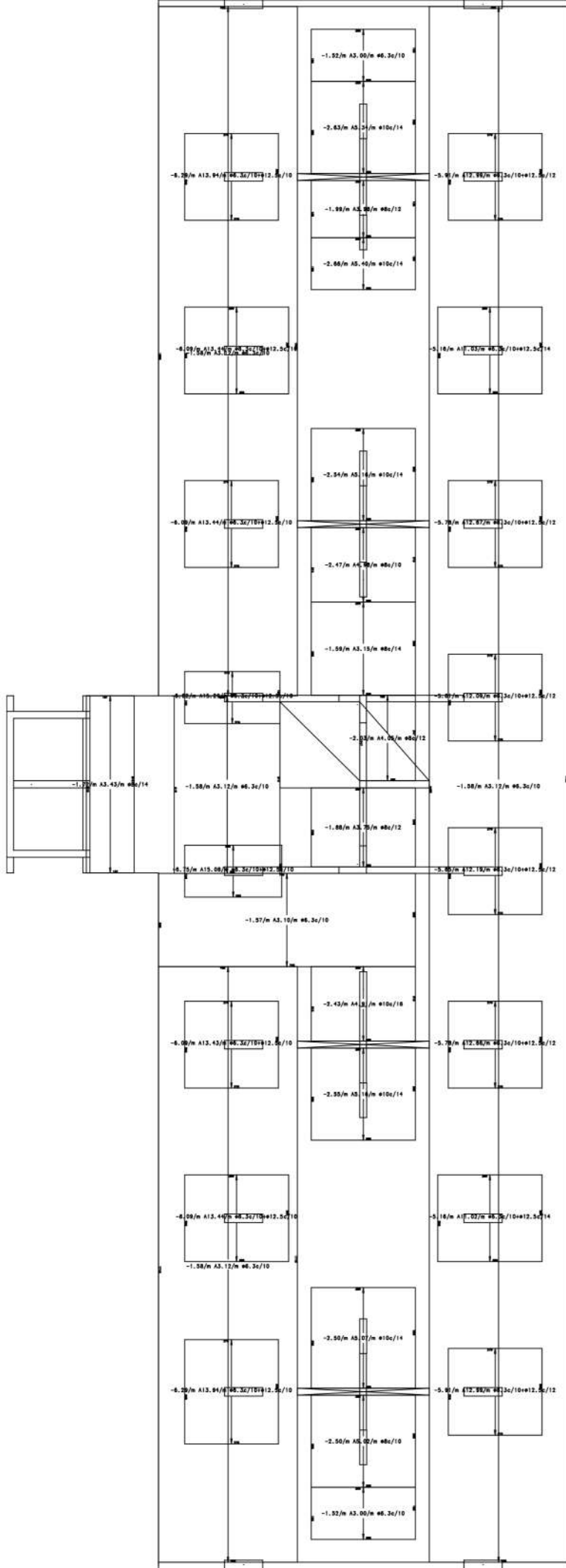
4-PavInf - Armadura positiva vertical c/1
base: ϕ 6, 3 c/ 10



4-PavInf - Armadura negativa horizontal

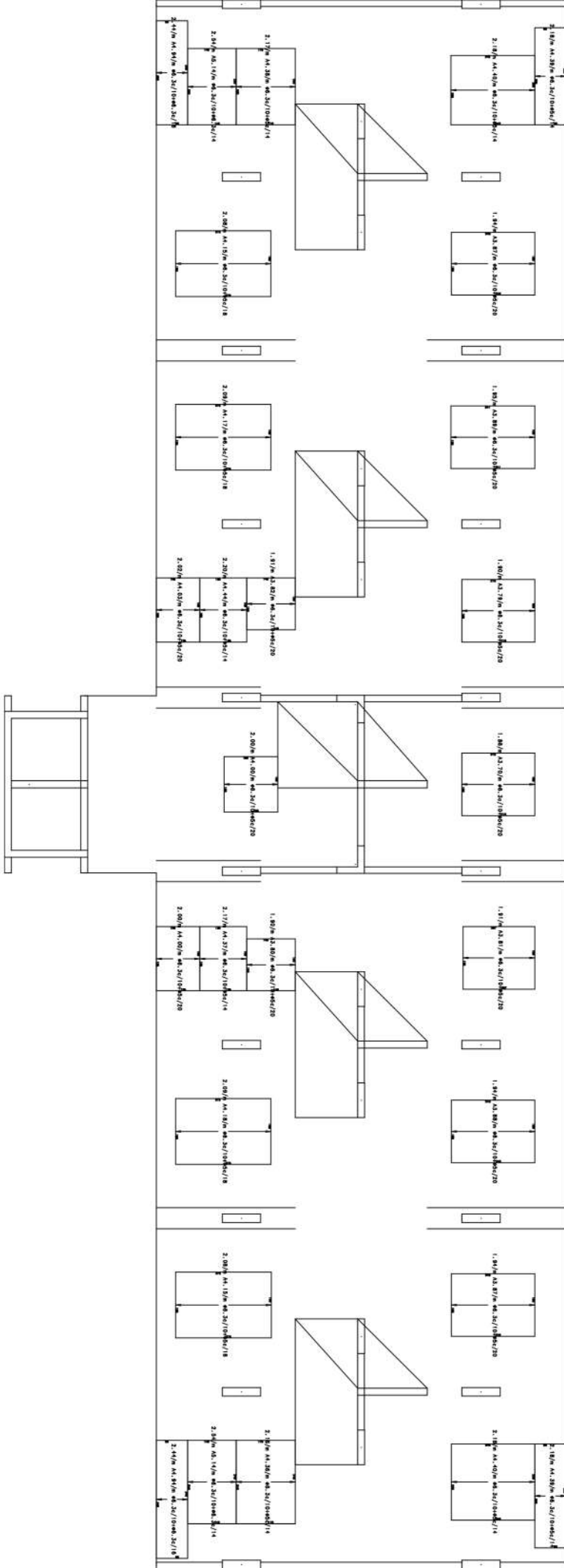


4-PavInf - Armadura negativa vertical

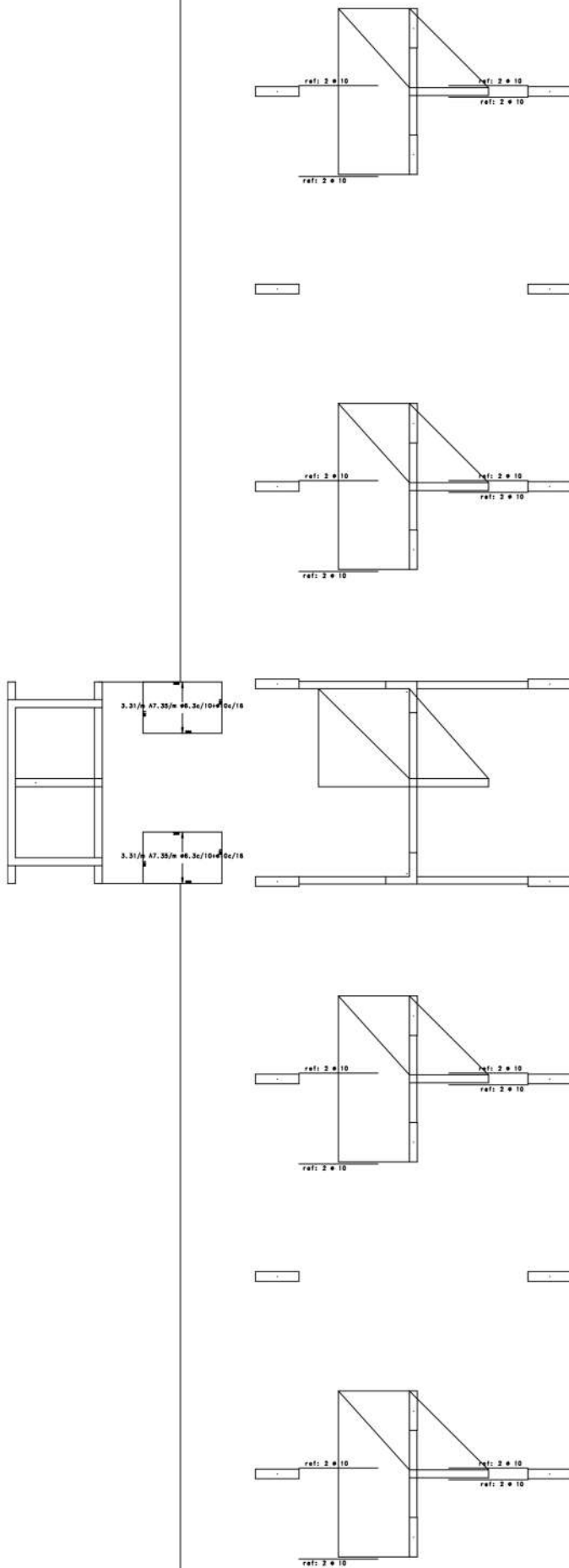


6-PavSup - Armadura positiva horizontal

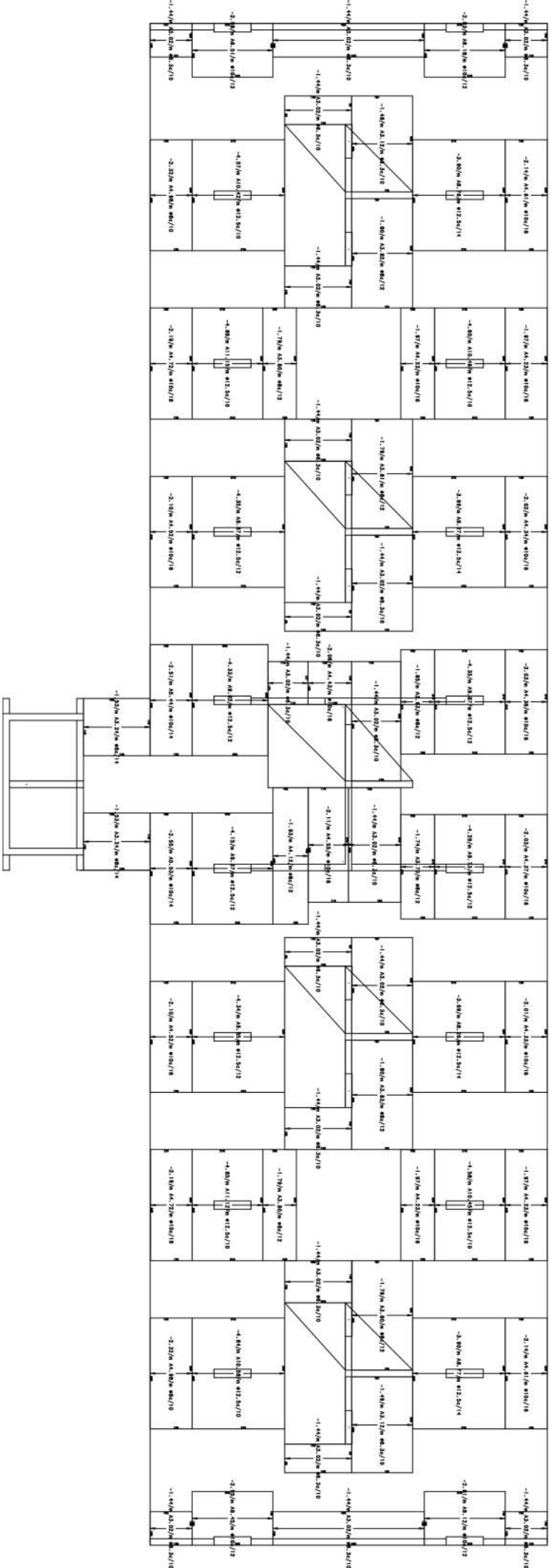
base: ϕ 6, 3 c/ 10



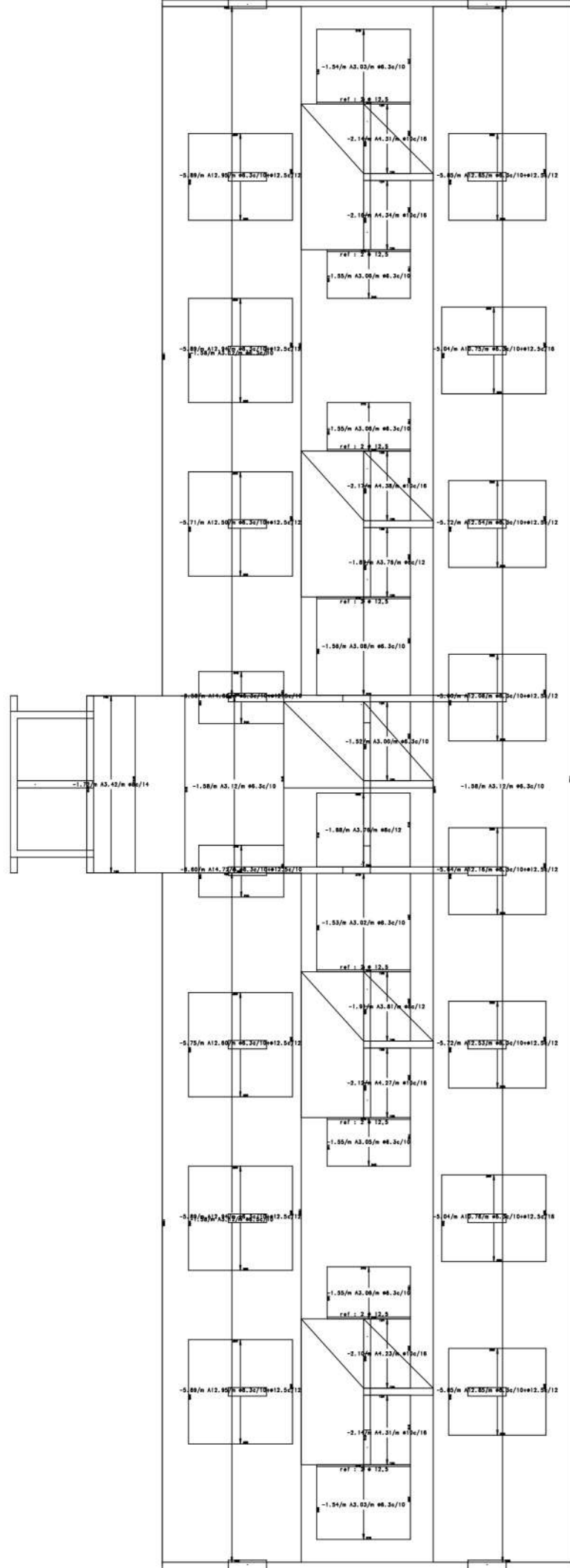
6-PavSup - Armadura positiva vertical c/1
base: ϕ 6,3 c/10



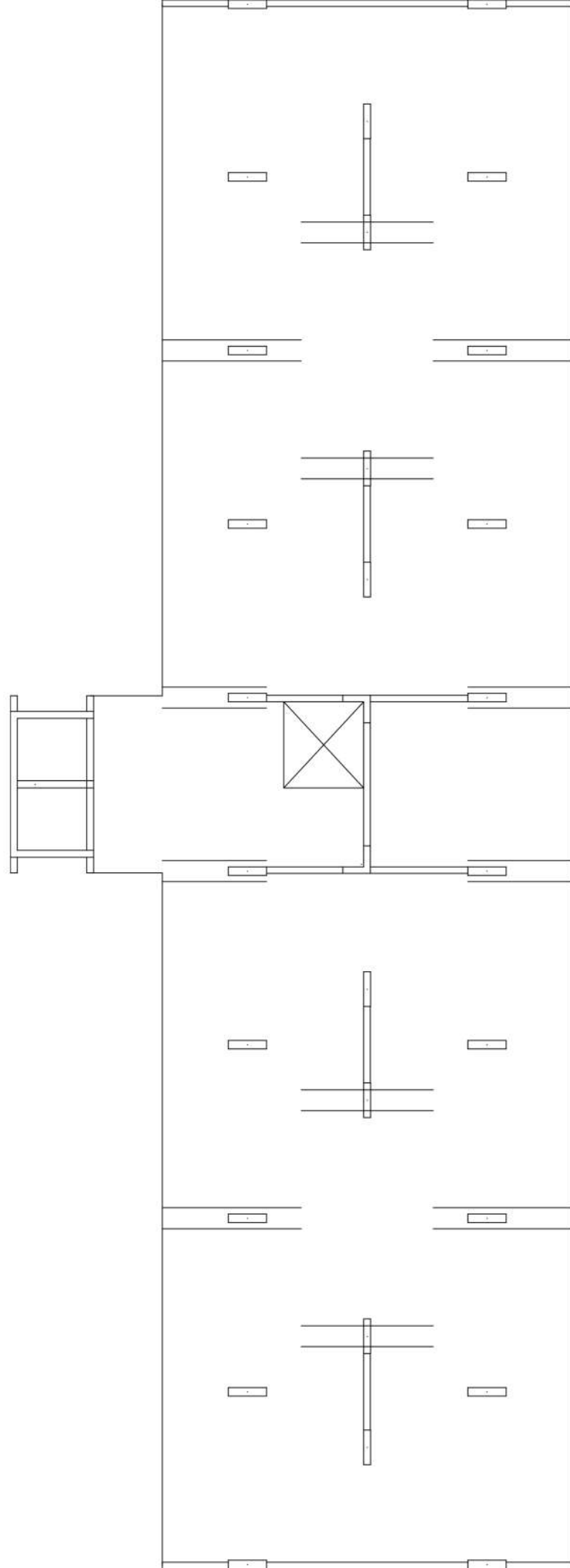
6-PavSup - Armadura negativa horizontal



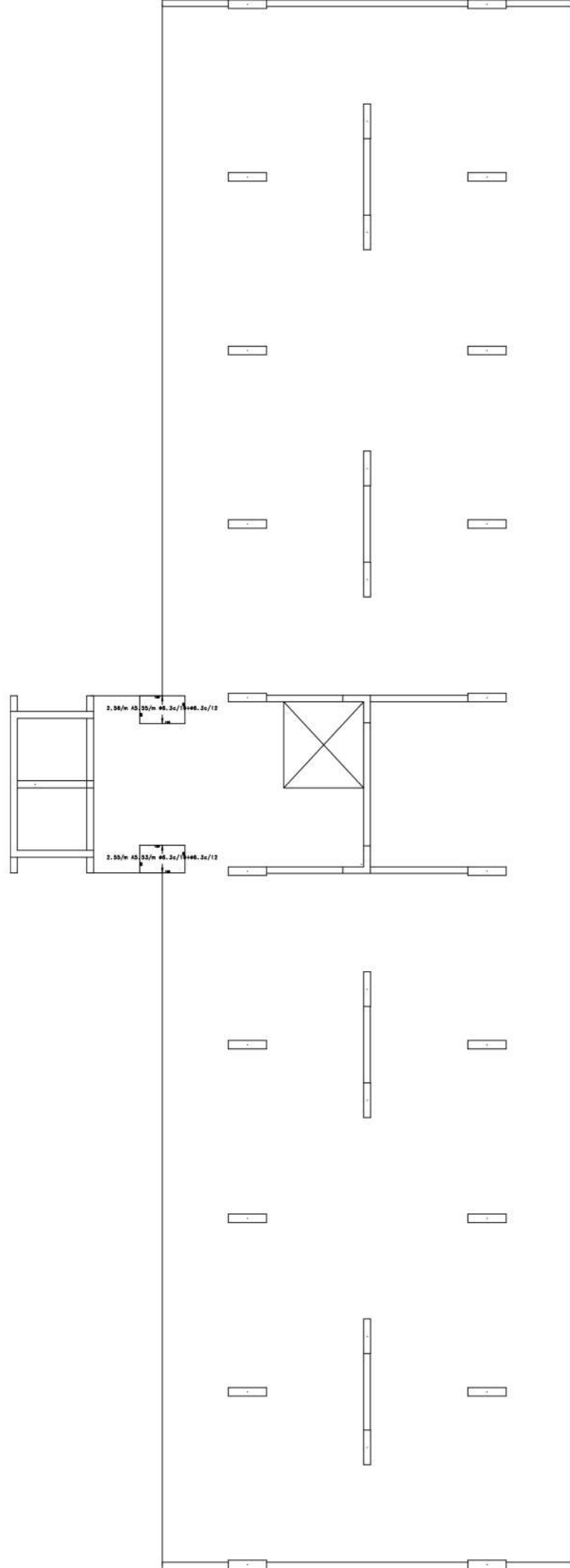
6-PavSup - Armadura negativa vertical



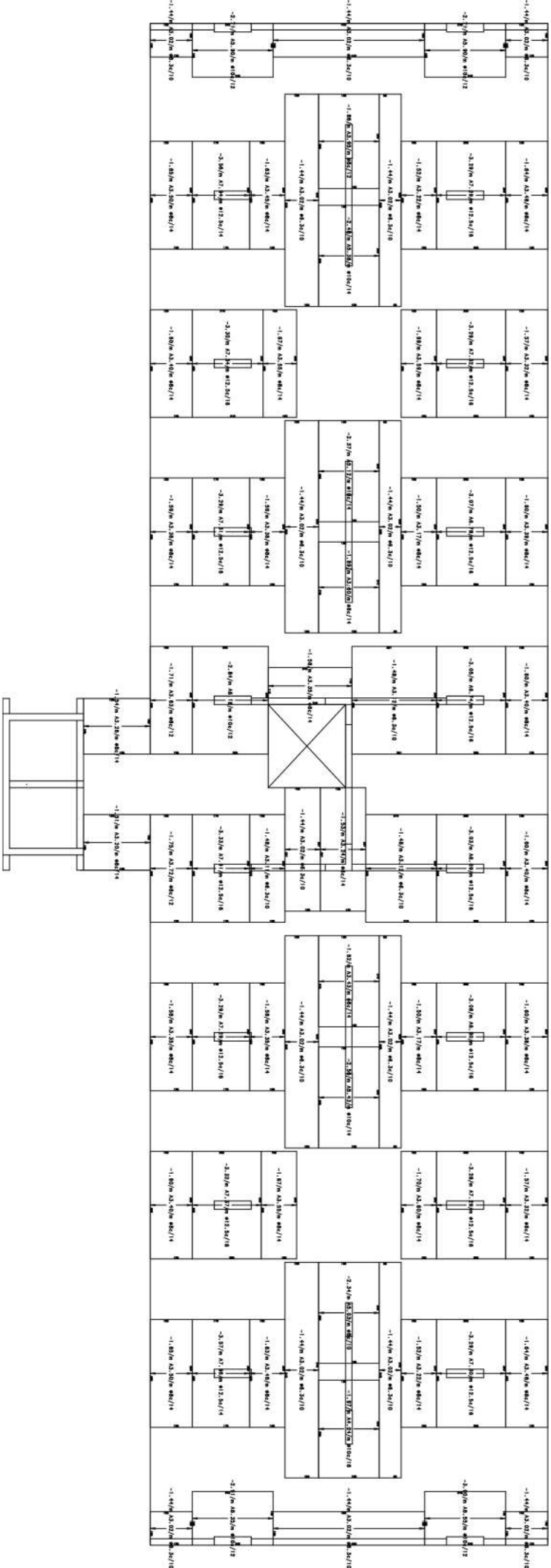
7-cob - Armadura positiva horizontal
base: ϕ 6, 3 c / 10



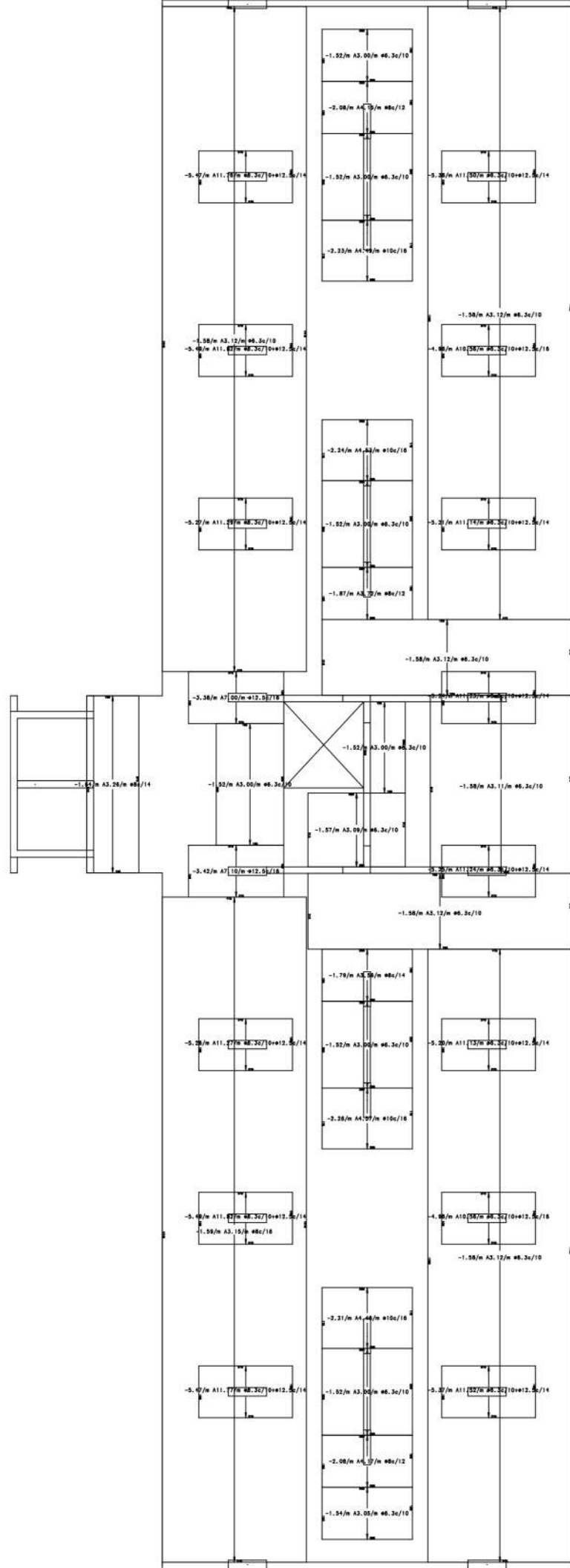
7-cob - Armadura positiva vertical
base: ϕ 6, 3 c / 10



7-cob - Armadura negativa horizontal



7-cob - Armadura negativa vertical



MEMÓRIA DE LAJES – PUNÇÃO

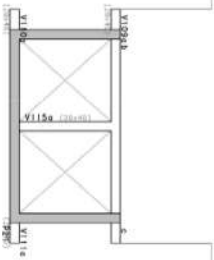
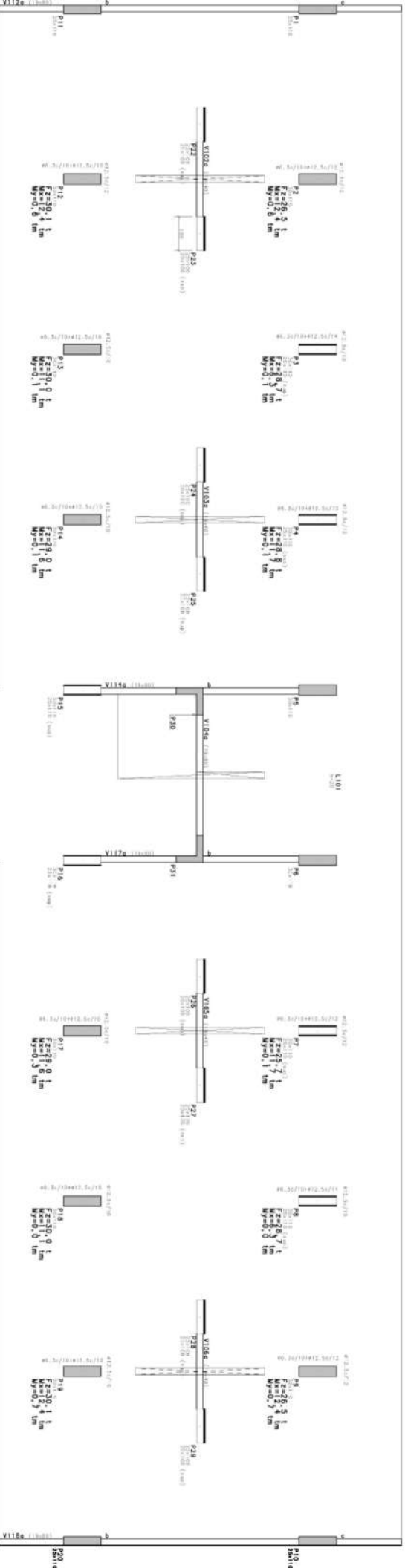
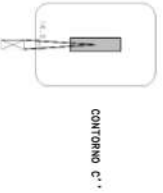
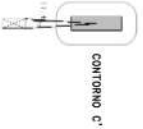
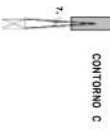
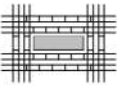
Redução de perímetro

P23x4x7-12x14x17-2x19

DETALHAMENTO

P23x4x7-12x14x17-2x19

20x110



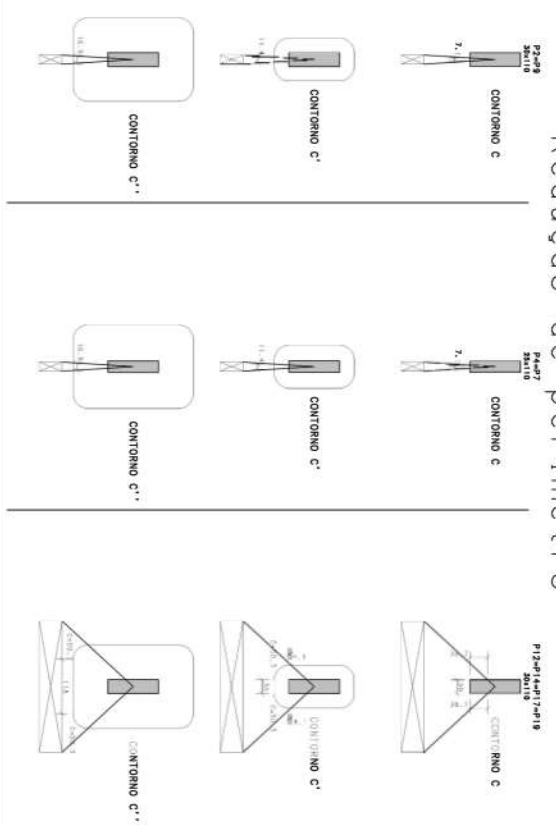
		Tipo de armadura (conector ou estribo)					estribo				Verificação 1 - Contorno C				
fck	30	fywd	296,25	fykCCP	500										
Pilar	Base (cm)	Largura (cm)	Força Vertical (tf)	Momento base (tm)	Momento largura (tm)	H (cm)	ocp (MPa)	d (cm)	C (cm)	tsd (MPa)	trd2 (MPa)	Verificação			
P2	30	100	26,5	12,4	0,6	20	0	16	252,9	0,92	5,09	ok			
P3	30	100	28,7	6,3	0,1	20	0	16	260	0,97	5,09	ok			
P4	30	100	28,8	11,7	0,1	20	0	16	252,9	1,00	5,09	ok			
P7	30	100	25,7	11,7	0,1	20	0	16	252,9	0,89	5,09	ok			
P8	30	100	28,7	6,3	0,0	20	0	16	260	0,97	5,09	ok			
P9	30	100	26,5	12,4	0,7	20	0	16	252,9	0,92	5,09	ok			
P12	30	100	30,1	12,4	0,6	20	0	16	252,9	1,04	5,09	ok			
P13	30	100	30,0	11,1	0,1	20	0	16	260	1,01	5,09	ok			
P14	30	100	29,0	11,6	0,1	20	0	16	252,9	1,00	5,09	ok			
P17	30	100	29,0	11,6	0,3	20	0	16	252,9	1,00	5,09	ok			
P18	30	100	30,0	11,1	0,0	20	0	16	260	1,01	5,09	ok			
P19	30	100	30,1	12,4	0,7	20	0	16	252,9	1,04	5,09	ok			

Verificação 2 - Contorno C'

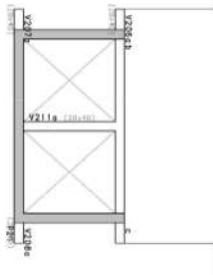
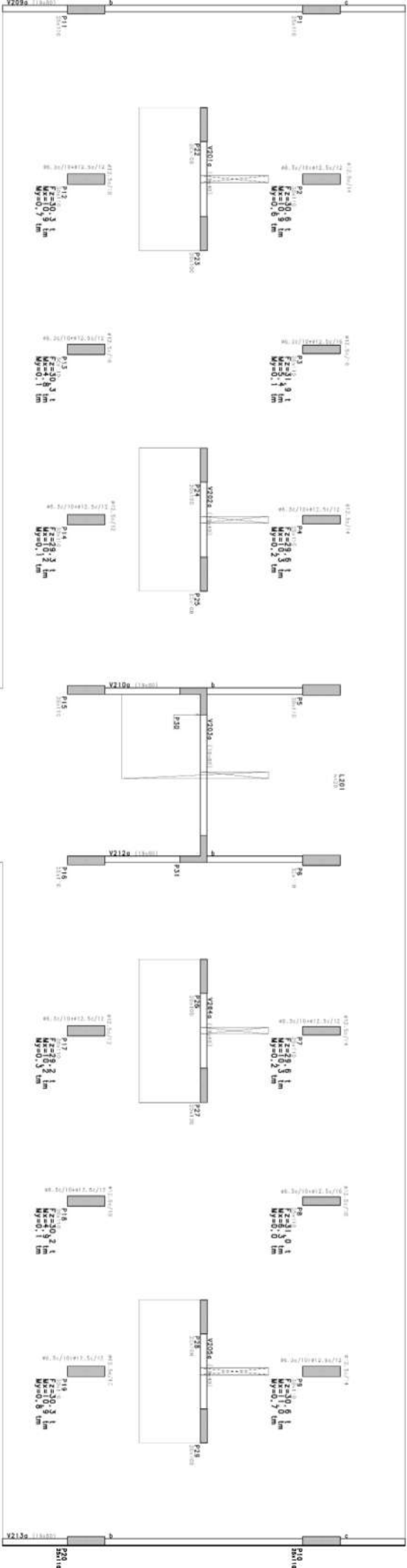
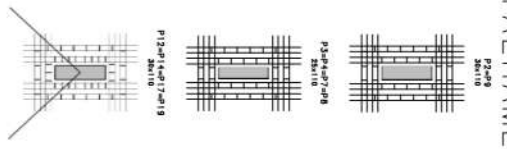
Tensão Resistente										Tensão Solicitante										Resultado					
Armadura negativa horizontal (cm ² /m)	Armadura negativa vertical (cm ² /m)	phor	pvert	ρ	1-(20/D) ⁴ (1/2)	trd1 (MPa)	u (cm)	u reduzido (cm)	Kbase	Klargura	Wpbbase p/C (cm ²)	Wplargura p/C (cm ²)	tssd (MPa)	Verificação	φ adotado	Área de aço necessária (cm ²)	nº de pernas por linha	nº de linhas	Sr (cm)	So (cm)	Área de aço adotada (cm ²)	Quantidade de Estribo	trd3 (MPa) (>=trd)	Compara Tsd a Trd3	
10.23	13.35	0.51%	0.67%	0.58%	2.12	0.715	461.06	449.66	0.833333	0.45	23474.0	16542.5	0.915	NÃO OK	8	4.43	9	4	12	8	4.52	18	0.923	ok	
12.27	11.88	0.61%	0.59%	0.60%	2.12	0.723	461.06	461.06	0.833333	0.45	24069.1	16961.9	0.738	NÃO OK	8	2.26	5	4	12	8	2.51	10	0.758	ok	
10.23	16.35	0.51%	0.82%	0.65%	2.12	0.740	461.06	449.66	0.833333	0.45	23474.0	16542.5	0.926	NÃO OK	8	4.34	9	4	12	8	4.52	18	0.942	ok	
10.23	13.35	0.51%	0.67%	0.58%	2.12	0.715	461.06	449.66	0.833333	0.45	23474.0	16542.5	0.866	NÃO OK	8	3.83	8	4	12	8	4.02	16	0.881	ok	
12.27	11.88	0.61%	0.59%	0.60%	2.12	0.723	461.06	461.06	0.833333	0.45	24069.1	16961.9	0.736	NÃO OK	8	2.23	5	4	12	8	2.51	10	0.758	ok	
10.23	13.35	0.51%	0.67%	0.58%	2.12	0.715	461.06	449.66	0.833333	0.45	23474.0	16542.5	0.918	NÃO OK	8	4.46	9	4	12	8	4.52	18	0.923	ok	
10.23	15.39	0.51%	0.77%	0.63%	2.12	0.732	461.06	449.66	0.833333	0.45	23474.0	16542.5	0.985	NÃO OK	8	5.12	11	4	12	8	5.53	22	1.019	ok	
12.27	15.39	0.61%	0.77%	0.69%	2.12	0.755	461.06	461.06	0.833333	0.45	24069.1	16961.9	0.908	NÃO OK	8	4.07	9	4	12	8	4.52	18	0.944	ok	
12.27	15.39	0.61%	0.77%	0.69%	2.12	0.755	461.06	449.66	0.833333	0.45	23474.0	16542.5	0.927	NÃO OK	8	4.20	9	4	12	8	4.52	18	0.953	ok	
12.27	15.39	0.61%	0.77%	0.69%	2.12	0.755	461.06	449.66	0.833333	0.45	23474.0	16542.5	0.932	NÃO OK	8	4.26	9	4	12	8	4.52	18	0.953	ok	
12.27	15.39	0.61%	0.77%	0.69%	2.12	0.755	461.06	461.06	0.833333	0.45	24069.1	16961.9	0.906	NÃO OK	8	4.04	9	4	12	8	4.52	18	0.944	ok	
10.23	15.39	0.51%	0.77%	0.63%	2.12	0.732	461.06	449.66	0.833333	0.45	23474.0	16542.5	0.988	NÃO OK	8	5.15	11	4	12	8	5.53	22	1.019	ok	

Verificação 3 - Contorno C"										Verificação 4 - Armadura CCP					
u (cm)	u reduzido (cm)	P (cm)	Wbase p/ C" (cm ²)	Wlargura p/ C" (cm ²)	τrd1 (MPa)	τsd (MPa)	Verificação	AsCCP (cm ²)	φ adotado	Quantidade e de barras	Área de aço adotada	Espaçamento médio	Ancoragem (lb) (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura HORIZONTAL (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura VERTICAL (cm)
813,06	796,16	44	58302,5	47900,1	0,715	0,451	ok	12,80	10	9	14,14	14,44	33	130	170
813,06	813,06	44	59540,1	48916,8	0,723	0,387	ok	13,86	10	9	14,14	14,44	33	130	170
813,06	796,16	44	58302,5	47900,1	0,740	0,464	ok	13,91	10	9	14,14	14,44	33	130	170
813,06	796,16	44	58302,5	47900,1	0,715	0,430	ok	12,41	10	8	12,57	16,25	33	130	170
813,06	813,06	44	59540,1	48916,8	0,723	0,386	ok	13,86	10	9	14,14	14,44	33	130	170
813,06	796,16	44	58302,5	47900,1	0,715	0,452	ok	12,80	10	9	14,14	14,44	33	130	170
813,06	796,16	44	58302,5	47900,1	0,732	0,491	ok	14,54	10	10	15,71	13,00	33	130	170
813,06	813,06	44	59540,1	48916,8	0,755	0,460	ok	14,49	10	10	15,71	13,00	33	130	170
813,06	796,16	44	58302,5	47900,1	0,755	0,465	ok	14,01	10	9	14,14	14,44	33	130	170
813,06	796,16	44	58302,5	47900,1	0,755	0,466	ok	14,01	10	9	14,14	14,44	33	130	170
813,06	813,06	44	59540,1	48916,8	0,755	0,459	ok	14,49	10	10	15,71	13,00	33	130	170
813,06	796,16	44	58302,5	47900,1	0,732	0,492	ok	14,54	10	10	15,71	13,00	33	130	170

Redução de perímetro



DETALHAMENTO



	Tipo de armadura (conector ou estribo)		estribo	Verificação 1 - Contorno C								
	30 fywd	296,25 fykCCP		500	C (cm)	tsd (MPa)	trd2 (MPa)	Verificação				
fck	Base (cm)	Largura (cm)	Força Vertical (tf)	Momento base (tm)	Momento largura (tm)	H (cm)	ocp (MPa)	d (cm)				
P2	30	100	30,6	10,9	0,6	20	0	16	252,9	1,06	5,09	ok
P3	25	100	31,9	5,4	0,1	20	0	16	250	1,12	5,09	ok
P4	25	100	29,6	10,3	0,2	20	0	16	242,9	1,07	5,09	ok
P7	25	100	29,6	10,3	0,2	20	0	16	242,9	1,07	5,09	ok
P8	25	100	31,0	6,3	0,0	20	0	16	250	1,09	5,09	ok
P9	30	100	30,6	11,0	0,7	20	0	16	252,9	1,06	5,09	ok
P12	30	100	30,3	10,9	0,7	20	0	16	152,6	1,74	5,09	ok
P13	30	100	30,3	4,8	0,1	20	0	16	260	1,02	5,09	ok
P14	30	100	29,3	10,2	0,1	20	0	16	152,6	1,68	5,09	ok
P17	30	100	29,2	11,6	0,3	20	0	16	152,6	1,67	5,09	ok
P18	30	100	30,2	4,9	0,1	20	0	16	260	1,02	5,09	ok

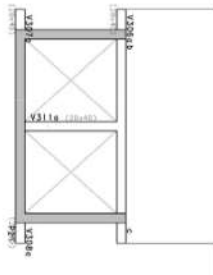
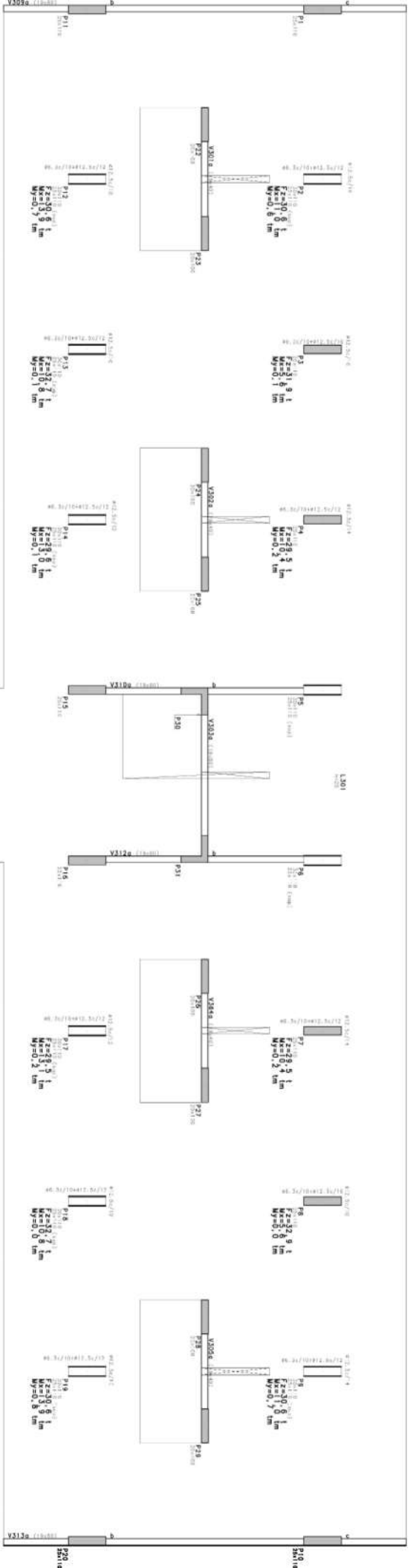
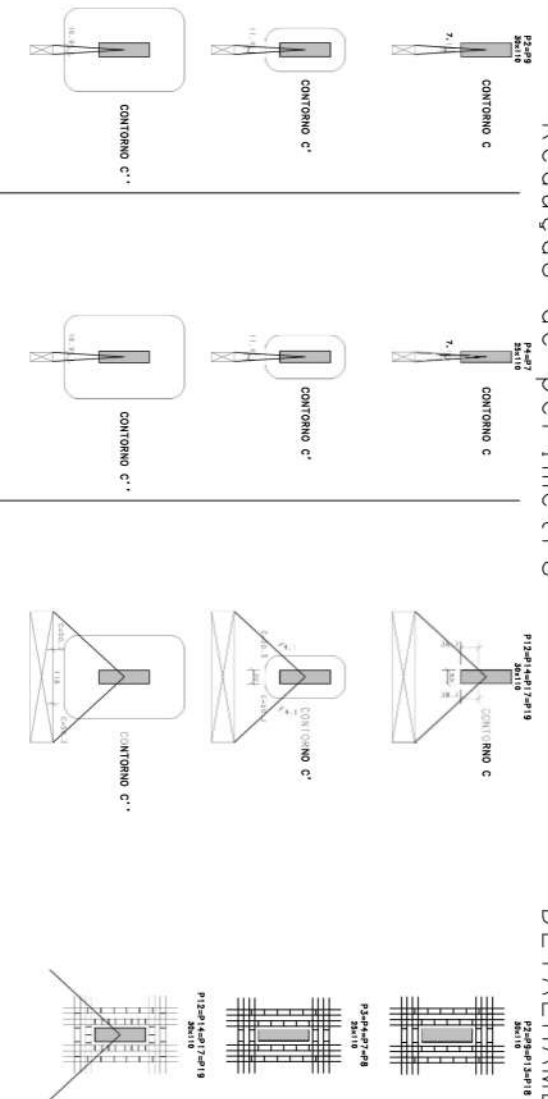
Verificação 2 - Contorno C'

Tensão Resistente										Tensão Solicitante										Resultado				
Armadura negativa horizontal (cm ² /m)	Armadura negativa vertical (cm ² /m)	phor	pvert	ρ	1-(20/D) ⁴ (1/2)	trd1 (MPa)	u (cm)	u reduzido (cm)	Kbase	Klargura	Wpbase p/C (cm ²)	Wplargura p/C (cm ²)	tssd (MPa)	Verificação	φ adotado	Área de aço necessária (cm ²)	nº de pernas por linha	nº de linhas	Sr (cm)	So (cm)	Área de aço adotada (cm ²)	Quantidade de Escribos	trd3 (MPa) (>=trd)	Compara Tsd a Trd3
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	461,06	449,66	0,833333	0,45	23474,0	16542,5	0,948	NÃO OK	8	5,00	10	4	12	8	5,03	20	0,950	ok
12,27	10,79	0,61%	0,54%	0,58%	2,12	0,712	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,804	NÃO OK	8	3,13	7	4	12	8	3,52	14	0,836	ok
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	451,06	439,66	0,9	0,45	22661,5	15421,9	0,952	NÃO OK	8	4,94	10	4	12	8	5,03	20	0,960	ok
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	451,06	439,66	0,9	0,45	22661,5	15421,9	0,952	NÃO OK	8	4,94	10	4	12	8	5,03	20	0,960	ok
12,27	10,79	0,61%	0,54%	0,58%	2,12	0,712	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,815	NÃO OK	8	3,26	7	4	12	8	3,52	14	0,836	ok
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	461,06	449,66	0,833333	0,45	23474,0	16542,5	0,954	NÃO OK	8	5,07	11	4	12	8	5,53	22	0,992	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	461,06	322,26	0,833333	0,45	16823,2	11855,6	1,318	NÃO OK	8	6,54	14	4	12	8	7,04	28	1,376	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	461,06	461,06	0,833333	0,45	24069,1	16961,9	0,723	ok	8	-	-	-	12	8	-	-	-	ok
10,23	13,35	0,51%	0,67%	0,58%	2,12	0,715	461,06	322,26	0,833333	0,45	16823,2	11855,6	1,241	NÃO OK	8	6,01	12	4	12	8	6,03	24	1,243	ok
10,23	13,35	0,51%	0,67%	0,58%	2,12	0,715	461,06	322,26	0,833333	0,45	16823,2	11855,6	1,306	NÃO OK	8	6,57	14	4	12	8	7,04	28	1,359	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	461,06	461,06	0,833333	0,45	24069,1	16961,9	0,724	ok	8	-	-	-	12	8	-	-	-	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	461,06	322,26	0,833333	0,45	16823,2	11855,6	1,322	NÃO OK	8	6,57	14	4	12	8	7,04	28	1,376	ok

Verificação 3 - Contorno C''										Verificação 4 - Armadura CCP					
u (cm)	u reduzido (cm)	P (cm)	Wbase p/ C'' (cm²)	Wlargura p/ C'' (cm²)	τ_{rd1} (MPa)	τ_{sd} (MPa)	Verificação	AsCCP (cm²)	ϕ adotado	Quantidade e de barras	Área de aço adotada	Espaçamento médio	Ancoragem (lb) (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura HORIZONTAL (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura VERTICAL (cm)
813,06	795,86	44	58280,6	47882,0	0,697	0,478	ok	14,78	10	10	15,71	13,00	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,712	0,421	ok	15,41	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,697	0,474	ok	14,30	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,697	0,474	ok	14,30	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,712	0,423	ok	14,97	10	10	15,71	12,50	33	130	170
813,06	795,86	44	58280,6	47882,0	0,697	0,480	ok	14,78	10	10	15,71	13,00	33	130	170
813,06	594,46	44	43532,1	35765,0	0,737	0,636	ok	14,63	10	10	15,71	13,00	33	130	170
813,06	813,06	44	59540,1	48916,8	0,737	0,386	ok	14,63	10	10	15,71	13,00	33	130	170
813,06	594,46	44	43532,1	35765,0	0,715	0,603	ok	14,15	10	10	15,71	13,00	33	130	170
813,06	594,46	44	43532,1	35765,0	0,715	0,627	ok	14,10	10	9	14,14	14,44	33	130	170
813,06	813,06	44	59540,1	48916,8	0,737	0,386	ok	14,59	10	10	15,71	13,00	33	130	170
813,06	594,46	44	43532,1	35765,0	0,737	0,637	ok	14,63	10	10	15,71	13,00	33	130	170

Redução de perímetro

DETALHAMENTO



	Tipo de armadura (conector ou estribo)		estribo	Verificação 1 - Contorno C										
	30 fywd	296,25 fykCCP		500	Força Vertical (tf)	Momento base (tm)	Momento largura (tm)	H (cm)	ocp (MPa)	d (cm)	C (cm)	tsd (MPa)	trd2 (MPa)	Verificação
fck														
Pilar	Base (cm)	Largura (cm)	Força Vertical (tf)	Momento base (tm)	Momento largura (tm)	H (cm)	ocp (MPa)	d (cm)	C (cm)	tsd (MPa)	trd2 (MPa)	Verificação		
P2	30	100	30,6	10,9	0,6	20	0	16	252,9	1,06	5,09	ok		
P3	25	100	31,9	5,4	0,1	20	0	16	250	1,12	5,09	ok		
P4	25	100	29,6	10,3	0,2	20	0	16	242,9	1,07	5,09	ok		
P7	25	100	29,6	10,3	0,2	20	0	16	242,9	1,07	5,09	ok		
P8	25	100	31,0	6,3	0,0	20	0	16	250	1,09	5,09	ok		
P9	30	100	30,6	11,0	0,7	20	0	16	252,9	1,06	5,09	ok		
P12	30	100	30,3	10,9	0,7	20	0	16	152,6	1,74	5,09	ok		
P13	30	100	30,3	4,8	0,1	20	0	16	260	1,02	5,09	ok		
P14	30	100	29,3	10,2	0,1	20	0	16	152,6	1,68	5,09	ok		
P17	30	100	29,2	11,6	0,3	20	0	16	152,6	1,67	5,09	ok		
P18	30	100	30,2	4,9	0,1	20	0	16	260	1,02	5,09	ok		

Verificação 2 - Contorno C'

Tensão Resistente										Tensão Solicitante										Resultado				
Armadura negativa horizontal (cm ² /m)	Armadura negativa vertical (cm ² /m)	phor	pvert	ρ	1-(20/D) ⁴ (1/2)	trd1 (MPa)	u (cm)	u reduzido (cm)	Kbase	Klargura	Wpbase p/C (cm ²)	Wplargura p/C (cm ²)	tssd (MPa)	Verificação	φ adotado	Área de aço necessária (cm ²)	nº de pernas por linha	nº de linhas	Sr (cm)	So (cm)	Área de aço adotada (cm ²)	Quantidade de Escribos	trd3 (MPa) (>=trd)	Compara Tsd a Trd3
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	461,06	449,66	0,833333	0,45	23474,0	16542,5	0,948	NÃO OK	8	5,00	10	4	12	8	5,03	20	0,950	ok
12,27	10,79	0,61%	0,54%	0,58%	2,12	0,712	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,804	NÃO OK	8	3,13	7	4	12	8	3,52	14	0,836	ok
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	451,06	439,66	0,9	0,45	22661,5	15421,9	0,952	NÃO OK	8	4,94	10	4	12	8	5,03	20	0,960	ok
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	451,06	439,66	0,9	0,45	22661,5	15421,9	0,952	NÃO OK	8	4,94	10	4	12	8	5,03	20	0,960	ok
12,27	10,79	0,61%	0,54%	0,58%	2,12	0,712	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,815	NÃO OK	8	3,26	7	4	12	8	3,52	14	0,836	ok
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	461,06	449,66	0,833333	0,45	23474,0	16542,5	0,954	NÃO OK	8	5,07	11	4	12	8	5,53	22	0,992	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	461,06	322,26	0,833333	0,45	16823,2	11855,6	1,318	NÃO OK	8	6,54	14	4	12	8	7,04	28	1,376	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	461,06	461,06	0,833333	0,45	24069,1	16961,9	0,723	ok	8	-	-	-	12	8	-	-	-	ok
10,23	13,35	0,51%	0,67%	0,58%	2,12	0,715	461,06	322,26	0,833333	0,45	16823,2	11855,6	1,241	NÃO OK	8	6,01	12	4	12	8	6,03	24	1,243	ok
10,23	13,35	0,51%	0,67%	0,58%	2,12	0,715	461,06	322,26	0,833333	0,45	16823,2	11855,6	1,306	NÃO OK	8	6,57	14	4	12	8	7,04	28	1,359	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	461,06	461,06	0,833333	0,45	24069,1	16961,9	0,724	ok	8	-	-	-	12	8	-	-	-	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	461,06	322,26	0,833333	0,45	16823,2	11855,6	1,322	NÃO OK	8	6,57	14	4	12	8	7,04	28	1,376	ok

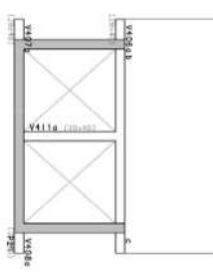
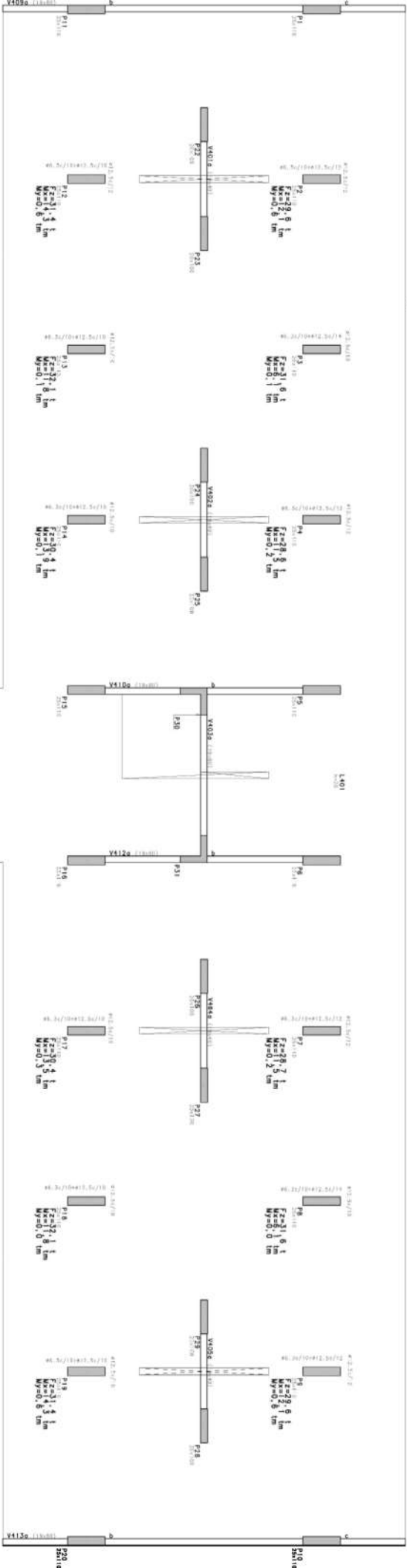
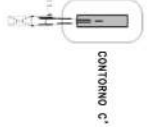
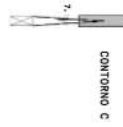
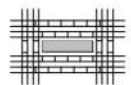
Verificação 3 - Contorno C''										Verificação 4 - Armadura CCP					
u (cm)	u reduzido (cm)	P (cm)	Wbase p/C'' (cm²)	Wlargura p/C'' (cm²)	τ_{rd1} (MPa)	τ_{sd} (MPa)	Verificação	AsCCP (cm²)	ϕ adotado	Quantidade e de barras	Área de aço adotada	Espaçamento médio	Ancoragem (lb) (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura HORIZONTAL (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura VERTICAL (cm)
813,06	795,86	44	58280,6	47882,0	0,697	0,478	ok	14,78	10	10	15,71	13,00	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,712	0,421	ok	15,41	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,697	0,474	ok	14,30	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,697	0,474	ok	14,30	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,712	0,423	ok	14,97	10	10	15,71	12,50	33	130	170
813,06	795,86	44	58280,6	47882,0	0,697	0,480	ok	14,78	10	10	15,71	13,00	33	130	170
813,06	594,46	44	43532,1	35765,0	0,737	0,636	ok	14,63	10	10	15,71	13,00	33	130	170
813,06	813,06	44	59540,1	48916,8	0,737	0,386	ok	14,63	10	10	15,71	13,00	33	130	170
813,06	594,46	44	43532,1	35765,0	0,715	0,603	ok	14,15	10	10	15,71	13,00	33	130	170
813,06	594,46	44	43532,1	35765,0	0,715	0,627	ok	14,10	10	9	14,14	14,44	33	130	170
813,06	813,06	44	59540,1	48916,8	0,737	0,386	ok	14,59	10	10	15,71	13,00	33	130	170
813,06	594,46	44	43532,1	35765,0	0,737	0,637	ok	14,63	10	10	15,71	13,00	33	130	170

Redução de perímetro

P2=14x17-8x9=23x21=497cm²
SALTO

DETALHAMENTO

P2=14x17-8x9=23x21=497cm²
SALTO



fck	Tipo de armadura (conector ou estribo)		estribo	Verificação 1 - Contorno C										
	30 fywd	296,25 fykCCP		500	Base (cm)	Largura (cm)	Força Vertical (tf)	Momento base (tm)	Momento largura (tm)	H (cm)	ocp (MPa)	d (cm)	C (cm)	tsd (MPa)
P2	25	100	29,6	12,1	0,6	20	0	16	242,9	1,07	5,09	ok		
P3	25	100	31,6	6,1	0,1	20	0	16	250	1,11	5,09	ok		
P4	25	100	28,6	11,5	0,2	20	0	16	242,9	1,03	5,09	ok		
P7	25	100	28,7	11,5	0,2	20	0	16	242,9	1,03	5,09	ok		
P8	25	100	31,6	6,1	0,0	20	0	16	250	1,11	5,09	ok		
P9	25	100	29,6	12,1	0,6	20	0	16	242,9	1,07	5,09	ok		
P12	25	100	31,4	14,3	0,6	20	0	16	242,9	1,13	5,09	ok		
P13	25	100	32,1	11,8	0,1	20	0	16	250	1,12	5,09	ok		
P14	25	100	30,4	13,4	0,1	20	0	16	242,9	1,10	5,09	ok		
P17	25	100	30,4	13,5	0,3	20	0	16	242,9	1,10	5,09	ok		
P18	25	100	32,1	11,8	0,0	20	0	16	250	1,12	5,09	ok		
P19	25	100	31,4	14,3	0,6	20	0	16	242,9	1,13	5,09	ok		

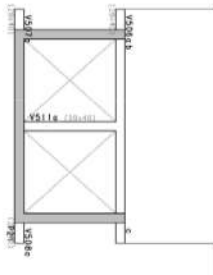
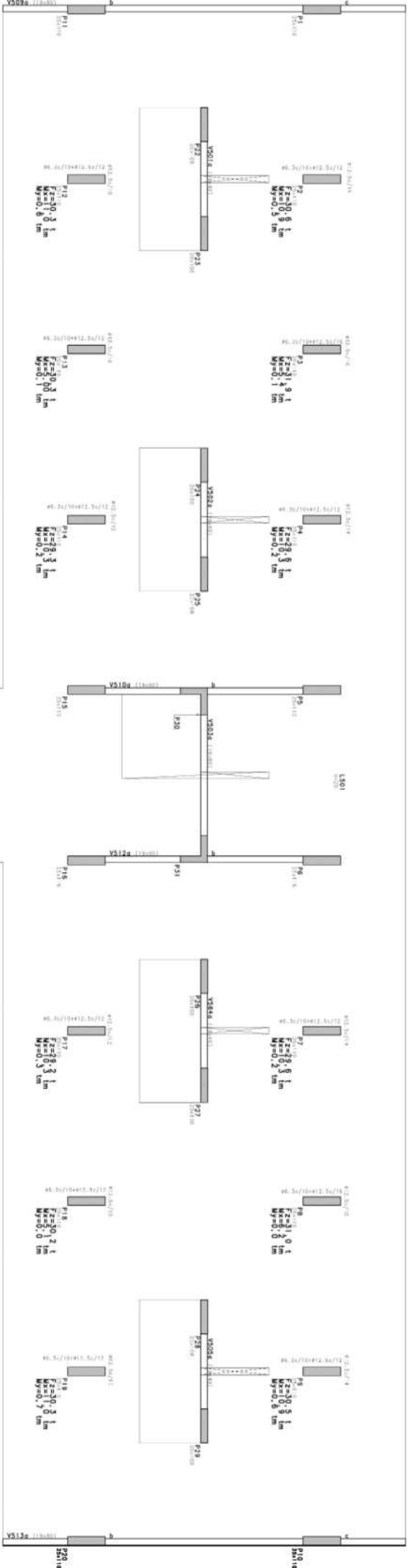
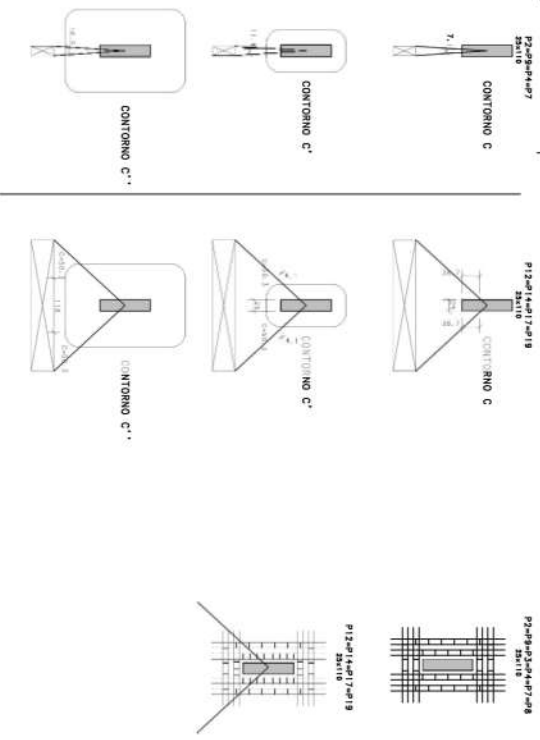
Verificação 2 - Contorno C'

Tensão Resistente										Tensão Solicitante										Resultado					
Armadura negativa horizontal (cm ² /m)	Armadura negativa vertical (cm ² /m)	phor	pvert	ρ	1-(20/D) ⁴ (1/2)	trd1 (MPa)	u (cm)	u reduzido (cm)	Kbase	Klargura	Wpbbase p/C (cm ²)	Wplargura p/C (cm ²)	tssd (MPa)	Verificação	φ adotado	Área de aço necessária (cm ²)	nº de pernas por linha	nº de linhas	Sr (cm)	So (cm)	Área de aço adotada (cm ²)	Quantidade de Escribos	trd3 (MPa) (>=trd)	Compara Tsd a Trd3	
10.23	13.35	0.51%	0.67%	0.58%	2.12	0.715	451.06	439.66	0.9	0.45	22661.5	15421.9	1.025	NÃO OK	8	5.64	12	4	12	8	6.03	24	1.058	ok	
12.27	11.88	0.61%	0.59%	0.60%	2.12	0.723	451.06	451.06	0.9	0.45	23249.1	15821.8	0.822	NÃO OK	8	3.24	7	4	12	8	3.52	14	0.845	ok	
10.23	16.35	0.51%	0.82%	0.65%	2.12	0.740	451.06	439.66	0.9	0.45	22661.5	15421.9	0.974	NÃO OK	8	4.81	10	4	12	8	5.03	20	0.982	ok	
10.23	13.35	0.51%	0.67%	0.58%	2.12	0.715	451.06	439.66	0.9	0.45	22661.5	15421.9	0.976	NÃO OK	8	5.05	11	4	12	8	5.53	22	1.016	ok	
12.27	11.88	0.61%	0.59%	0.60%	2.12	0.723	451.06	451.06	0.9	0.45	23249.1	15821.8	0.820	NÃO OK	8	3.21	7	4	12	8	3.52	14	0.845	ok	
10.23	13.35	0.51%	0.67%	0.58%	2.12	0.715	451.06	439.66	0.9	0.45	22661.5	15421.9	1.025	NÃO OK	8	5.64	12	4	12	8	6.03	24	1.058	ok	
10.23	15.39	0.51%	0.77%	0.63%	2.12	0.732	451.06	439.66	0.9	0.45	22661.5	15421.9	1.137	NÃO OK	8	6.81	14	4	12	8	7.04	28	1.156	ok	
12.27	15.39	0.61%	0.77%	0.69%	2.12	0.755	451.06	451.06	0.9	0.45	23249.1	15821.8	1.025	NÃO OK	8	5.41	11	4	12	8	5.53	22	1.035	ok	
12.27	15.39	0.61%	0.77%	0.69%	2.12	0.755	451.06	439.66	0.9	0.45	22661.5	15421.9	1.073	NÃO OK	8	5.85	12	4	12	8	6.03	24	1.089	ok	
12.27	15.39	0.61%	0.77%	0.69%	2.12	0.755	451.06	439.66	0.9	0.45	22661.5	15421.9	1.082	NÃO OK	8	5.95	12	4	12	8	6.03	24	1.089	ok	
12.27	15.39	0.61%	0.77%	0.69%	2.12	0.755	451.06	451.06	0.9	0.45	23249.1	15821.8	1.022	NÃO OK	8	5.38	11	4	12	8	5.53	22	1.035	ok	
10.23	15.39	0.51%	0.77%	0.63%	2.12	0.732	451.06	439.66	0.9	0.45	22661.5	15421.9	1.137	NÃO OK	8	6.81	14	4	12	8	7.04	28	1.156	ok	

Verificação 3 - Contorno C''										Verificação 4 - Armadura CCP					
u (cm)	u reduzido (cm)	P (cm)	Wbase p/ C'' (cm ²)	Wlargura p/ C'' (cm ²)	τrd1 (MPa)	τsd (MPa)	Verificação	AsCCP (cm ²)	φ adotado	Quantidade e de barras	Área de aço adotada	Espaçamento médio	Ancoragem (lb) (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura HORIZONTAL (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura VERTICAL (cm)
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,715	0,502	ok	14,30	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,723	0,428	ok	15,26	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,740	0,479	ok	13,81	10	9	14,14	13,89	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,715	0,480	ok	13,86	10	9	14,14	13,89	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,723	0,427	ok	15,26	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,715	0,502	ok	14,30	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,732	0,552	ok	15,17	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,755	0,510	ok	15,50	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,755	0,524	ok	14,68	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,755	0,527	ok	14,68	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,755	0,509	ok	15,50	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,732	0,552	ok	15,17	10	10	15,71	12,50	33	130	170

Redução de perímetro

DETALHAMENTO



fck	Tipo de armadura (conector ou estribo)		estribo	Verificação 1 - Contorno C										
	30 fywd	296,25 fykCCP		500	Base (cm)	Largura (cm)	Força Vertical (tf)	Momento base (tm)	Momento largura (tm)	H (cm)	ocp (MPa)	d (cm)	C (cm)	tsd (MPa)
P2	25	100	30,6	10,9	0,5	20	0	16	242,9	1,10	5,09	ok		
P3	25	100	31,9	5,4	0,1	20	0	16	250	1,12	5,09	ok		
P4	25	100	29,6	10,3	0,2	20	0	16	242,9	1,07	5,09	ok		
P7	25	100	29,6	10,3	0,2	20	0	16	242,9	1,07	5,09	ok		
P8	25	100	31,0	6,2	0,0	20	0	16	250	1,09	5,09	ok		
P9	25	100	30,5	10,9	0,6	20	0	16	242,9	1,10	5,09	ok		
P12	25	100	30,3	11,0	0,6	20	0	16	142,6	1,86	5,09	ok		
P13	25	100	30,3	5,0	0,1	20	0	16	250	1,06	5,09	ok		
P14	25	100	29,3	10,3	0,2	20	0	16	142,6	1,80	5,09	ok		
P17	25	100	29,2	10,3	0,3	20	0	16	142,6	1,79	5,09	ok		
P18	25	100	30,2	5,1	0,0	20	0	16	250	1,06	5,09	ok		
P19	25	100	30,3	11,0	0,7	20	0	16	142,6	1,86	5,09	ok		

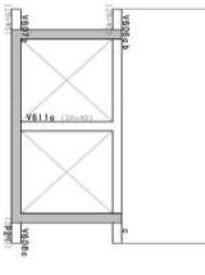
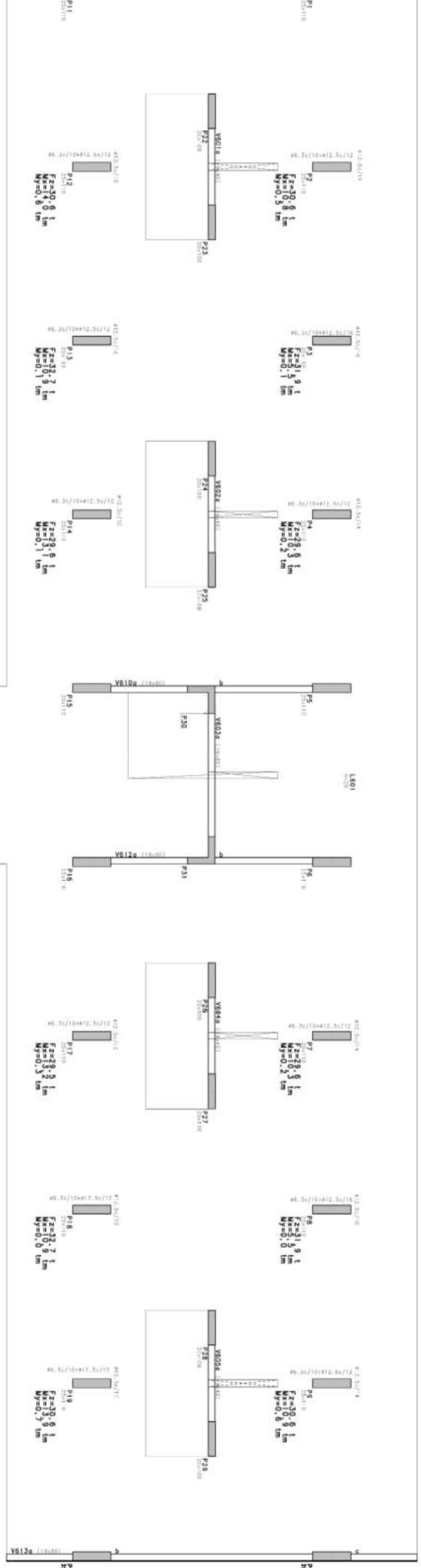
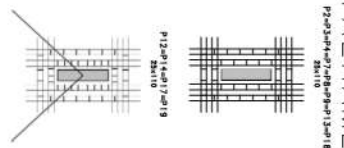
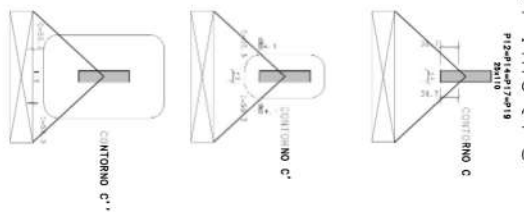
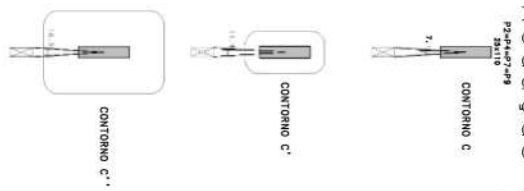
Verificação 2 - Contorno C'

Tensão Resistente										Tensão Solicitante										Resultado				
Armadura negativa horizontal (cm ² /m)	Armadura negativa vertical (cm ² /m)	phor	pvert	ρ	1-(20/D) ⁴ (1/2)	trd1 (MPa)	u (cm)	u reduzido (cm)	Kbase	Klargura	Wpbbase p/C (cm ²)	Wplargura p/C (cm ²)	tsd (MPa)	Verificação	φ adotado	Área de aço necessária (cm ²)	nº de pernas por linha	nº de linhas	Sr (cm)	So (cm)	Área de aço adotada (cm ²)	Quantidade de Escribos	trd3 (MPa) (>=trd)	Compara Tsd a Trd3
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	451,06	439,66	0,9	0,45	22661,5	15421,9	1,001	NÃO OK	8	5,51	11	4	12	8	5,53	22	1,002	ok
12,27	10,79	0,61%	0,54%	0,58%	2,12	0,712	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,804	NÃO OK	8	3,13	7	4	12	8	3,52	14	0,836	ok
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	451,06	439,66	0,9	0,45	22661,5	15421,9	0,952	NÃO OK	8	4,94	10	4	12	8	5,03	20	0,960	ok
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	451,06	439,66	0,9	0,45	22661,5	15421,9	0,952	NÃO OK	8	4,94	10	4	12	8	5,03	20	0,960	ok
12,27	10,79	0,61%	0,54%	0,58%	2,12	0,712	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,811	NÃO OK	8	3,22	7	4	12	8	3,52	14	0,836	ok
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	451,06	439,66	0,9	0,45	22661,5	15421,9	1,001	NÃO OK	8	5,52	11	4	12	8	5,53	22	1,002	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	451,06	312,26	0,9	0,45	16094,9	10953,1	1,409	NÃO OK	8	7,10	15	4	12	8	7,54	30	1,461	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,760	NÃO OK	8	2,34	5	4	12	8	2,51	10	0,773	ok
10,23	13,35	0,51%	0,67%	0,58%	2,12	0,715	451,06	312,26	0,9	0,45	16094,9	10953,1	1,332	NÃO OK	8	6,59	14	4	12	8	7,04	28	1,385	ok
10,23	13,35	0,51%	0,67%	0,58%	2,12	0,715	451,06	312,26	0,9	0,45	16094,9	10953,1	1,333	NÃO OK	8	6,60	14	4	12	8	7,04	28	1,385	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,759	NÃO OK	8	2,33	5	4	12	8	2,51	10	0,773	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	451,06	312,26	0,9	0,45	16094,9	10953,1	1,412	NÃO OK	8	7,13	15	4	12	8	7,54	30	1,461	ok

Verificação 3 - Contorno C''										Verificação 4 - Armadura CCP					
u (cm)	u reduzido (cm)	P (cm)	Wbase p/C'' (cm²)	Wlargura p/C'' (cm²)	τ_{rd1} (MPa)	τ_{sd} (MPa)	Verificação	AsCCP (cm²)	ϕ adotado	Quantidade e de barras	Área de aço adotada	Espaçamento médio	Ancoragem (lb) (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura HORIZONTAL (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura VERTICAL (cm)
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,697	0,495	ok	14,78	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,712	0,421	ok	15,41	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,697	0,474	ok	14,30	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,697	0,474	ok	14,30	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,712	0,422	ok	14,97	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,697	0,495	ok	14,73	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	584,46	44	42415,8	34268,5	0,737	0,665	ok	14,63	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,737	0,399	ok	14,63	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	584,46	44	42415,8	34268,5	0,715	0,632	ok	14,15	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	584,46	44	42415,8	34268,5	0,715	0,632	ok	14,10	10	9	14,14	13,89	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,737	0,398	ok	14,59	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	584,46	44	42415,8	34268,5	0,737	0,666	ok	14,63	10	10	15,71	12,50	33	130	170

Redução de perímetro

DETALHAMENTO



fck	Tipo de armadura (conector ou estribo)		estribo	Verificação 1 - Contorno C										
	30 fywd	296,25 fykCCP		500	Base (cm)	Largura (cm)	Força Vertical (tf)	Momento base (tm)	Momento largura (tm)	H (cm)	ocp (MPa)	d (cm)	C (cm)	tsd (MPa)
P2	25	100	30,6	10,8	0,5	20	0	16	242,9	1,10	5,09	ok		
P3	25	100	31,9	5,5	0,1	20	0	16	250	1,12	5,09	ok		
P4	25	100	29,6	10,3	0,2	20	0	16	242,9	1,07	5,09	ok		
P7	25	100	29,6	10,3	0,2	20	0	16	242,9	1,07	5,09	ok		
P8	25	100	31,9	5,5	0,0	20	0	16	250	1,12	5,09	ok		
P9	25	100	30,6	10,9	0,6	20	0	16	242,9	1,10	5,09	ok		
P12	25	100	30,6	14,0	0,6	20	0	16	142,6	1,88	5,09	ok		
P13	25	100	32,7	10,9	0,1	20	0	16	250	1,14	5,09	ok		
P14	25	100	29,6	13,1	0,1	20	0	16	142,6	1,82	5,09	ok		
P17	25	100	29,5	13,2	0,3	20	0	16	142,6	1,81	5,09	ok		
P18	25	100	32,7	10,9	0,0	20	0	16	250	1,14	5,09	ok		
P19	25	100	30,6	13,9	0,7	20	0	16	142,6	1,88	5,09	ok		

Verificação 2 - Contorno C'

Tensão Resistente										Tensão Solicitante										Resultado				
Armadura negativa horizontal (cm ² /m)	Armadura negativa vertical (cm ² /m)	phor	pvert	ρ	1-(20/D) ⁴ (1/2)	trd1 (MPa)	u (cm)	u reduzido (cm)	Kbase	Klargura	Wpbbase p/ C' (cm ²)	Wplargura p/ C' (cm ²)	tssd (MPa)	Verificação	φ adotado	Área de aço necessária (cm ²)	nº de pernas por linha	nº de linhas	Sr (cm)	So (cm)	Área de aço adotada (cm ²)	Quantidade de Escribos	trd3 (MPa) (>=trd)	Compara Tsd a Trd3
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	451,06	439,66	0,9	0,45	22661,5	15421,9	0,997	NÃO OK	8	5,47	11	4	12	8	5,53	22	1,002	ok
12,27	10,79	0,61%	0,54%	0,58%	2,12	0,712	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,808	NÃO OK	8	3,17	7	4	12	8	3,52	14	0,836	ok
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	451,06	439,66	0,9	0,45	22661,5	15421,9	0,952	NÃO OK	8	4,94	10	4	12	8	5,03	20	0,960	ok
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	451,06	439,66	0,9	0,45	22661,5	15421,9	0,952	NÃO OK	8	4,94	10	4	12	8	5,03	20	0,960	ok
12,27	10,79	0,61%	0,54%	0,58%	2,12	0,712	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,805	NÃO OK	8	3,14	7	4	12	8	3,52	14	0,836	ok
8,76	13,35	0,44%	0,67%	0,54%	2,12	0,697	451,06	439,66	0,9	0,45	22661,5	15421,9	1,003	NÃO OK	8	5,54	12	4	12	8	6,03	24	1,044	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	451,06	312,26	0,9	0,45	16094,9	10953,1	1,564	NÃO OK	8	8,41	17	4	12	8	8,55	34	1,581	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	1,006	NÃO OK	8	5,35	11	4	12	8	5,53	22	1,021	ok
10,23	13,35	0,51%	0,67%	0,58%	2,12	0,715	451,06	312,26	0,9	0,45	16094,9	10953,1	1,474	NÃO OK	8	7,79	16	4	12	8	8,04	32	1,504	ok
10,23	13,35	0,51%	0,67%	0,58%	2,12	0,715	451,06	312,26	0,9	0,45	16094,9	10953,1	1,483	NÃO OK	8	7,87	16	4	12	8	8,04	32	1,504	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	1,004	NÃO OK	8	5,32	11	4	12	8	5,53	22	1,021	ok
12,27	13,35	0,61%	0,67%	0,64%	2,12	0,737	451,06	312,26	0,9	0,45	16094,9	10953,1	1,563	NÃO OK	8	8,40	17	4	12	8	8,55	34	1,581	ok

Verificação 3 - Contorno C''										Verificação 4 - Armadura CCP					
u (cm)	u reduzido (cm)	P (cm)	Wbase p/ C'' (cm ²)	Wlargura p/ C'' (cm ²)	τrd1 (MPa)	τsd (MPa)	Verificação	AsCCP (cm ²)	φ adotado	Quantidade e de barras	Área de aço adotada	Espaçamento médio	Ancoragem (lb) (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura HORIZONTAL (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura VERTICAL (cm)
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,697	0,494	ok	14,78	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,712	0,423	ok	15,41	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,697	0,474	ok	14,30	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,697	0,474	ok	14,30	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,712	0,422	ok	15,41	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	785,86	44	57031,9	46077,0	0,697	0,496	ok	14,78	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	584,46	44	42415,8	34268,5	0,737	0,725	ok	14,78	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,737	0,504	ok	15,79	10	11	17,28	11,36	33	130	170
803,06	584,46	44	42415,8	34268,5	0,715	0,688	ok	14,30	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	584,46	44	42415,8	34268,5	0,715	0,690	ok	14,25	10	10	15,71	12,50	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,737	0,504	ok	15,79	10	11	17,28	11,36	33	130	170
803,06	584,46	44	42415,8	34268,5	0,737	0,724	ok	14,78	10	10	15,71	12,50	33	130	170

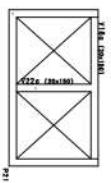
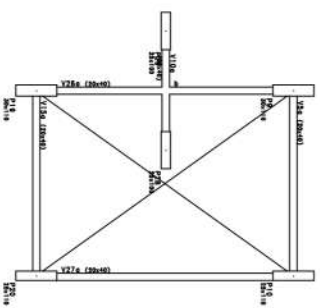
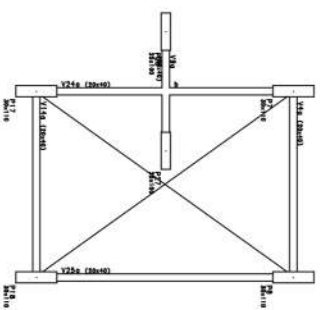
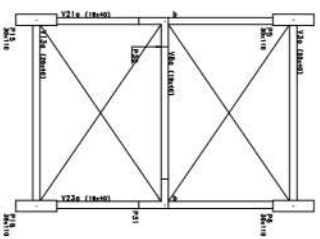
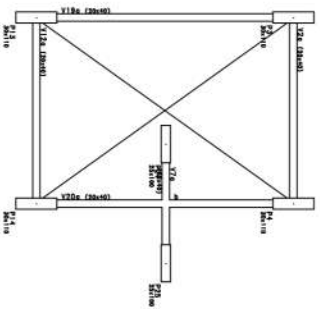
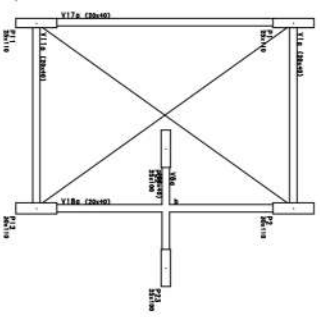
		Tipo de armadura (conector ou estribo)					Verificação 1 - Contorno C					
fck	30	fywd	296,25	fykCCP	500	estribo						
Pilar	Base (cm)	Largura (cm)	Força Vertical (tf)	Momento base (tm)	Momento largura (tm)	H (cm)	ocp (MPa)	d (cm)	C (cm)	τ_{sd} (MPa)	τ_{rd2} (MPa)	Verificação
P2	25	100	21,8	7,5	0,4	20	0	16	250	0,76	5,09	ok
P3	25	100	23,8	2,1	0,1	20	0	16	250	0,83	5,09	ok
P4	25	100	20,9	7,1	0,1	20	0	16	250	0,73	5,09	ok
P7	25	100	20,9	7,0	0,2	20	0	16	250	0,73	5,09	ok
P8	25	100	23,8	2,1	0,0	20	0	16	250	0,83	5,09	ok
P9	25	100	21,8	7,5	0,5	20	0	16	250	0,76	5,09	ok
P12	25	100	21,5	8,4	0,4	20	0	16	250	0,75	5,09	ok
P13	25	100	23,5	3,0	0,1	20	0	16	250	0,82	5,09	ok
P14	25	100	23,5	3,0	0,1	20	0	16	250	0,82	5,09	ok
P17	25	100	20,5	7,7	0,3	20	0	16	250	0,72	5,09	ok
P18	25	100	23,5	3,0	0,0	20	0	16	250	0,82	5,09	ok
P19	25	100	21,5	8,4	0,5	20	0	16	250	0,75	5,09	ok

Verificação 2 - Contorno C'

Tensão Resistente										Tensão Solicitante										Resultado									
Armadura negativa horizontal (cm ² /m)	Armadura negativa vertical (cm ² /m)	phor	pvert	ρ	1+(20/D) ^{1/4} (1/2)	trd1 (MPa)	u (cm)	u reduzido (cm)	Kbase	Klargura	Wpbbase p/ C' (cm ²)	Wplargura p/ C' (cm ²)	tsd (MPa)	Verificação	φ adotado	Área de aço necessária (cm ²)	nº de pernas por linha	nº de linhas	Sr (cm)	So (cm)	Área de aço adotada (cm ²)	Quantidade de Estribo	trd3 (MPa) (>=trd)	Compara Tsd a Trd3					
7,67	11,88	0,38%	0,59%	0,48%	2,12	0,669	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,687	NAO OK	8	2,10	5	4	12	8	2,51	10	0,721	ok					
7,67	10,79	0,38%	0,54%	0,45%	2,12	0,658	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,535	ok	8	-	-	4	12	8	-	-	-	ok					
7,67	11,88	0,38%	0,59%	0,48%	2,12	0,669	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,648	ok	8	-	-	4	12	8	-	-	-	ok					
7,67	11,88	0,38%	0,59%	0,48%	2,12	0,669	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,648	ok	8	-	-	4	12	8	-	-	-	ok					
7,67	10,79	0,38%	0,54%	0,45%	2,12	0,658	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,533	ok	8	-	-	4	12	8	-	-	-	ok					
7,67	11,88	0,38%	0,59%	0,48%	2,12	0,669	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,689	NAO OK	8	2,13	5	4	12	8	2,51	10	0,721	ok					
8,76	11,88	0,44%	0,59%	0,51%	2,12	0,684	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,712	NAO OK	8	2,26	5	4	12	8	2,51	10	0,732	ok					
7,67	11,88	0,38%	0,59%	0,48%	2,12	0,669	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,560	ok	8	-	-	4	12	8	-	-	-	ok					
7,67	11,88	0,38%	0,59%	0,48%	2,12	0,669	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,560	ok	8	-	-	4	12	8	-	-	-	ok					
7,67	11,88	0,38%	0,59%	0,48%	2,12	0,669	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,666	ok	8	-	-	4	12	8	-	-	-	ok					
7,67	11,88	0,38%	0,59%	0,48%	2,12	0,669	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,557	ok	8	-	-	4	12	8	-	-	-	ok					
8,76	11,88	0,44%	0,59%	0,51%	2,12	0,684	451,06	451,06	0,9	0,45	23249,1	15821,8	0,714	NAO OK	8	2,29	5	4	12	8	2,51	10	0,732	ok					

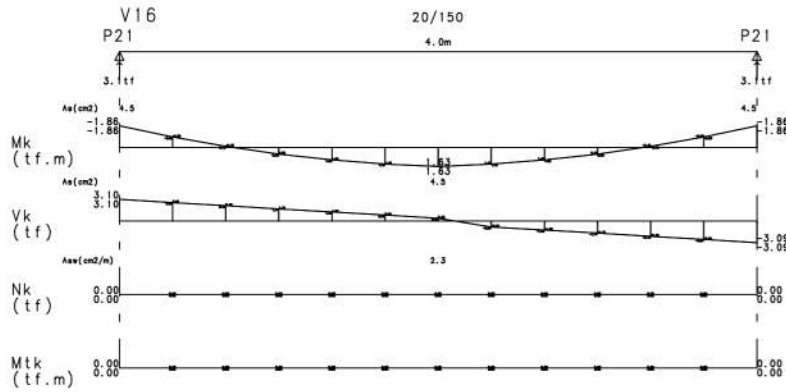
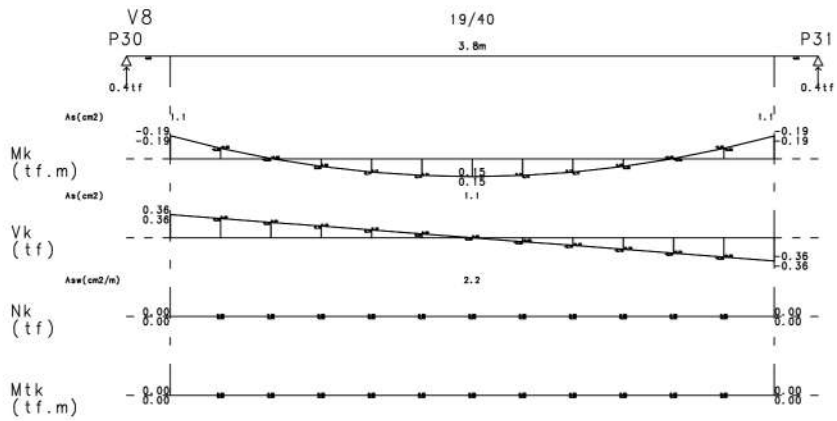
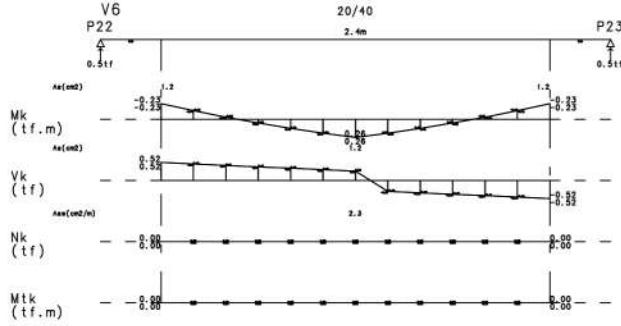
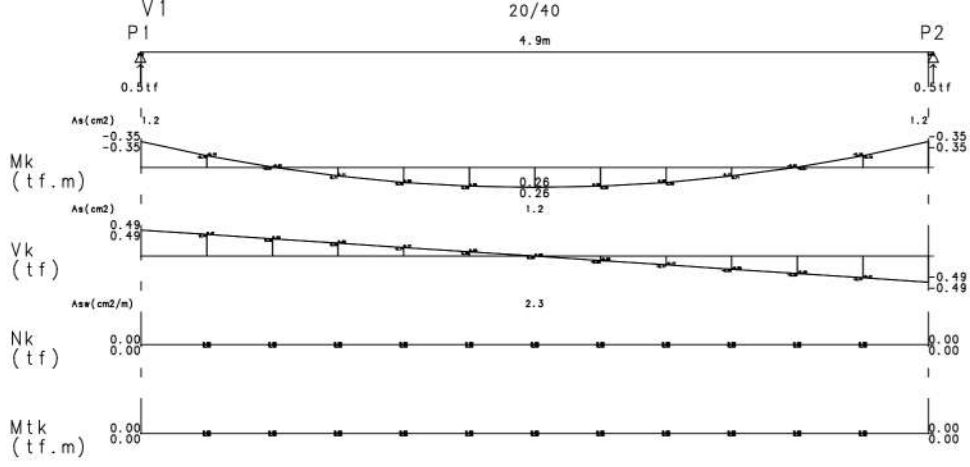
Verificação 3 - Contorno C''										Verificação 4 - Armadura CCP					
u (cm)	u reduzido (cm)	P (cm)	Wbase p/ C'' (cm²)	Wlargura p/ C'' (cm²)	τ_{rd1} (MPa)	τ_{sd} (MPa)	Verificação	AsCCP (cm²)	ϕ adotado	Quantidade e de barras	Área de aço adotada	Espaçamento médio	Ancoragem (lb) (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura HORIZONTAL (cm)	Distância do eixo do pilar - armadura VERTICAL (cm)
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,669	0,342	ok	10,53	10	7	11,00	17,86	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,658	0,289	ok	11,50	10	8	12,57	15,63	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,669	0,324	ok	10,09	10	7	11,00	17,86	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,669	0,324	ok	10,09	10	7	11,00	17,86	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,658	0,288	ok	11,50	10	8	12,57	15,63	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,669	0,343	ok	10,53	10	7	11,00	17,86	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,684	0,351	ok	10,38	10	7	11,00	17,86	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,669	0,297	ok	11,35	10	8	12,57	15,63	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,669	0,297	ok	11,35	10	8	12,57	15,63	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,669	0,330	ok	9,90	10	7	11,00	17,86	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,669	0,297	ok	11,35	10	8	12,57	15,63	33	130	170
803,06	803,06	44	58280,1	47085,5	0,684	0,352	ok	10,38	10	7	11,00	17,86	33	130	170

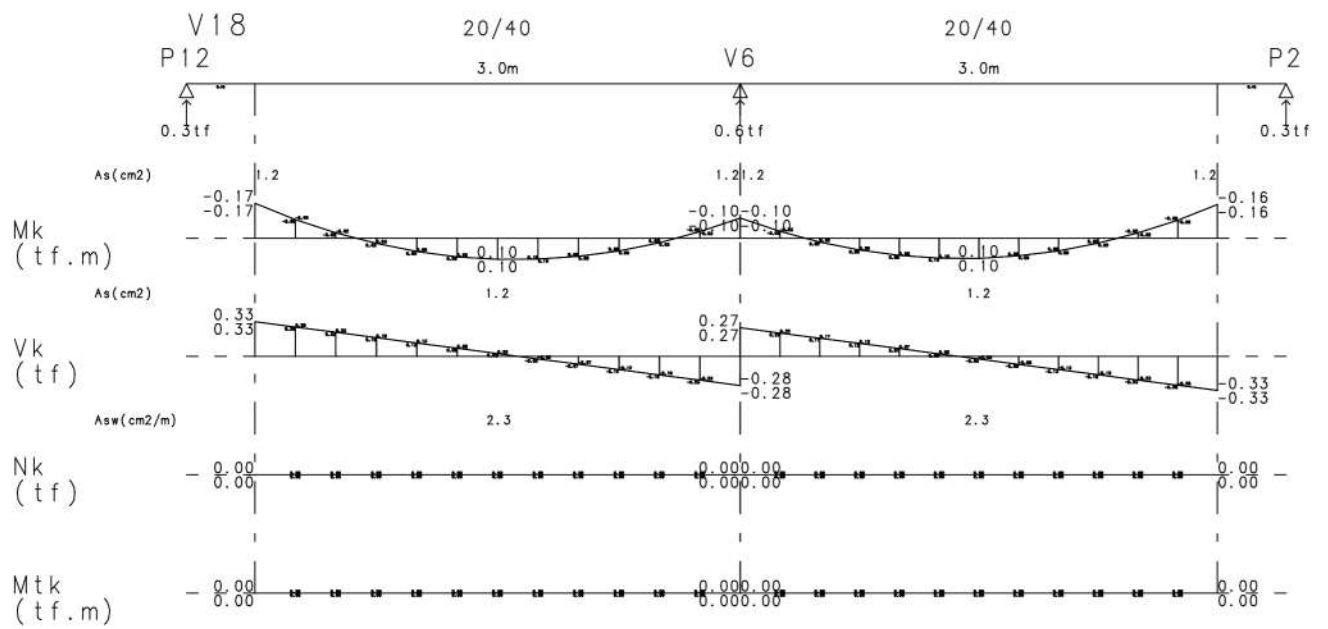
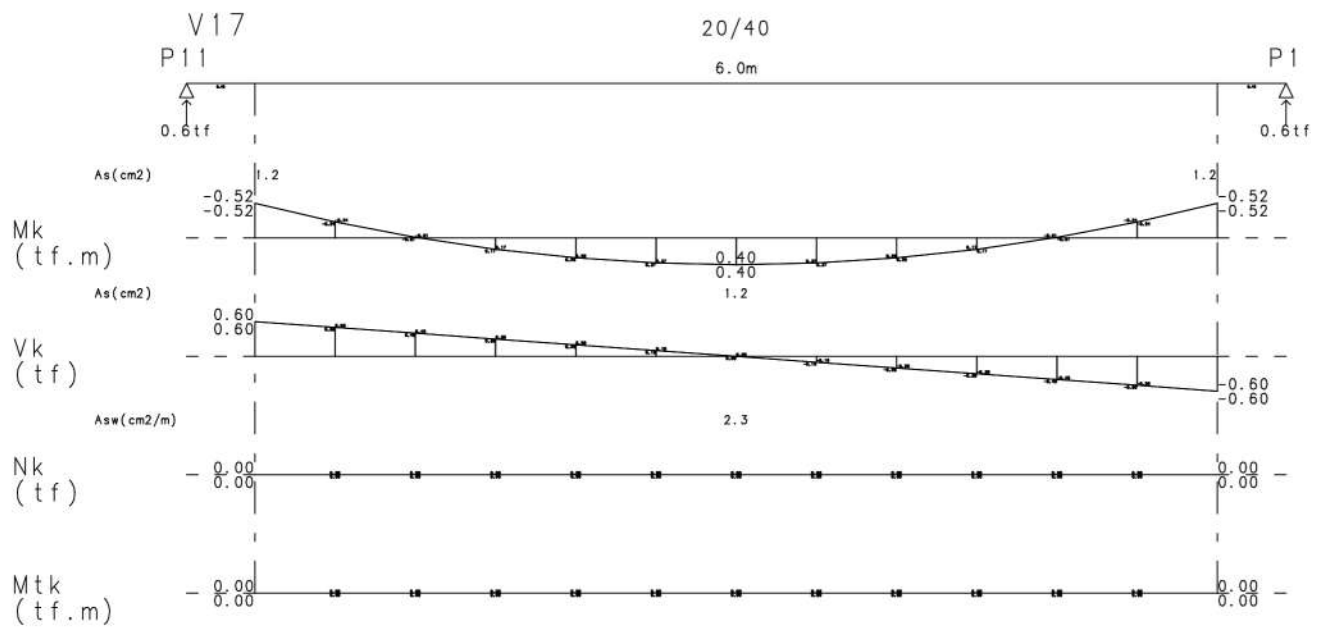
MEMÓRIA DE VIGAS

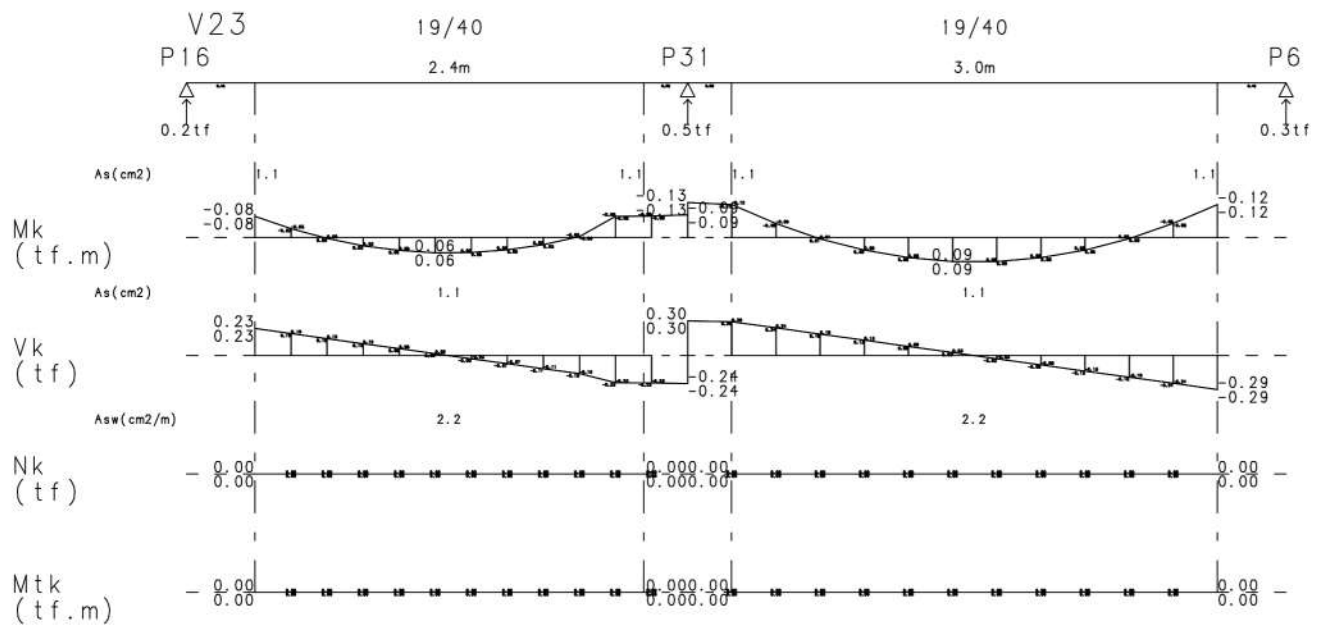
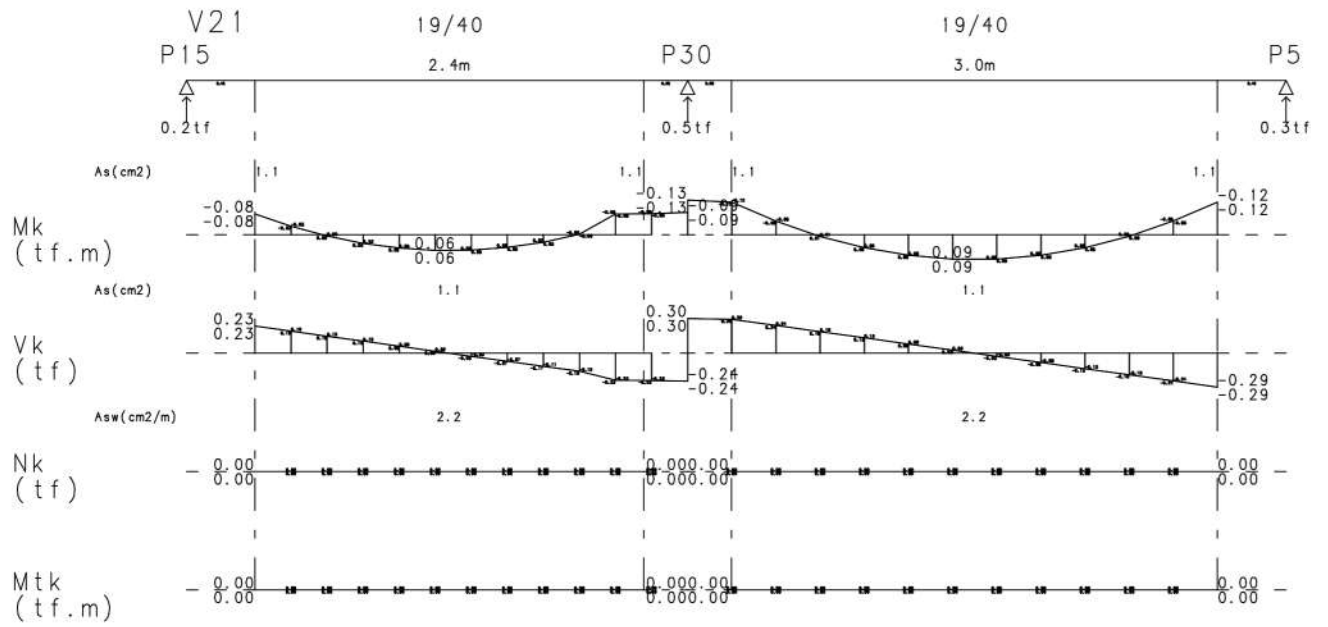


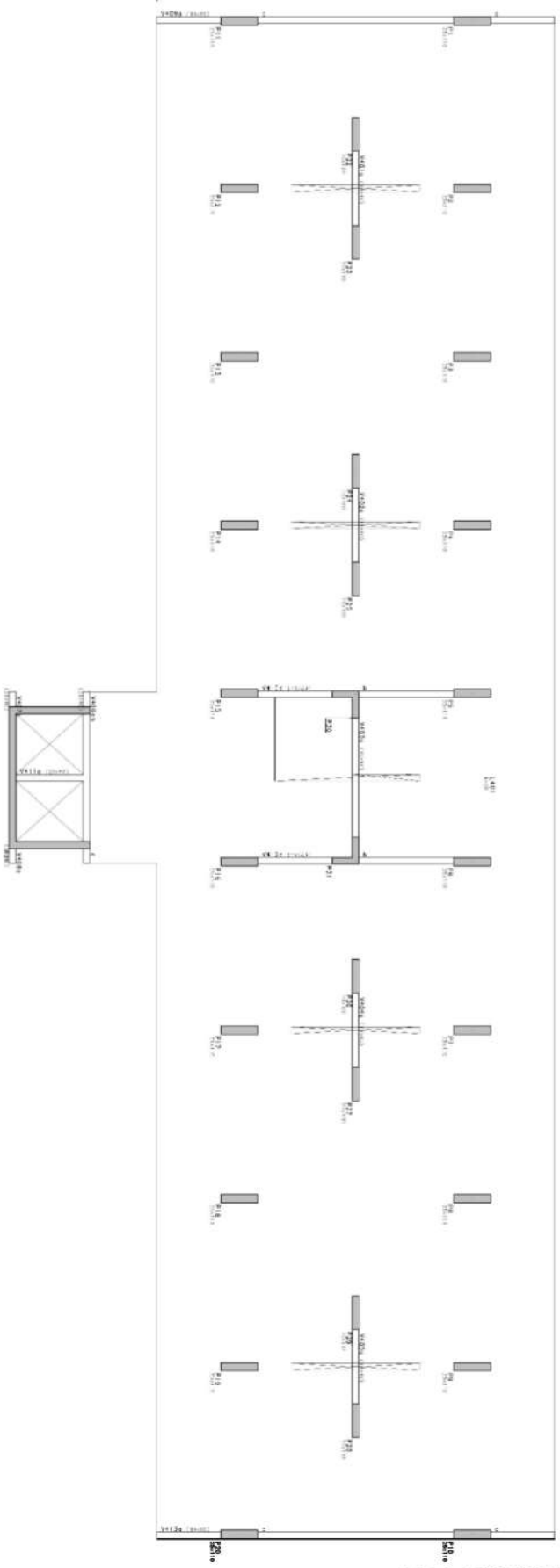
Relação de Vigas

- V1=V2=V3=V4=V5=V11=V12=V13=V14=V15
- V6=V7=V9=V10
- V8
- V16
- V17=V19=V25=V27
- V18=V20=V24=V26
- V21=V23
- V22



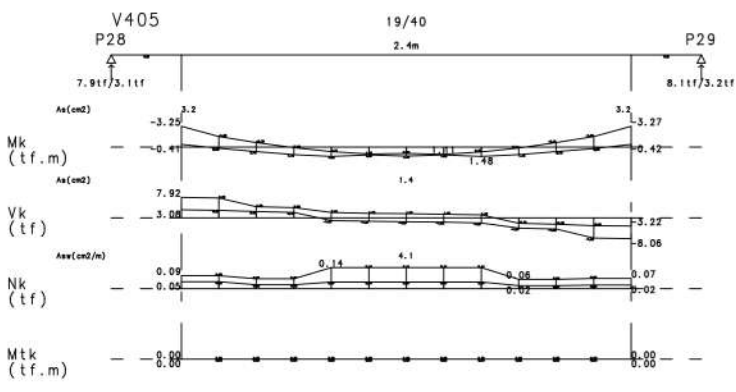
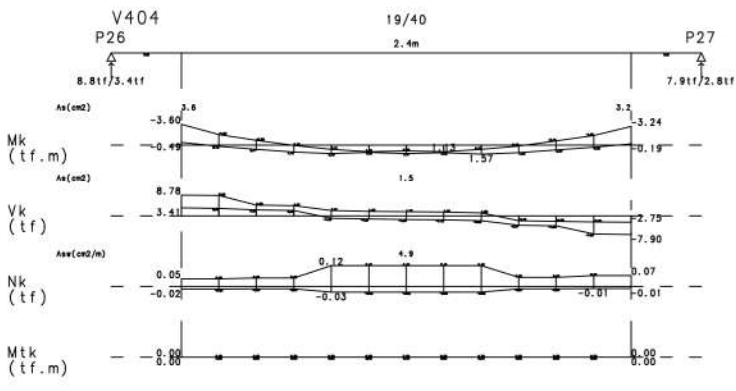
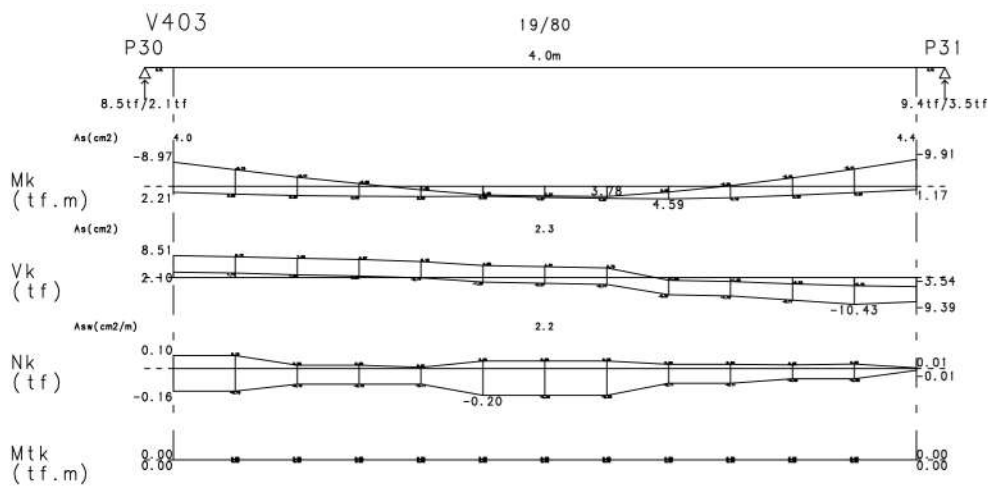
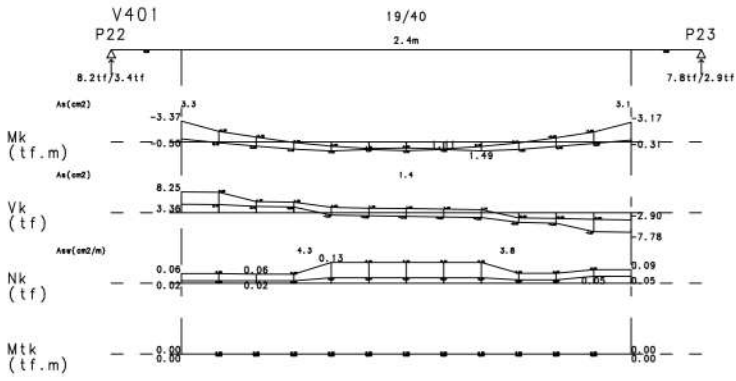


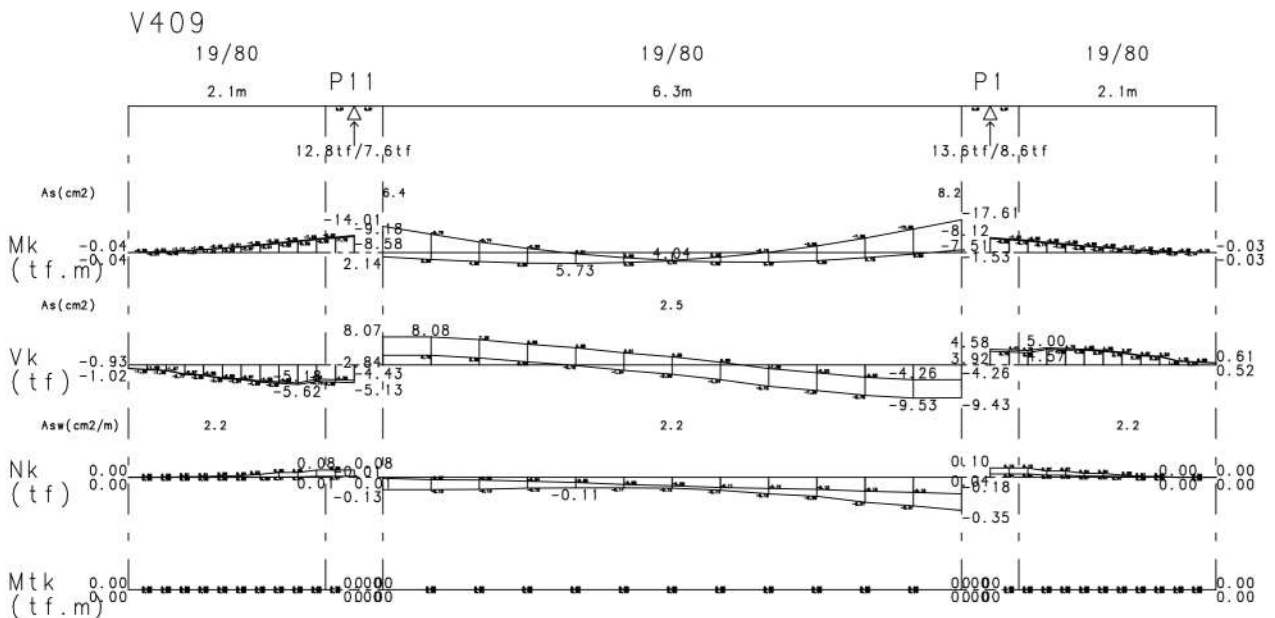
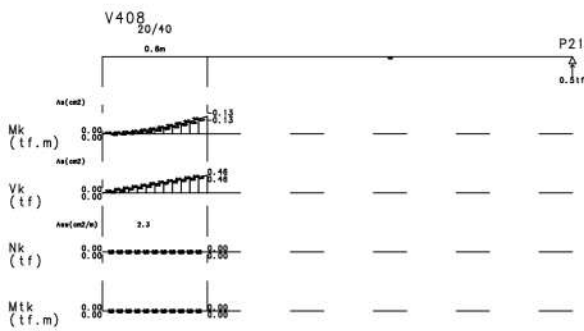
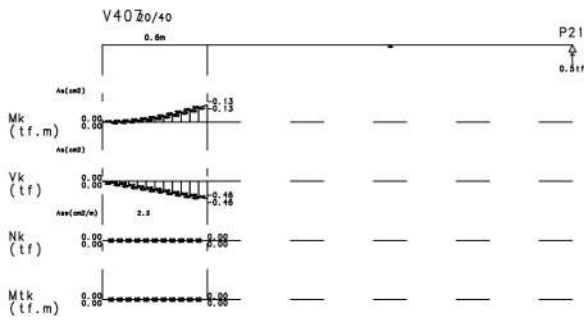
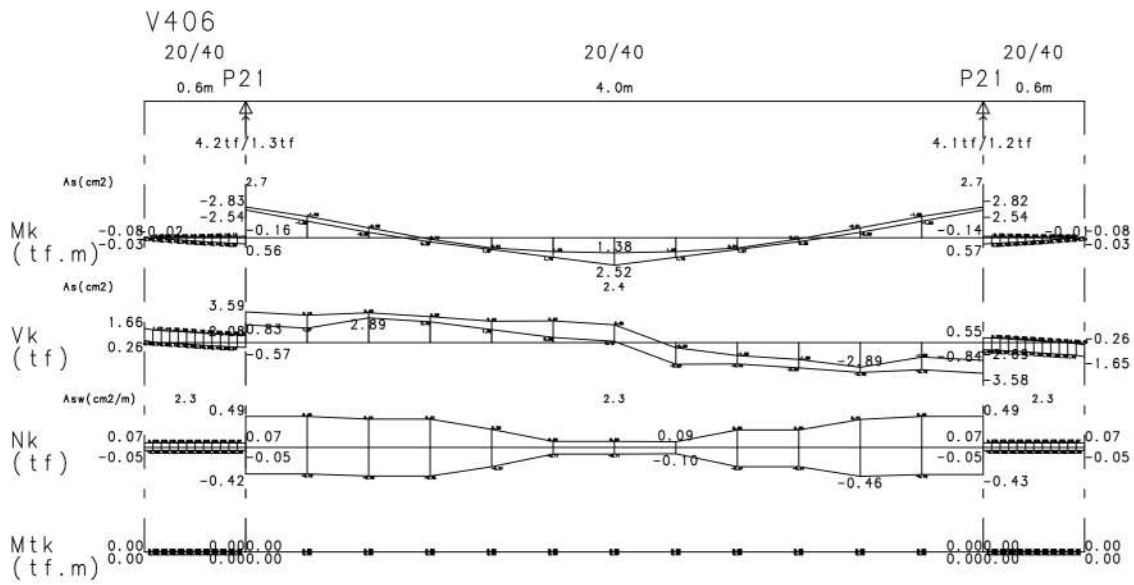


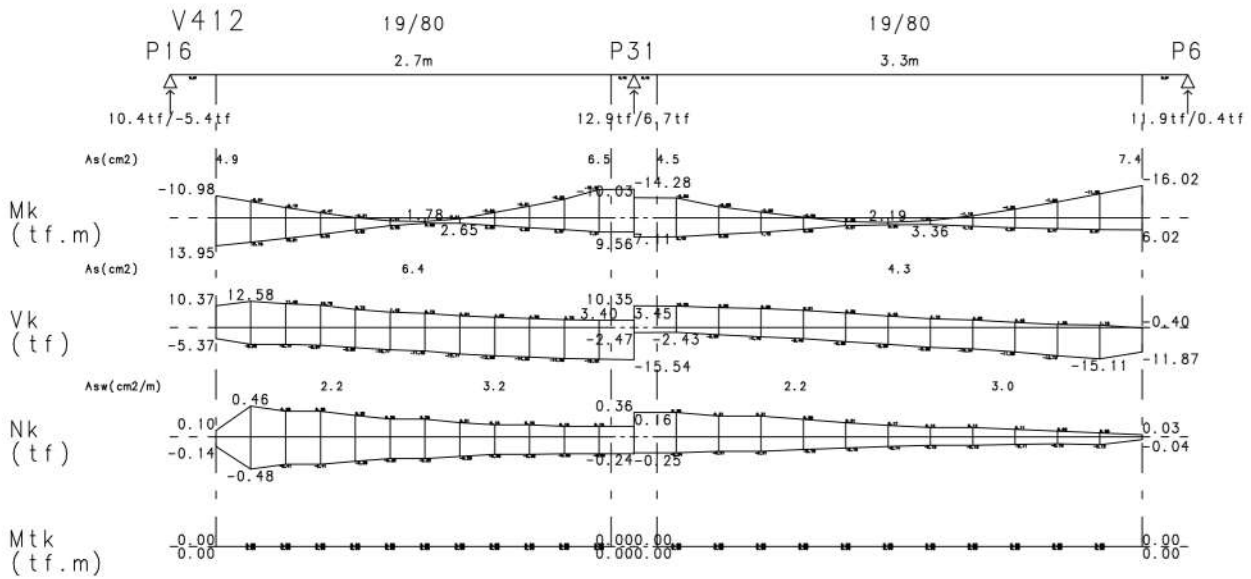
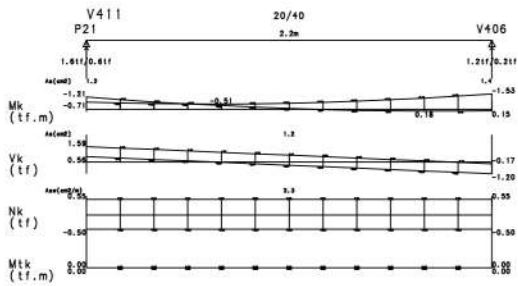
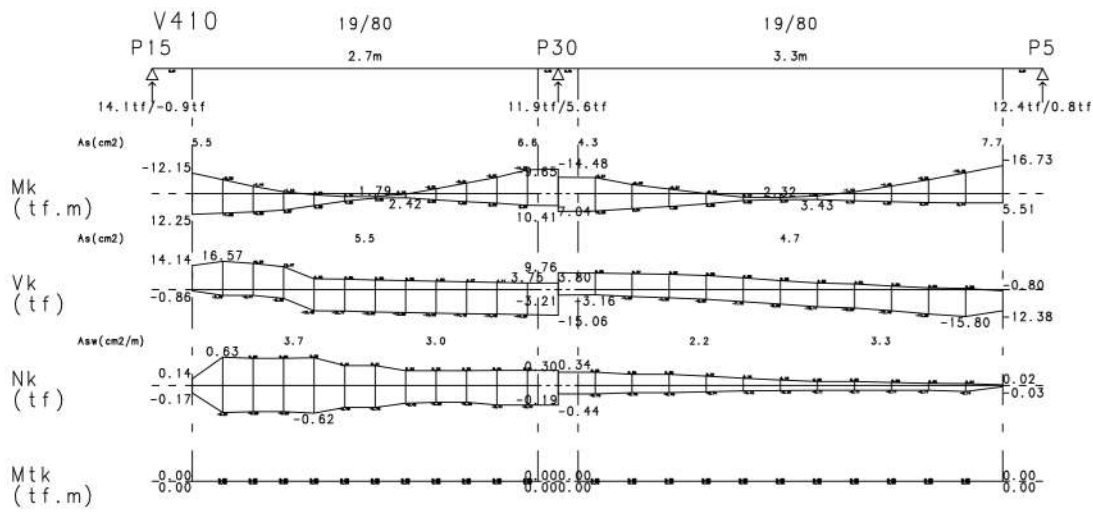


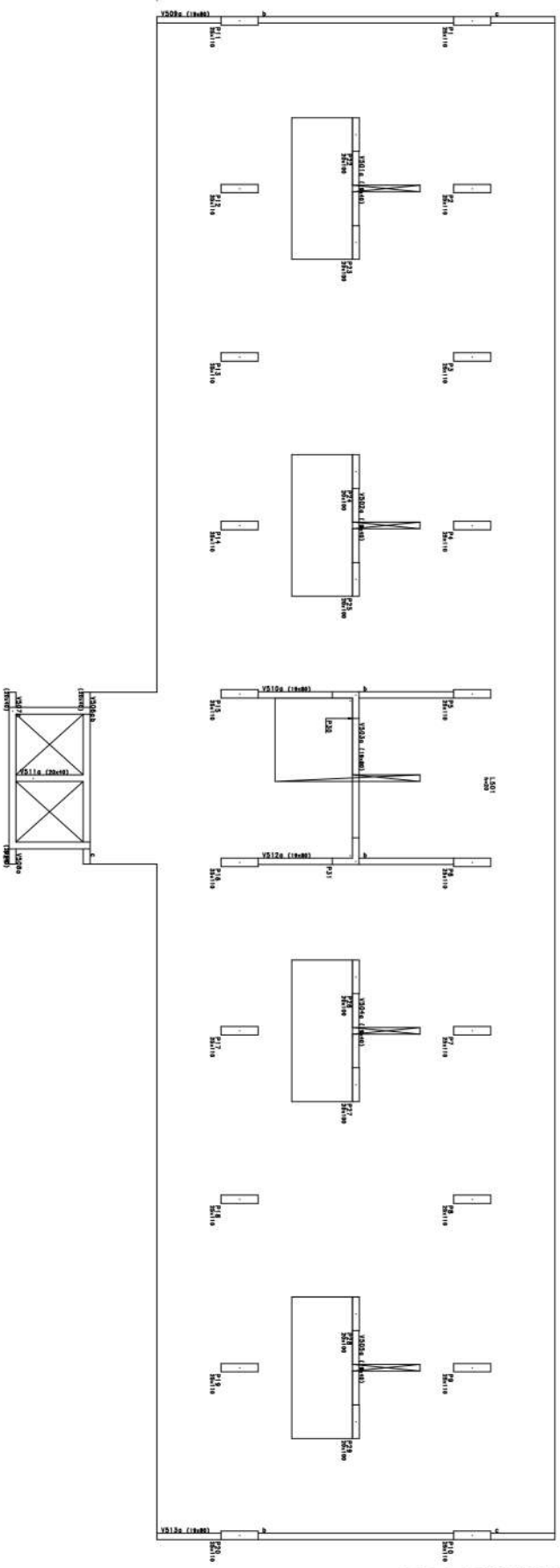
Relação de Vigas

- V401=V402=V404=V405
- V403
- V406
- V407
- V408
- V409=V413
- V410
- V411
- V412



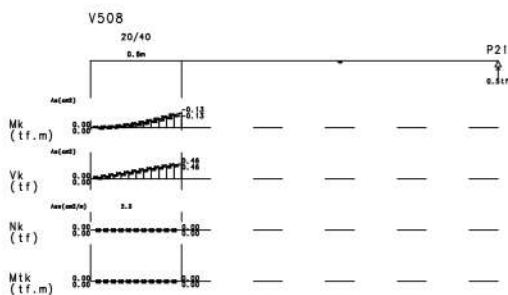
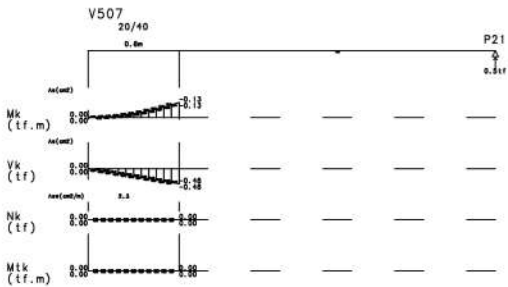
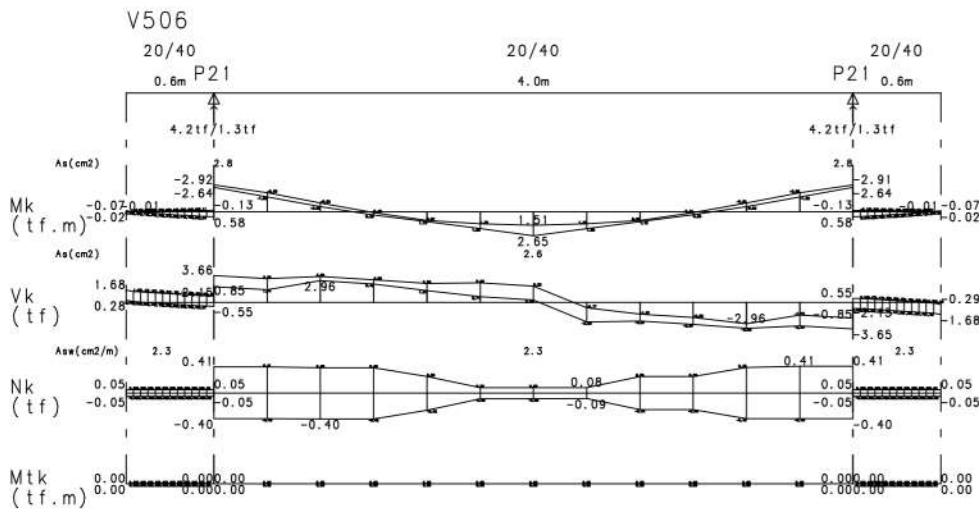
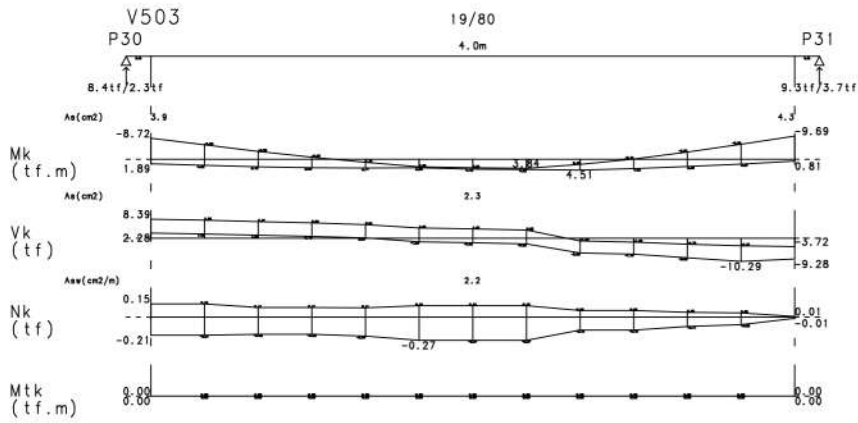
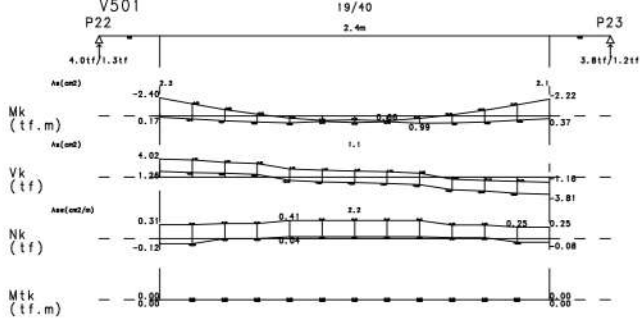


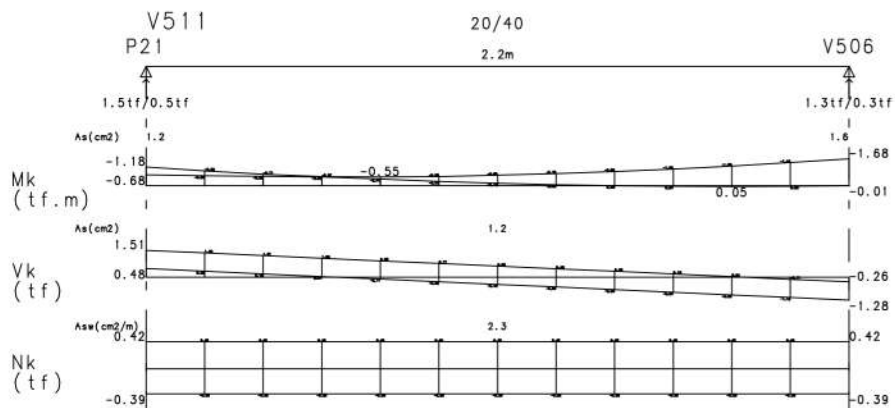
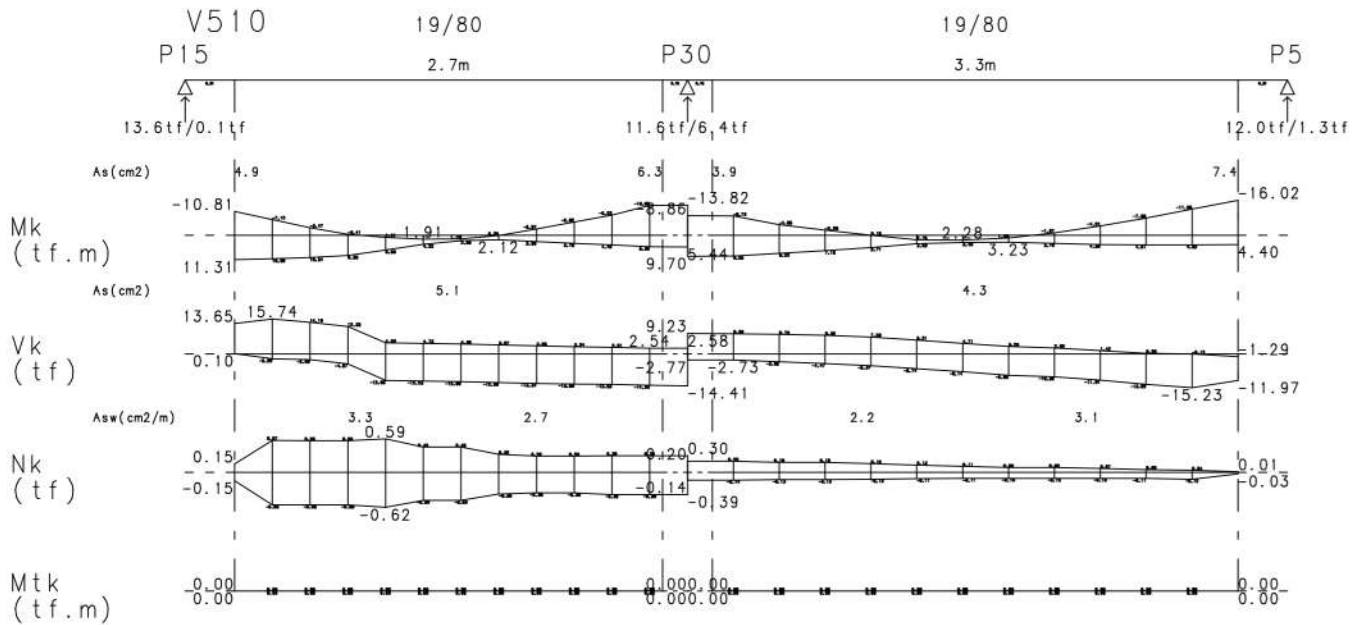
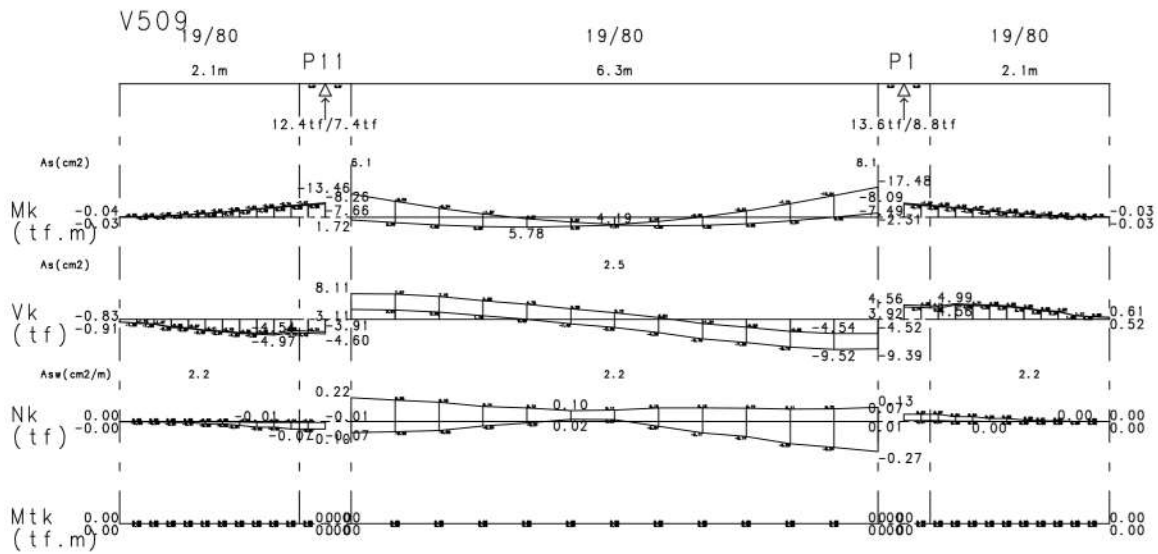




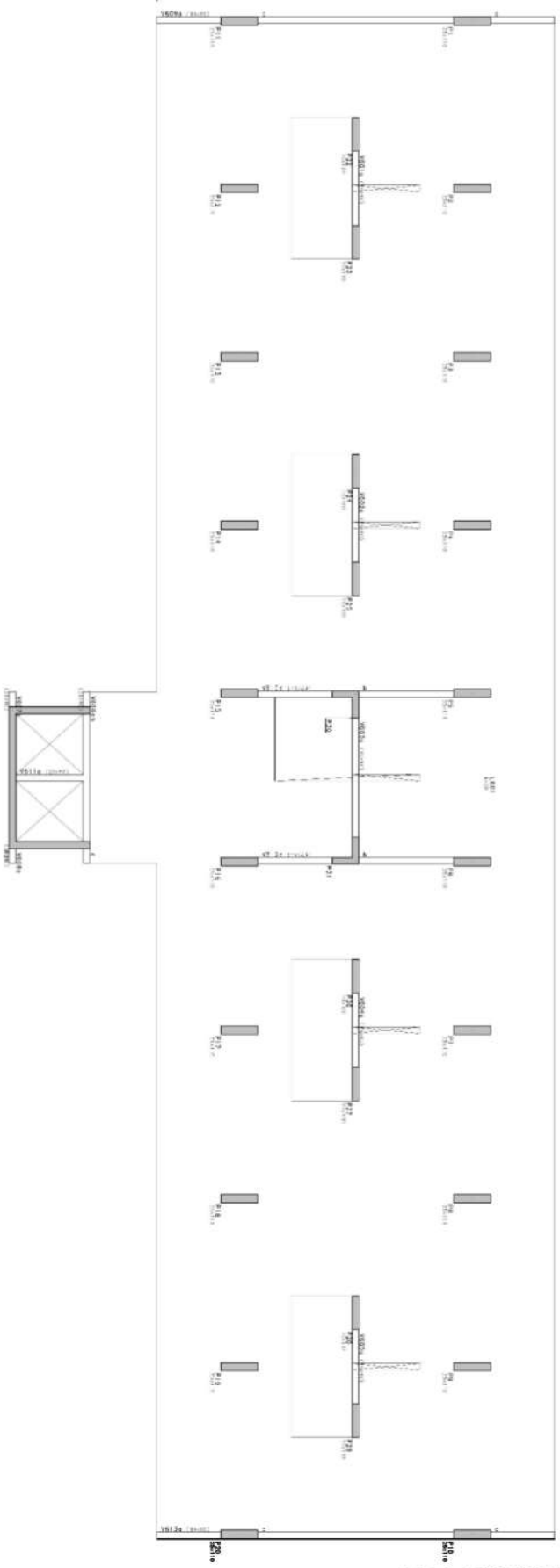
Relação de Vigas

- V501=V502=V504=V505
- V503
- V506
- V507
- V508
- V509=V513
- V510
- V511
- V512



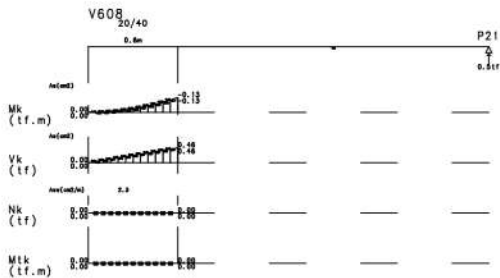
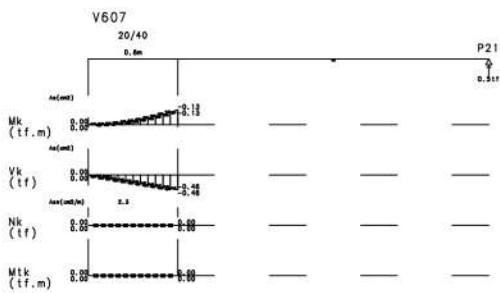
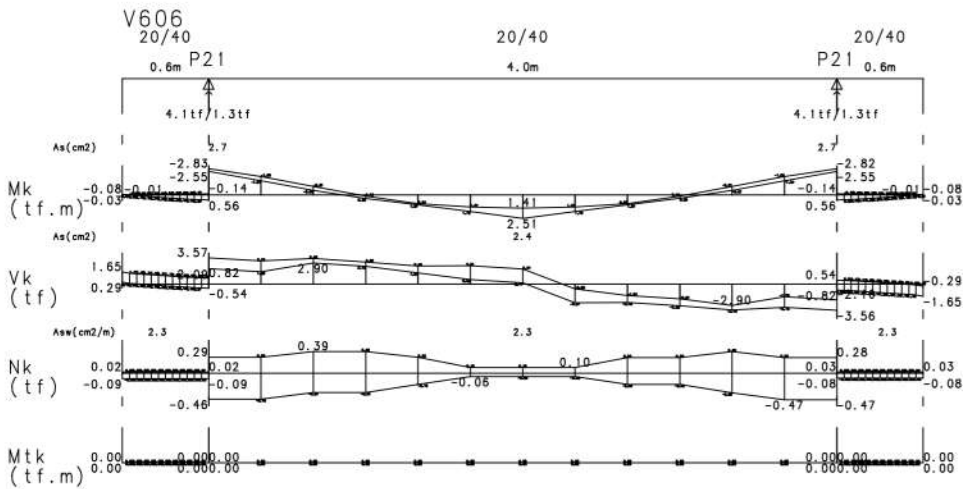
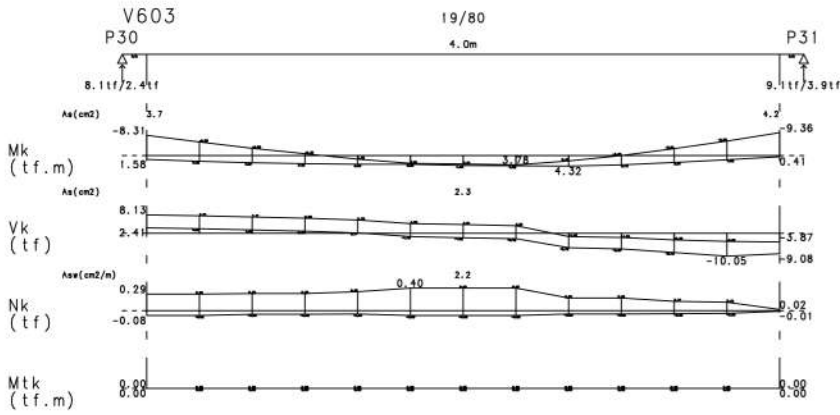
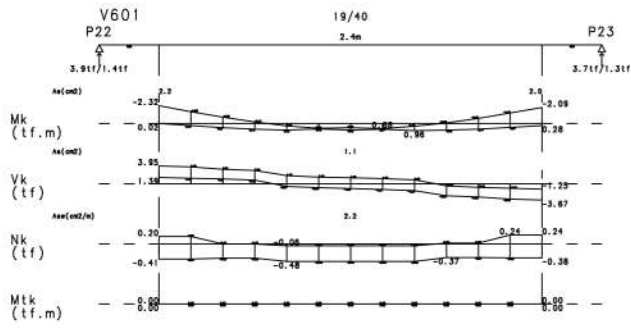


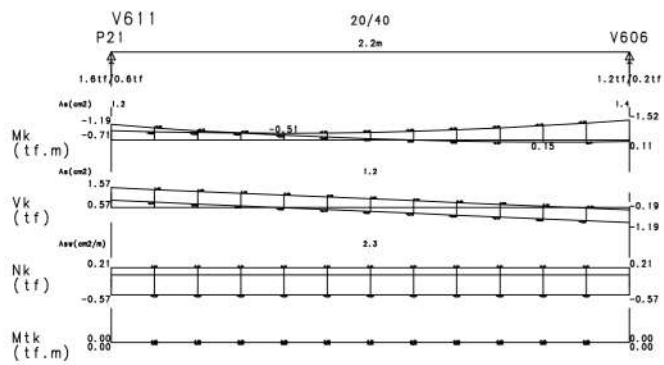
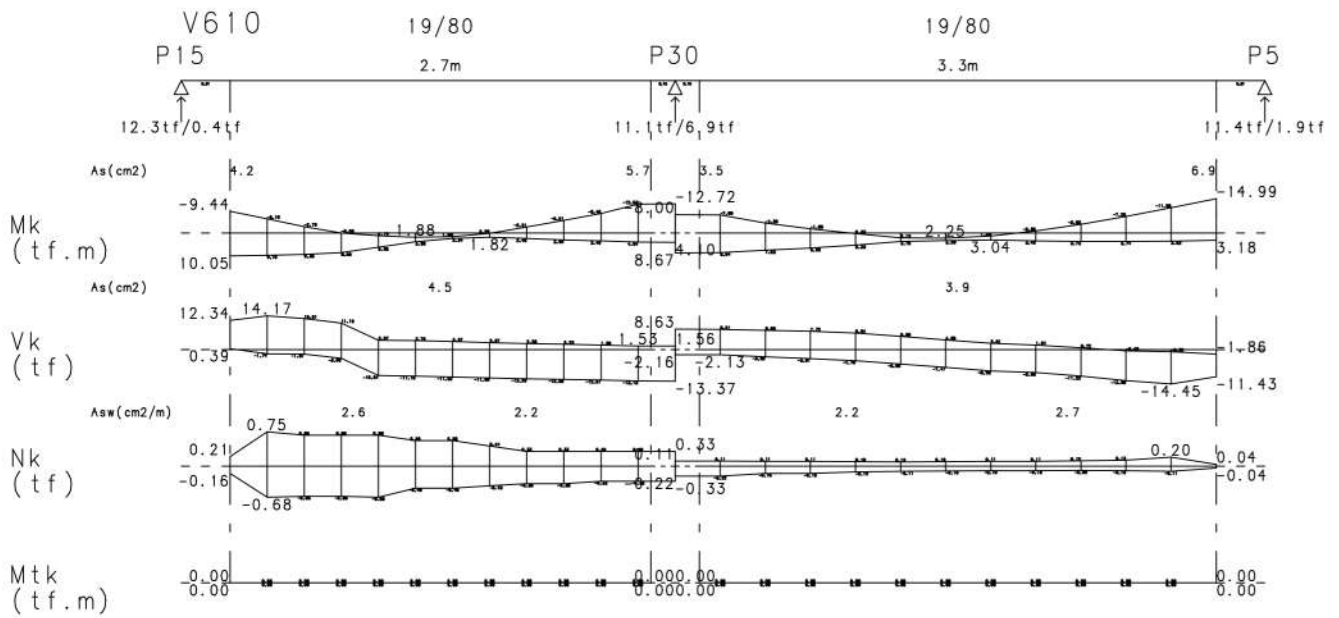
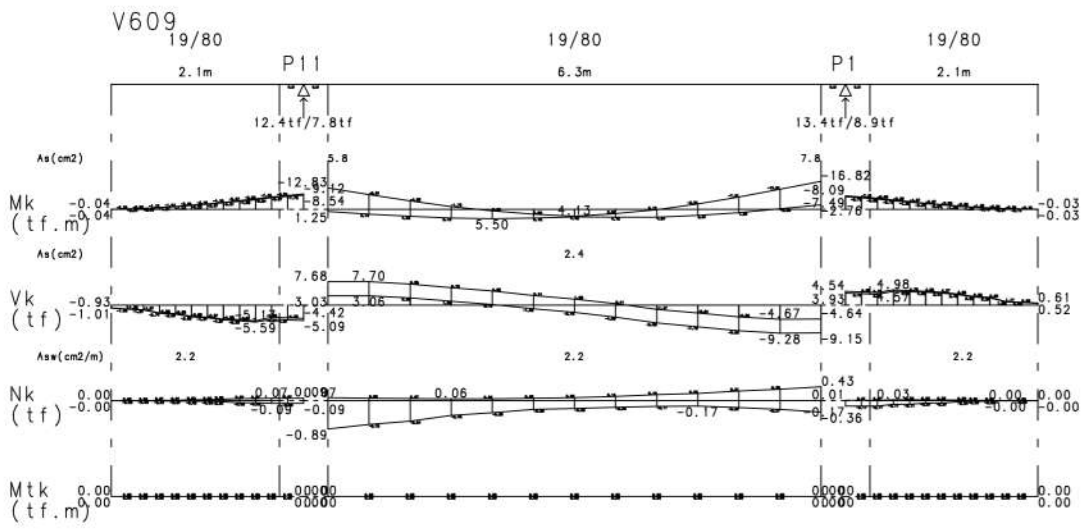


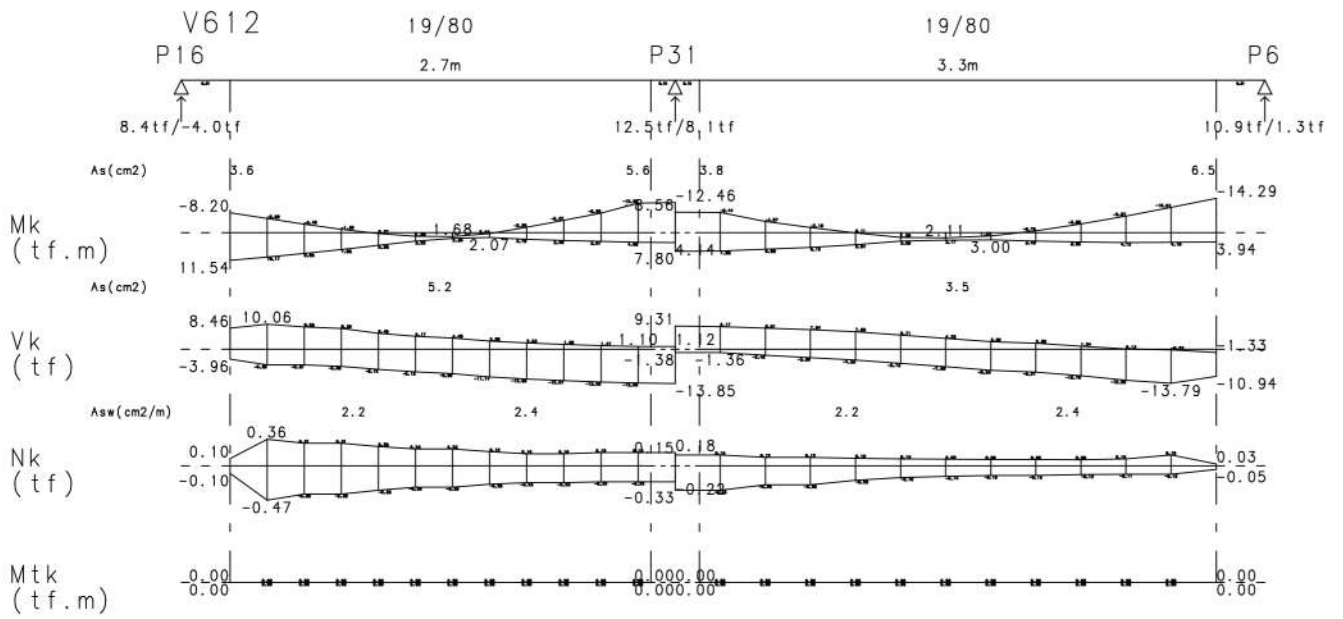


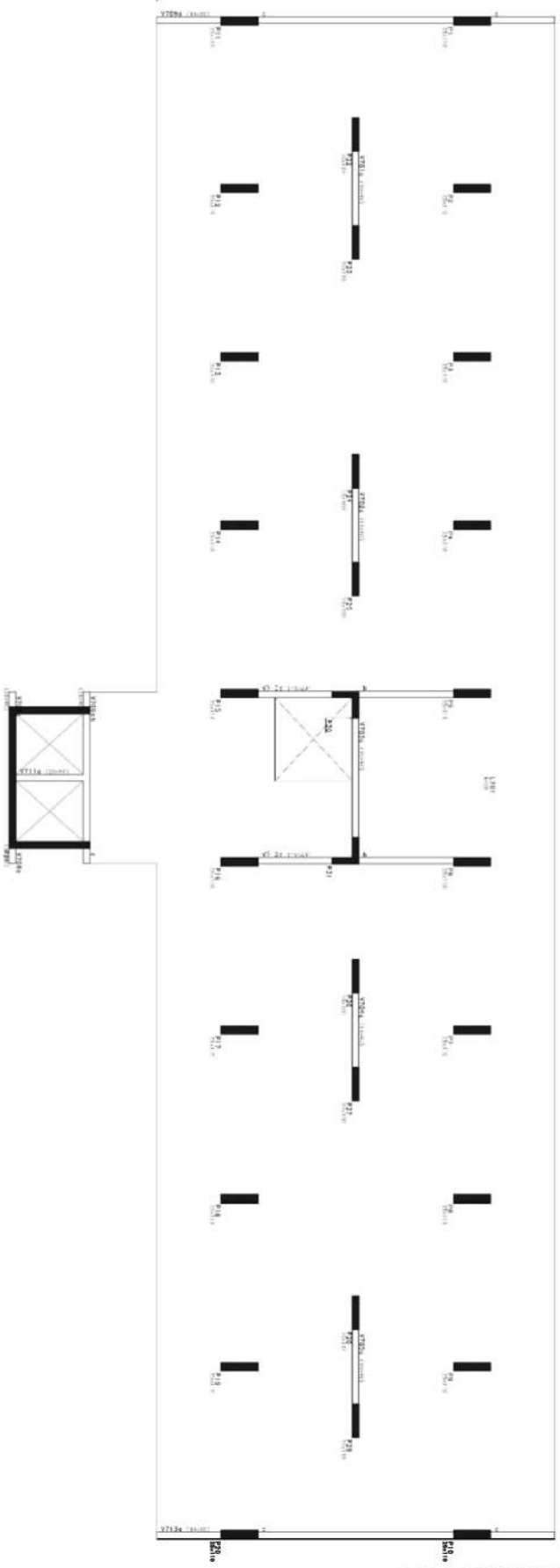
Relação de Vigas

- V601=V602=V604=V605
- V603
- V606
- V607
- V608
- V609=V613
- V610
- V611
- V612



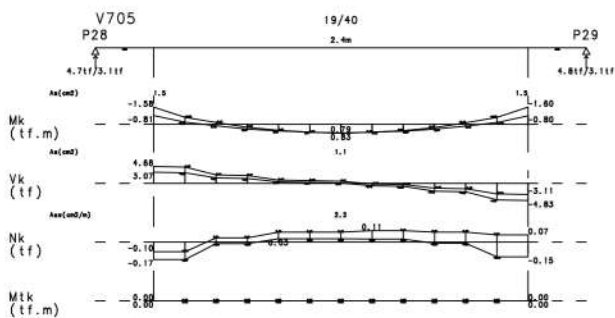
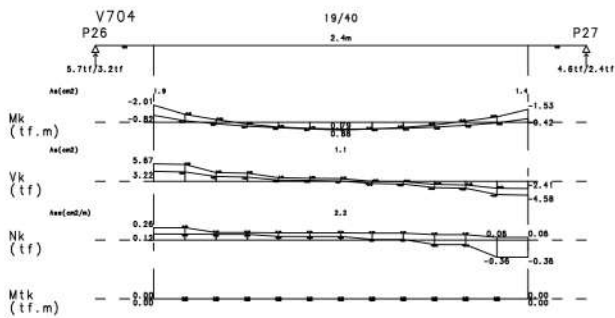
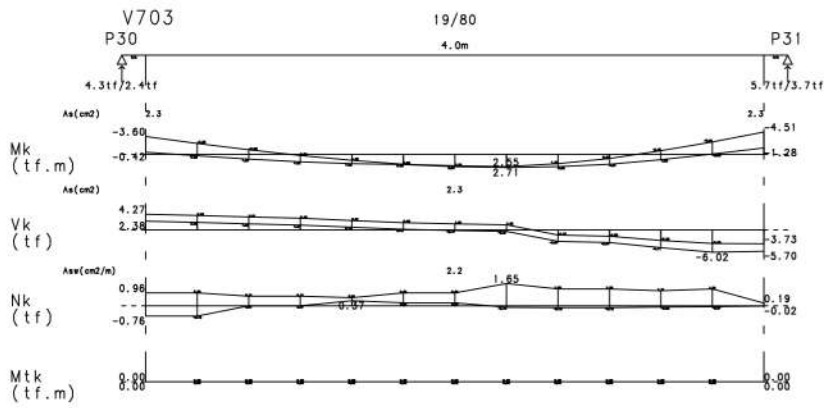
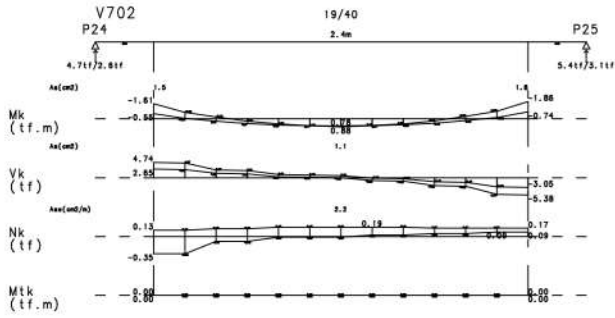
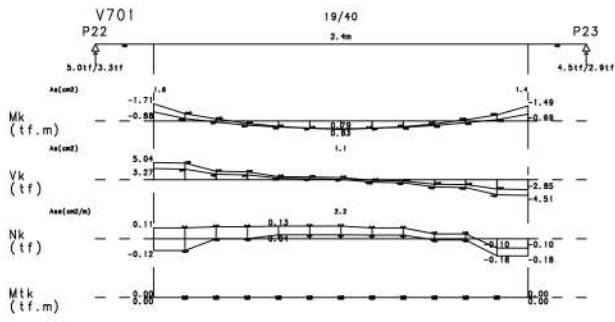


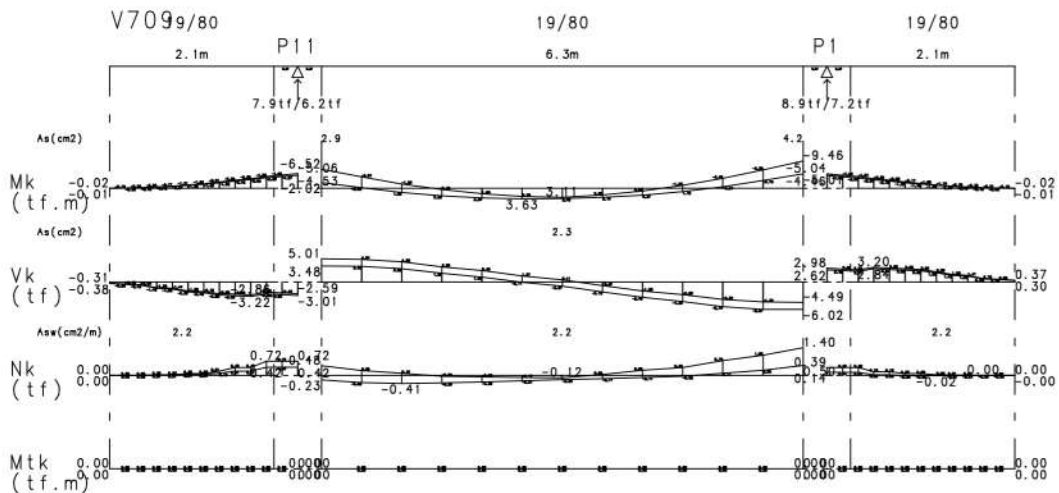
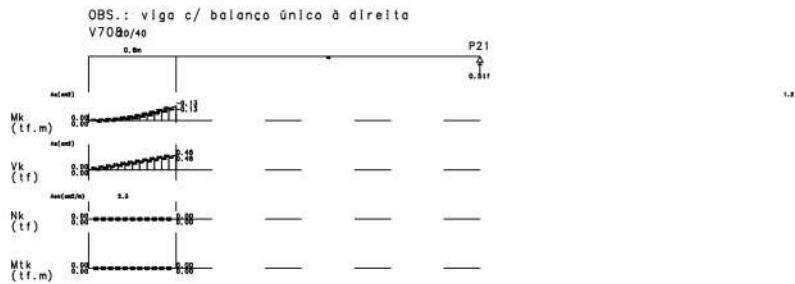
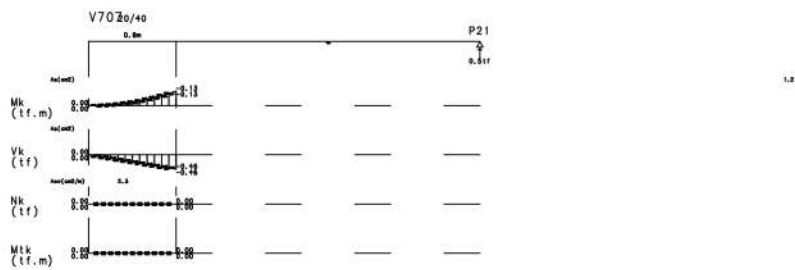
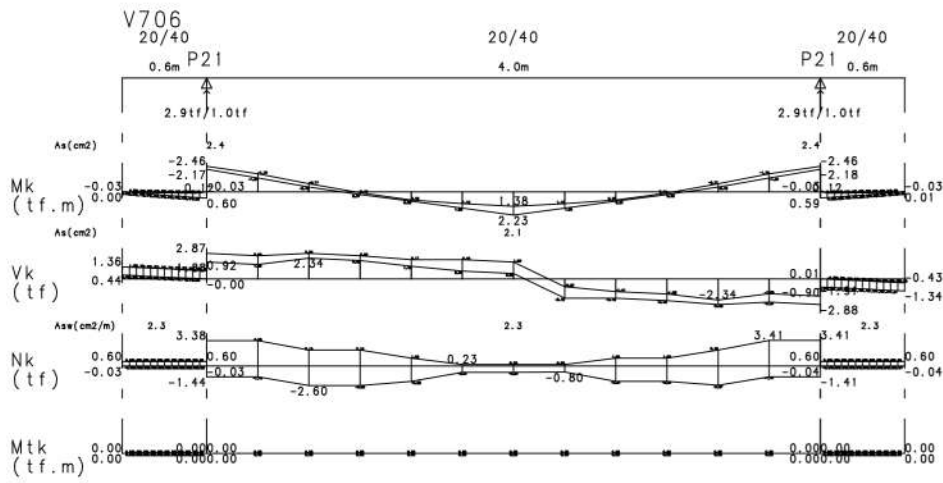


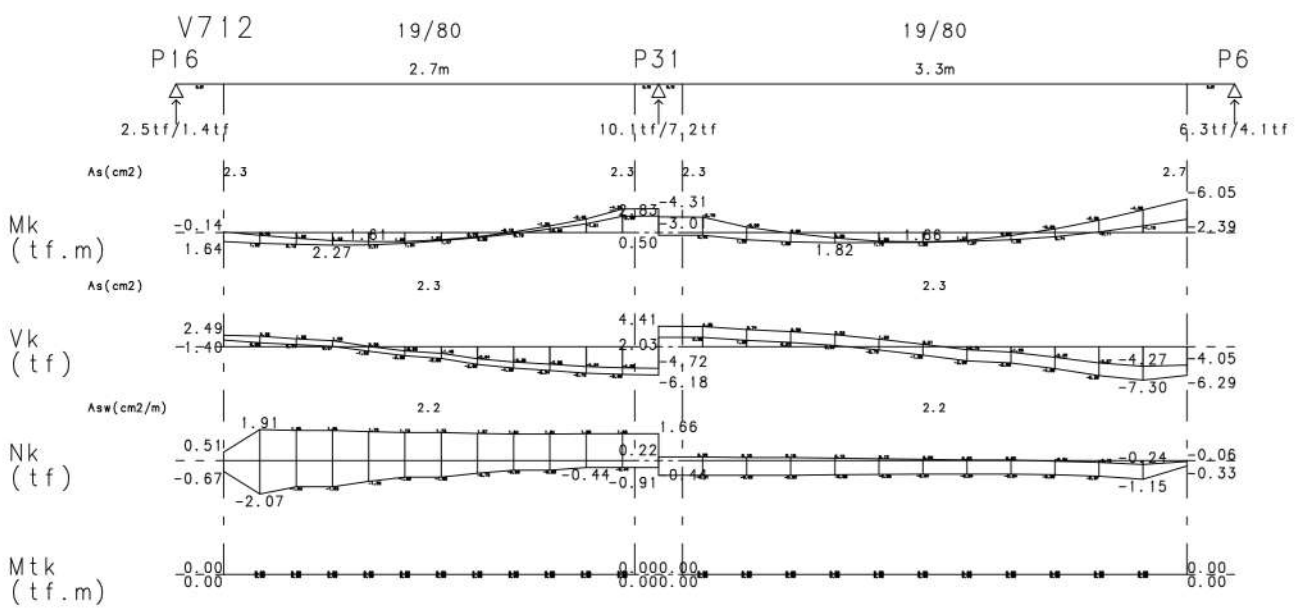
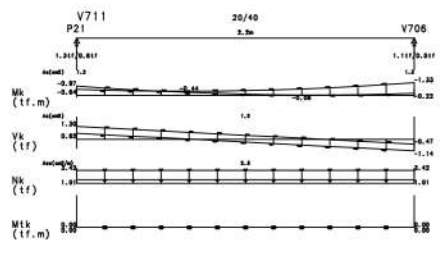
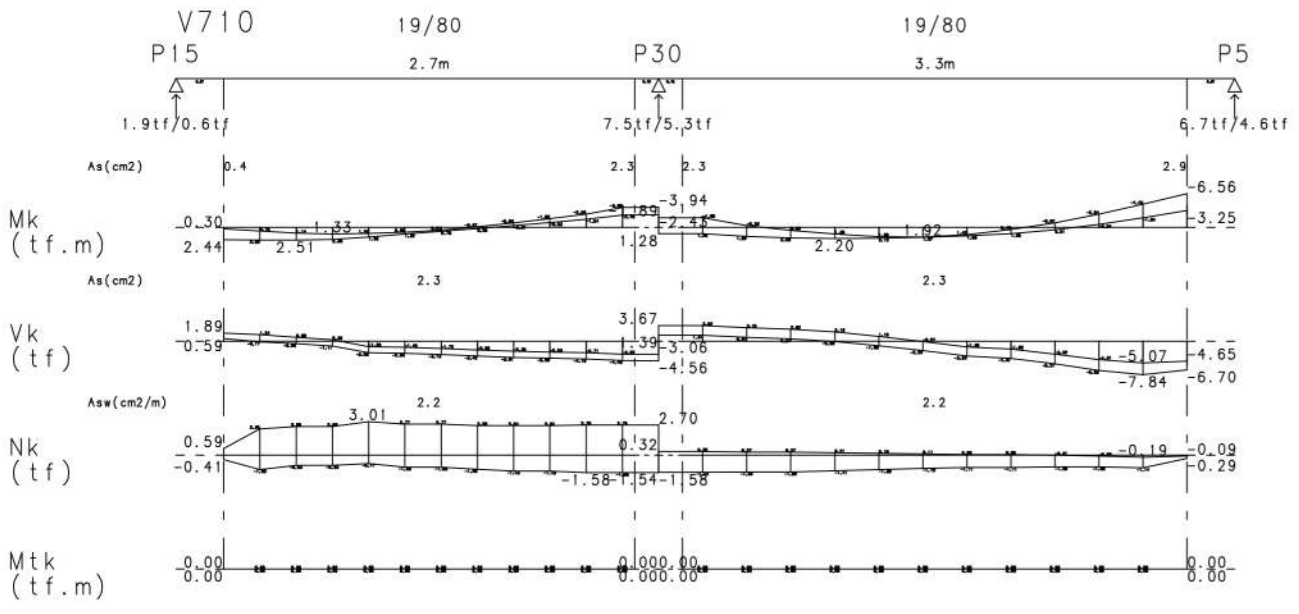


Relação de Vigas

- V701=V702=V704=V705
- V703
- V706
- V707
- V708
- V709=V713
- V710
- V711
- V712



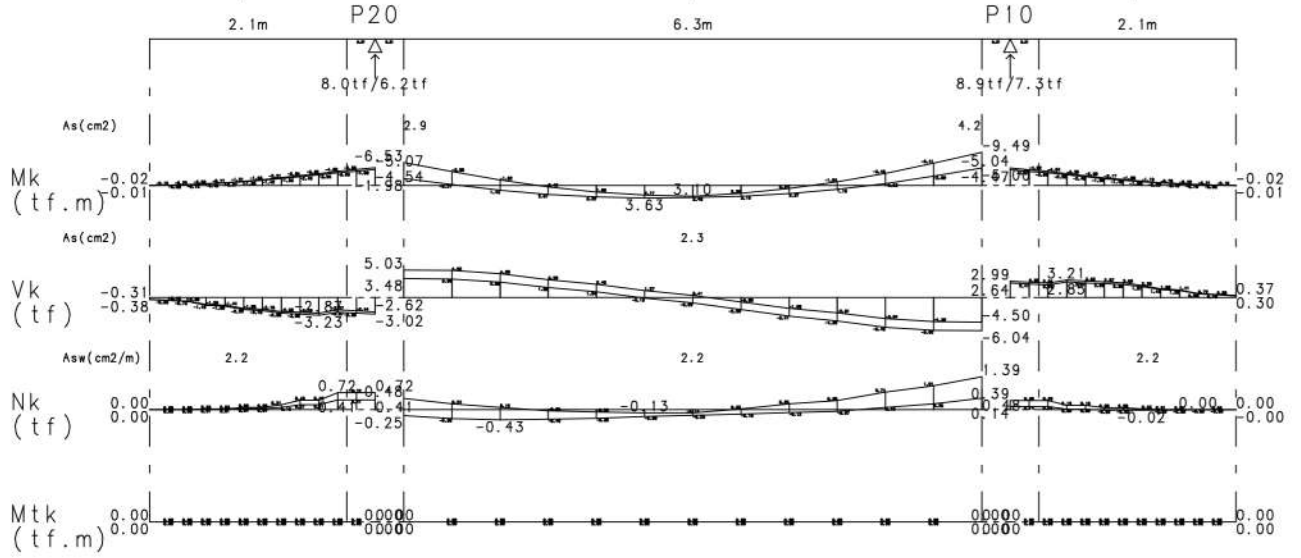




V713_{9/80}

19/80

19/80



MEMÓRIA DE PILARES

LEGENDA

Seção : Dimensões da seção transversal (seção retangular)
Nome da seção (seção qualquer)
Área : Área de concreto da seção transversal
NFer : Número de ferros
PDD : Pé-Direito Duplo (direções "x" e "y")
S: Sim N: Não
As : Área total de armadura utilizada
Taxa : Taxa de Armadura da seção
Estr : Bitola do estribo
C/ : Espaçamento do estribo
fck : fck utilizado no lance
Cobr : Cobrimento utilizado no lance
PP : Pilar-Parede: (S) Sim (N) Não
PP : S* :Pilar-Parede (Sim), mas Ast não atende o item 18.5 da NBR6118:2003
T : Tensão de Cálculo (Carga Vertical: Combinação 1 CAD/PILAR) (kgf/cm2)
Lbd : Índice de Esbeltez (Maior Lambda)
Ni : Força Normal Admensional (Nsd / Ac*Fcd) (Carga Vertical: Combinação 1 CAD/PILAR)
2OrdM : Método utilizado cálculo momento 2ªOrdem
ELOL : Efeito Local (15.8.3)
ELZD : Efeito Localizado (15.9.3)
KAPA : Pilar Padrão com Rigidez Kapa Aproximada (15.8.3.3.3)
CURV : Pilar Padrão com Curvatura Aproximada (15.8.3.3.2)
N,M,1/R : Pilar Padrão Acolado ao Diagrama N,M,1/r (15.8.3.3.4)
MetGerl : Método Geral (15.8.3.2)

**** PROJETO 1 ****

PILAR:P1

num: 1 Lances: 1 à 13

Lance	Titulo	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	2OrdM
13	7-cob	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	9.3	36.	0.0436	----
12	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	21.7	36.	0.1013	----
11	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	34.1	36.	0.1592	----
10	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	46.4	36.	0.2167	----
9	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	58.8	36.	0.2745	----
8	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	71.2	36.	0.3324	ELOL KAPA
7	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	83.6	36.	0.3900	ELOL KAPA
6	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	95.9	36.	0.4476	ELOL KAPA
5	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	108.3	36.	0.5054	ELOL KAPA
4	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	120.6	36.	0.5627	ELOL KAPA
3	3-PavSup	25.x 110.	2750.0	10	12.5	N N	12.3	0.45	5.0	15.0	N	30.0	3.5	132.9	36.	0.6201	ELOL KAPA
2	2-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	12.5	N N	17.2	0.62	5.0	15.0	N	30.0	3.5	145.2	36.	0.6774	ELOL KAPA
1	1-PavInf	25.x 110.	2750.0	26	20.0	N N	81.7	2.97	6.3	20.0	N	30.0	3.5	157.5	73.	0.7352	ELOL KAPA

PILAR:P2

num: 2 Lances: 1 à 13

Lance	Titulo	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	2OrdM
13	7-cob	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	12.0	36.	0.0560	ELOL KAPA
12	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	28.5	36.	0.1328	ELOL KAPA
11	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	44.9	36.	0.2096	ELOL KAPA
10	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	60.9	36.	0.2842	ELOL KAPA
9	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	77.4	36.	0.3611	ELOL KAPA
8	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	93.8	36.	0.4379	ELOL KAPA
7	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	109.8	36.	0.5125	ELOL KAPA
6	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	10	12.5	N N	12.3	0.45	5.0	15.0	N	30.0	3.5	126.3	36.	0.5894	ELOL KAPA
5	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	12	12.5	N N	14.7	0.54	5.0	15.0	N	30.0	3.5	142.8	36.	0.6662	ELOL KAPA
4	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	12	16.0	N N	24.1	0.88	5.0	19.0	N	30.0	3.5	158.7	36.	0.7408	ELOL KAPA
3	3-PavSup	30.x 110.	3300.0	10	16.0	N N	20.1	0.61	5.0	19.0	N	30.0	3.5	146.2	30.	0.6821	----
2	2-PavCíR	30.x 110.	3300.0	10	16.0	N N	20.1	0.61	5.0	19.0	N	30.0	3.5	160.1	30.	0.7469	----
1	1-PavInf	30.x 110.	3300.0	22	20.0	N N	69.1	2.09	6.3	20.0	N	30.0	3.5	173.2	61.	0.8082	ELOL KAPA

PILAR:P3

num: 3 Lances: 1 à 13

Lance	Titulo	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	2OrdM
13	7-cob	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	13.0	36.	0.0607	ELOL KAPA
12	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	30.2	36.	0.1407	ELOL KAPA
11	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	47.3	36.	0.2207	ELOL KAPA
10	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	64.3	36.	0.2999	ELOL KAPA
9	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	81.4	36.	0.3800	ELOL KAPA
8	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	98.6	36.	0.4600	ELOL KAPA
7	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	10	12.5	N N	12.3	0.45	5.0	15.0	N	30.0	3.5	115.6	36.	0.5392	ELOL KAPA
6	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	10	12.5	N N	12.3	0.45	5.0	15.0	N	30.0	3.5	132.7	36.	0.6193	ELOL KAPA
5	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	12	12.5	N N	14.7	0.54	5.0	15.0	N	30.0	3.5	149.8	36.	0.6993	ELOL KAPA
4	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	16	16.0	N N	32.2	1.17	5.0	19.0	N	30.0	3.5	166.8	36.	0.7785	ELOL KAPA
3	3-PavSup	25.x 110.	2750.0	16	20.0	N N	50.3	1.83	6.3	20.0	N	30.0	3.5	184.0	36.	0.8585	ELOL KAPA
2	2-PavCíR	25.x 110.	2750.0	22	20.0	N N	69.1	2.51	6.3	20.0	N	30.0	3.5	201.1	36.	0.9384	ELOL KAPA
1	1-PavInf	30.x 110.	3300.0	24	20.0	N N	75.4	2.28	6.3	20.0	N	30.0	3.5	181.6	61.	0.8475	ELOL KAPA

PILAR:P4

num: 4 Lances: 1 à 13

Lance	Titulo	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	2OrdM
13	7-cob	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	11.6	36.	0.0540	ELOL KAPA
12	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	27.6	36.	0.1286	ELOL KAPA
11	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	43.5	36.	0.2032	ELOL KAPA
10	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	59.0	36.	0.2755	ELOL KAPA
9	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	75.0	36.	0.3502	ELOL KAPA
8	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	91.0	36.	0.4248	ELOL KAPA
7	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	106.5	36.	0.4971	ELOL KAPA
6	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	122.5	36.	0.5717	ELOL KAPA
5	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	10	12.5	N N	12.3	0.45	5.0	15.0	N	30.0	3.5	138.5	36.	0.6462	ELOL KAPA
4	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	10	16.0	N N	20.1	0.73	5.0	19.0	N	30.0	3.5	154.0	36.	0.7185	ELOL KAPA
3	3-PavSup	25.x 110.	2750.0	12	20.0	N N	37.7	1.37	6.3	20.0	N	30.0	3.5	169.9	36.	0.7929	ELOL KAPA
2	2-PavCíR	25.x 110.	2750.0	16	20.0	N N	50.3	1.83	6.3	20.0	N	30.0	3.5	185.9	36.	0.8675	ELOL KAPA
1	1-PavInf	30.x 110.	3300.0	22	20.0	N N	69.1	2.09	6.3	20.0	N	30.0	3.5	167.7	61.	0.7824	ELOL KAPA

PILAR:P5 num: 5 Lances: 1 à 13

Lance	Título	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	20rdM
13	7-cob	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	13.6	36.	0.0636	ELOL KAPA
12	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	30.9	36.	0.1442	ELOL KAPA
11	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	48.2	36.	0.2248	ELOL KAPA
10	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	65.4	36.	0.3052	ELOL KAPA
9	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	82.7	36.	0.3859	ELOL KAPA
8	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	100.0	36.	0.4665	ELOL KAPA
7	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	10	12.5	N N	12.3	0.45	5.0	15.0	N	30.0	3.5	117.2	36.	0.5470	ELOL KAPA
6	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	12.5	N N	17.2	0.62	5.0	15.0	N	30.0	3.5	134.5	36.	0.6276	ELOL KAPA
5	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	16.0	N N	28.1	1.02	5.0	19.0	N	30.0	3.5	151.7	36.	0.7081	ELOL KAPA
4	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	20.0	N N	44.0	1.60	6.3	20.0	N	30.0	3.5	168.9	36.	0.7883	ELOL KAPA
2	2-PavCíR	30.x 110.	3300.0	20	12.5	N N	24.5	0.74	5.0	15.0	N	30.0	3.5	155.2	30.	0.7243	----
1	1-PavInf	30.x 110.	3300.0	20	16.0	N N	40.2	1.22	5.0	19.0	N	30.0	3.5	169.5	30.	0.7912	----
				32	20.0	N N	100.5	3.05	6.3	20.0	N	30.0	3.5	183.6	61.	0.8569	ELOL KAPA

PILAR:P15 num: 15 Lances: 1 à 13

Lance	Título	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	20rdM
13	7-cob	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	10.1	36.	0.0470	ELOL KAPA
12	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	25.2	36.	0.1177	ELOL KAPA
11	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	40.9	36.	0.1910	ELOL KAPA
10	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	56.1	36.	0.2619	ELOL KAPA
9	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	71.4	36.	0.3330	ELOL KAPA
8	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	87.1	36.	0.4067	ELOL KAPA
7	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	102.4	36.	0.4780	ELOL KAPA
6	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	117.8	36.	0.5496	ELOL KAPA
5	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	10	12.5	N N	12.3	0.45	5.0	15.0	N	30.0	3.5	133.7	36.	0.6240	ELOL KAPA
4	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	18	12.5	N N	22.1	0.80	5.0	15.0	N	30.0	3.5	149.2	36.	0.6963	ELOL KAPA
3	3-PavSup	25.x 110.	2750.0	22	16.0	N N	44.2	1.61	5.0	19.0	N	30.0	3.5	164.9	36.	0.7695	ELOL KAPA
2	2-PavCíR	25.x 110.	2750.0	18	20.0	N N	56.5	2.06	6.3	20.0	N	30.0	3.5	181.3	36.	0.8459	ELOL KAPA
1	1-PavInf	30.x 110.	3300.0	24	20.0	N N	75.4	2.28	6.3	20.0	N	30.0	3.5	164.9	61.	0.7697	ELOL KAPA

PILAR:P18 num: 18 Lances: 1 à 13

Lance	Título	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	20rdM
13	7-cob	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	12.9	36.	0.0602	ELOL KAPA
12	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	30.4	36.	0.1420	ELOL KAPA
11	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	46.7	36.	0.2181	ELOL KAPA
10	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	64.0	36.	0.2985	ELOL KAPA
9	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	81.5	36.	0.3803	ELOL KAPA
8	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	97.8	36.	0.4564	ELOL KAPA
7	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	115.0	36.	0.5368	ELOL KAPA
6	6-PavSup	25.x 110.	2750.0	14	10.0	N N	11.0	0.40	5.0	12.0	N	30.0	3.5	132.6	36.	0.6187	ELOL KAPA
5	5-PavCíR	25.x 110.	2750.0	10	12.5	N N	12.3	0.45	5.0	15.0	N	30.0	3.5	148.9	36.	0.6948	ELOL KAPA
4	4-PavInf	25.x 110.	2750.0	14	16.0	N N	28.1	1.02	5.0	19.0	N	30.0	3.5	166.1	36.	0.7753	ELOL KAPA
3	3-PavSup	30.x 110.	3300.0	14	12.5	N N	17.2	0.52	5.0	15.0	N	30.0	3.5	153.2	30.	0.7151	----
2	2-PavCíR	30.x 110.	3300.0	10	16.0	N N	20.1	0.61	5.0	19.0	N	30.0	3.5	167.0	30.	0.7793	----
1	1-PavInf	30.x 110.	3300.0	26	20.0	N N	81.7	2.48	6.3	20.0	N	30.0	3.5	181.6	61.	0.8474	ELOL KAPA

PILAR:P21 num: 21 Lances: 1 à 13

Lance	Título	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	20rdM
13	7-cob	'021 '	17200.0	112	10.0	N N	88.0	0.51	5.0	10.0	S	30.0	3.5	2.3	39.	0.0108	ELZD N,M,1/r
12	6-PavSup	'021 '	17200.0	112	10.0	N N	88.0	0.51	5.0	10.0	S	30.0	3.5	5.2	39.	0.0241	ELZD N,M,1/r
11	5-PavCíR	'021 '	17200.0	112	10.0	N N	88.0	0.51	5.0	10.0	S	30.0	3.5	8.0	39.	0.0374	ELZD N,M,1/r
10	4-PavInf	'021 '	17200.0	112	10.0	N N	88.0	0.51	5.0	10.0	S	30.0	3.5	10.9	39.	0.0506	ELZD N,M,1/r
9	6-PavSup	'021 '	17200.0	112	10.0	N N	88.0	0.51	5.0	10.0	S	30.0	3.5	13.7	39.	0.0639	ELZD N,M,1/r
8	5-PavCíR	'021 '	17200.0	112	10.0	N N	88.0	0.51	5.0	10.0	S	30.0	3.5	16.5	39.	0.0772	ELZD N,M,1/r
7	4-PavInf	'021 '	17200.0	112	10.0	N N	88.0	0.51	5.0	10.0	S	30.0	3.5	19.4	39.	0.0904	ELZD N,M,1/r
6	6-PavSup	'021 '	17200.0	112	10.0	N N	88.0	0.51	5.0	10.0	S	30.0	3.5	22.2	39.	0.1037	ELZD N,M,1/r
5	5-PavCíR	'021 '	17200.0	112	10.0	N N	88.0	0.51	5.0	10.0	S	30.0	3.5	25.1	39.	0.1170	ELZD N,M,1/r
4	4-PavInf	'021 '	17200.0	112	10.0	N N	88.0	0.51	5.0	10.0	S	30.0	3.5	27.9	39.	0.1302	ELZD N,M,1/r
3	3-PavSup	'021 '	17200.0	112	10.0	N N	88.0	0.51	5.0	10.0	S	30.0	3.5	30.7	39.	0.1435	ELZD N,M,1/r
2	2-PavCíR	'021 '	17200.0	112	10.0	N N	88.0	0.51	5.0	10.0	S	30.0	3.5	33.6	39.	0.1568	ELZD N,M,1/r
1	1-PavInf	'021 '	17200.0	112	10.0	N N	88.0	0.51	5.0	10.0	S	30.0	3.5	37.3	59.	0.1739	ELZD N,M,1/r

PILAR:P24 num: 24 Lances: 1 à 13

Lance	Título	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	20rdM
13	7-cob	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	11.8	45.	0.0550	ELOL KAPA
12	6-PavSup	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	26.1	45.	0.1217	----
11	5-PavCíR	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	40.6	45.	0.1895	ELOL KAPA
10	4-PavInf	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	58.5	45.	0.2729	ELOL KAPA
9	6-PavSup	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	72.8	45.	0.3398	ELOL KAPA
8	5-PavCíR	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	87.3	45.	0.4075	ELOL KAPA
7	4-PavInf	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	105.2	45.	0.4910	ELOL KAPA
6	6-PavSup	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	119.6	45.	0.5580	ELOL KAPA
5	5-PavCíR	20.x 100.	2000.0	14	10.0	N N	11.0	0.55	5.0	12.0	N	30.0	3.5	134.1	45.	0.6259	ELOL KAPA
4	4-PavInf	20.x 100.	2000.0	14	16.0	N N	28.1	1.41	5.0	19.0	N	30.0	3.5	152.0	45.	0.7094	ELOL KAPA
3	3-PavSup	20.x 100.	2000.0	18	16.0	N N	36.2	1.81	5.0	19.0	N	30.0	3.5	162.2	45.	0.7570	ELOL KAPA
2	2-PavCíR	20.x 100.	2000.0	14	20.0	N N	44.0	2.20	6.3	20.0	N	30.0	3.5	176.8	45.	0.8248	ELOL KAPA
1	1-PavInf	25.x 100.	2500.0	22	20.0	N N	69.1	2.76	6.3	20.0	N	30.0	3.5	156.2	71.	0.7289	ELOL KAPA

PILAR:P25

num: 25 Lances: 1 à 13

Lance	Titulo	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	2ordM
13	7-cob	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	9.8	45.	0.0459	ELOL KAPA
12	6-PavSup	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	22.3	45.	0.1041	----
11	5-PavCíR	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	34.8	45.	0.1626	ELOL KAPA
10	4-PavInf	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	50.5	45.	0.2359	ELOL KAPA
9	6-PavSup	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	63.0	45.	0.2939	ELOL KAPA
8	5-PavCíR	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	75.5	45.	0.3523	ELOL KAPA
7	4-PavInf	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	91.2	45.	0.4254	ELOL KAPA
6	6-PavSup	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	103.6	45.	0.4833	ELOL KAPA
5	5-PavCíR	20.x 100.	2000.0	10	10.0	N N	7.9	0.39	5.0	12.0	N	30.0	3.5	116.0	45.	0.5415	ELOL KAPA
4	4-PavInf	20.x 100.	2000.0	14	10.0	N N	11.0	0.55	5.0	12.0	N	30.0	3.5	131.6	45.	0.6143	ELOL KAPA
3	3-PavSup	20.x 100.	2000.0	14	12.5	N N	17.2	0.86	5.0	15.0	N	30.0	3.5	139.8	45.	0.6525	ELOL KAPA
2	2-PavCíR	20.x 100.	2000.0	14	16.0	N N	28.1	1.41	5.0	19.0	N	30.0	3.5	152.2	45.	0.7104	ELOL KAPA
1	1-PavInf	25.x 100.	2500.0	14	20.0	N N	44.0	1.76	6.3	20.0	N	30.0	3.5	134.8	71.	0.6289	ELOL KAPA

PILAR:P30

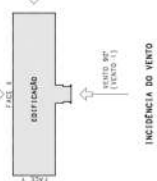
num: 30 Lances: 1 à 13

Lance	Titulo	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	2ordM
13	7-cob	'030 '	2641.0	20	10.0	N N	15.7	0.59	5.0	12.0	N	30.0	3.5	9.3	17.	0.0433	----
12	6-PavSup	'030 '	2641.0	20	10.0	N N	15.7	0.59	5.0	12.0	N	30.0	3.5	24.7	17.	0.1151	----
11	5-PavCíR	'030 '	2641.0	20	10.0	N N	15.7	0.59	5.0	12.0	N	30.0	3.5	40.2	17.	0.1875	----
10	4-PavInf	'030 '	2641.0	20	10.0	N N	15.7	0.59	5.0	12.0	N	30.0	3.5	55.4	17.	0.2587	----
9	6-PavSup	'030 '	2641.0	20	10.0	N N	15.7	0.59	5.0	12.0	N	30.0	3.5	70.8	17.	0.3302	----
8	5-PavCíR	'030 '	2641.0	20	10.0	N N	15.7	0.59	5.0	12.0	N	30.0	3.5	86.2	17.	0.4023	----
7	4-PavInf	'030 '	2641.0	20	10.0	N N	15.7	0.59	5.0	12.0	N	30.0	3.5	101.4	17.	0.4733	----
6	6-PavSup	'030 '	2641.0	20	10.0	N N	15.7	0.59	5.0	12.0	N	30.0	3.5	116.6	17.	0.5443	----
5	5-PavCíR	'030 '	2641.0	20	10.0	N N	15.7	0.59	5.0	12.0	N	30.0	3.5	132.0	17.	0.6159	----
4	4-PavInf	'030 '	2641.0	20	10.0	N N	15.7	0.59	5.0	12.0	N	30.0	3.5	147.0	17.	0.6862	----
3	3-PavSup	'030 '	2641.0	22	12.5	N N	27.0	1.02	5.0	15.0	N	30.0	3.5	162.1	17.	0.7564	----
2	2-PavCíR	'030 '	2641.0	20	16.0	N N	40.2	1.52	5.0	19.0	N	30.0	3.5	177.2	17.	0.8270	----
1	1-PavInf	'030 '	2641.0	20	20.0	N N	62.8	2.38	6.3	20.0	N	30.0	3.5	192.3	32.	0.8975	----

CONVENÇÃO DOS PILARES

	PILAR SEM VENTOS
	PILAR COM VENTOS
	PILAR SEM CARGA
	PILAR COM CARGA

- 1 - OBSERVAÇÕES:**
- 1) A CARGA VERTICAL INDICADA EM CADA PILAR, CORRESPONDE A COMBINAÇÃO DE TIPO DA TABELA DE CARGAS DE MONTES DOS AÇÚCAR.
 - 2) CONDIÇÕES DE SUJEIÇÃO NA L, E N, RESPECTIVAMENTE.
 - 3) MOMENTOS NOS EIXOS X E Y (M_X E M_Y), RESPECTIVAMENTE, SÃO SOBRE O SIMULACRAMENTO.



MOMENTOS NOS EIXOS GLOBAIS X E Y
SEGUNDO A REGRA DA MÃO DIREITA

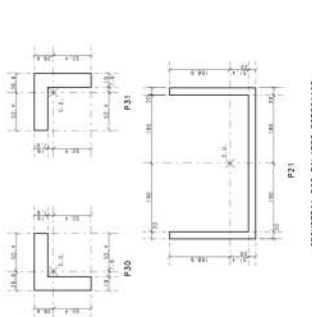
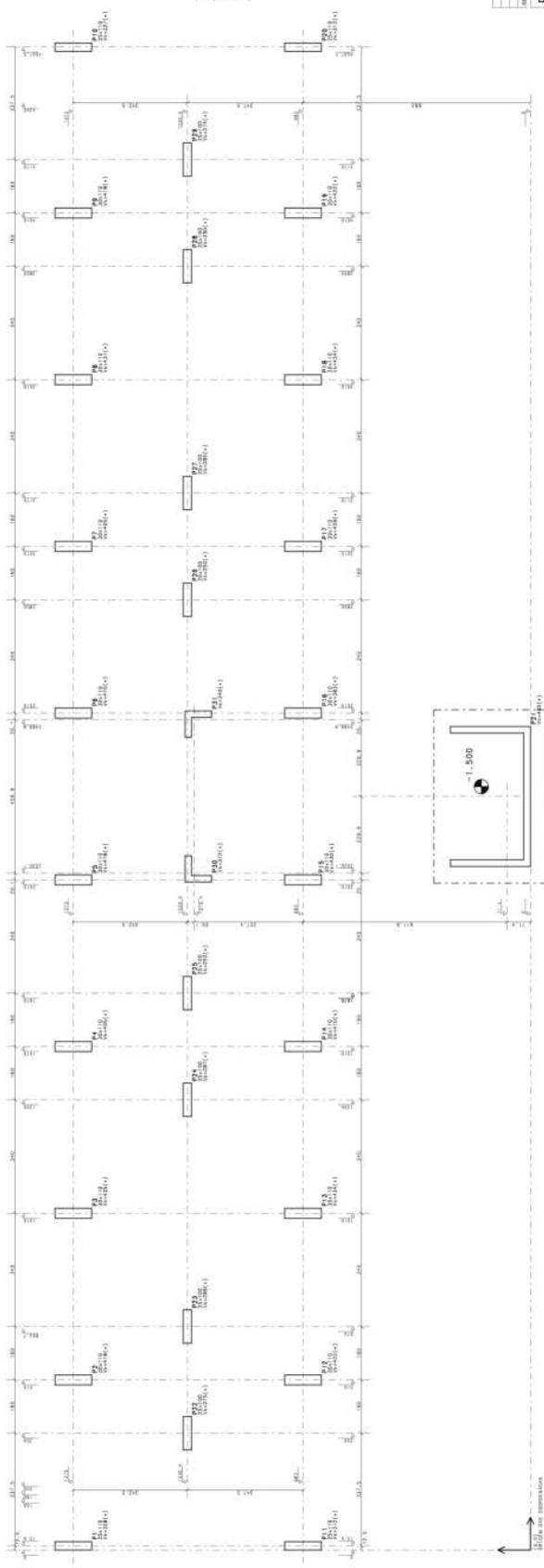
TABELA DE CARGAS DE MONTES DOS AÇÚCAR

PI	TIPO	MONTES	UNIDADE
1	A	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20	kN/m²
2	B	21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40	kN/m²
3	C	41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60	kN/m²
4	D	61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80	kN/m²
5	E	81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100	kN/m²

TABELA DE CARGAS DE MONTES DOS AÇÚCAR (CONTINUAÇÃO)

PI	TIPO	MONTES	UNIDADE
6	F	101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120	kN/m²
7	G	121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140	kN/m²
8	H	141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160	kN/m²
9	I	161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180	kN/m²
10	J	181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200	kN/m²

1 - OBSERVAÇÕES:
1) A CARGA VERTICAL INDICADA EM CADA PILAR, CORRESPONDE A COMBINAÇÃO DE TIPO DA TABELA DE CARGAS DE MONTES DOS AÇÚCAR.
2) CONDIÇÕES DE SUJEIÇÃO NA L, E N, RESPECTIVAMENTE.
3) MOMENTOS NOS EIXOS X E Y (M_X E M_Y), RESPECTIVAMENTE, SÃO SOBRE O SIMULACRAMENTO.



PROJETO FINAL 2
ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055
PEDRO REZENDE PORTO - 140170481

PROJETO DE ESTRUTURA
ANDRÉ MULLER E PEDRO PORTO
JACAREPAZUA - RIO DE JANEIRO

LOCAÇÃO E CARGA DOS PILARES

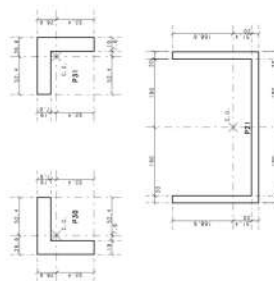
001

LOCAÇÃO E CARGA DOS PILARES
TODOS OS PILARES SEM INDICAÇÃO DO CONTRATO MOSTRAN NO NÍVEL 0,00

CONVENÇÃO DOS PILARES

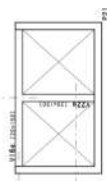
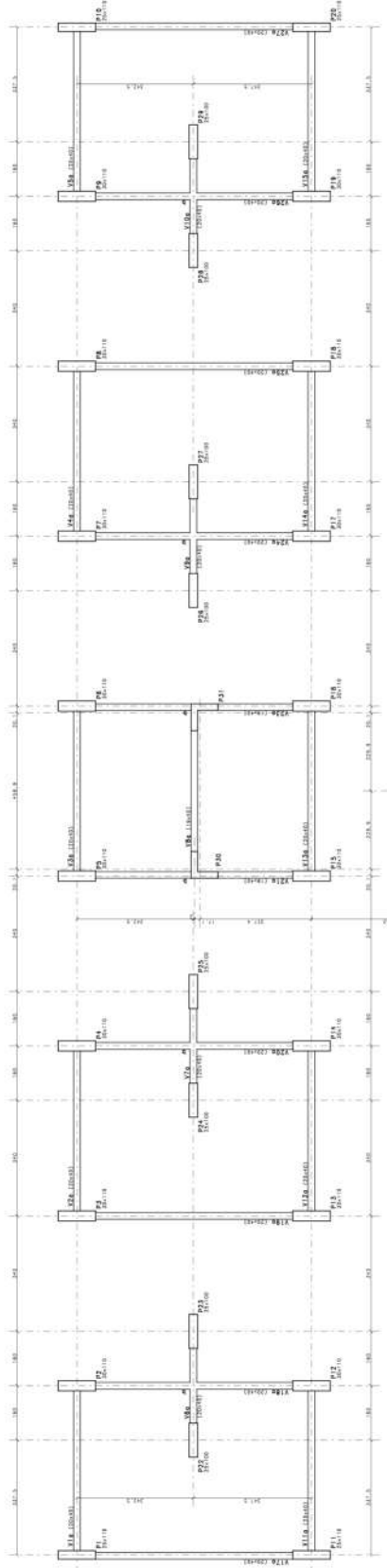
- PILAR DE ALÇARZOS
- ▨ PILAR DE CORTINA
- PILAR DE BARRAS

TIPO DE PILAR	REPRESENTAÇÃO
PILAR DE ALÇARZOS	□
PILAR DE CORTINA	▨
PILAR DE BARRAS	■
PILAR DE ALÇARZOS	□
PILAR DE CORTINA	▨
PILAR DE BARRAS	■
PILAR DE ALÇARZOS	□
PILAR DE CORTINA	▨
PILAR DE BARRAS	■
PILAR DE ALÇARZOS	□
PILAR DE CORTINA	▨
PILAR DE BARRAS	■
PILAR DE ALÇARZOS	□
PILAR DE CORTINA	▨
PILAR DE BARRAS	■
PILAR DE ALÇARZOS	□
PILAR DE CORTINA	▨
PILAR DE BARRAS	■
PILAR DE ALÇARZOS	□
PILAR DE CORTINA	▨
PILAR DE BARRAS	■
PILAR DE ALÇARZOS	□
PILAR DE CORTINA	▨
PILAR DE BARRAS	■
PILAR DE ALÇARZOS	□
PILAR DE CORTINA	▨
PILAR DE BARRAS	■
PILAR DE ALÇARZOS	□
PILAR DE CORTINA	▨
PILAR DE BARRAS	■



GEOMETRIA DOS PILARES ESPECIAIS

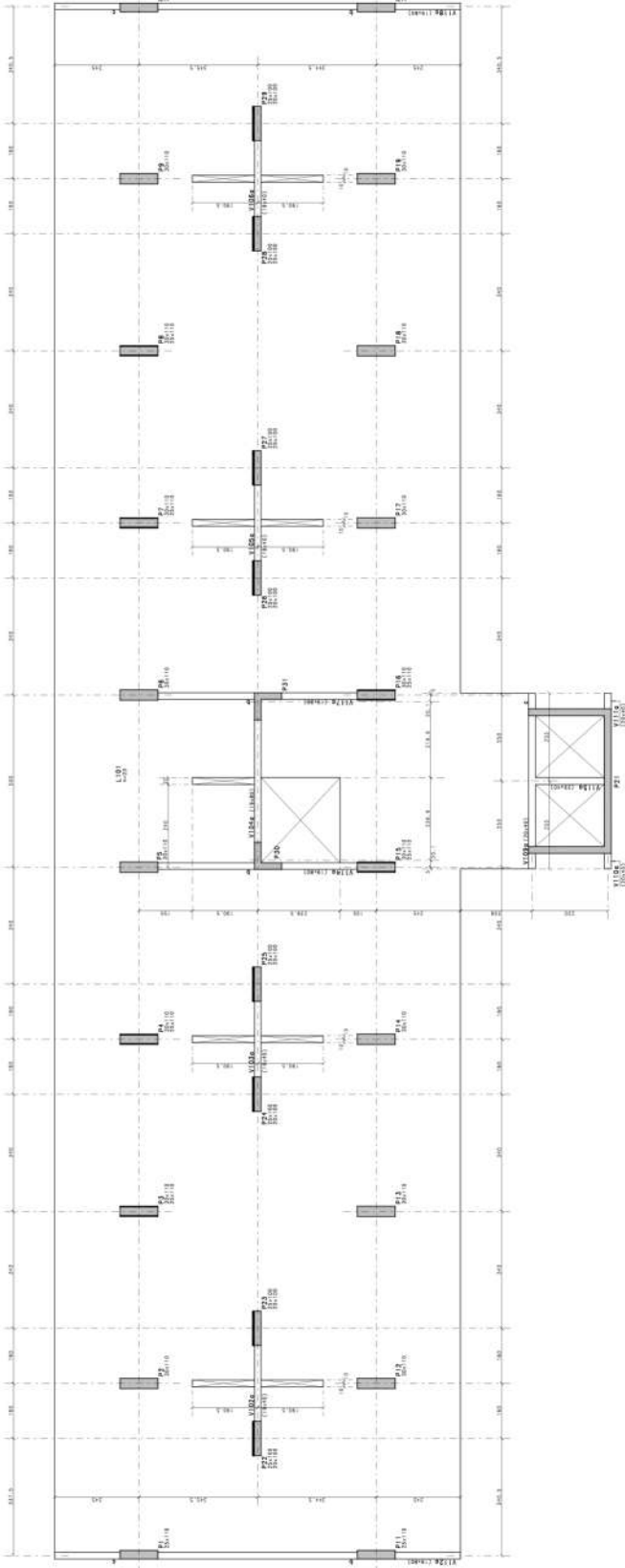
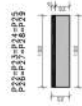
PROJETO	ARQUITETURA
PROJETO FINAL 2	
ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055	
PEDRO REZENDE PORTO - 140170481	
PROJETO DE ESTRUTURA	
ANDRÉ MULLER E PEDRO PORTO	
JACAREPAGUÁ - RODOVIÁRIO	
FORMA DO TERREO	
002	



FORMA DO TERREO

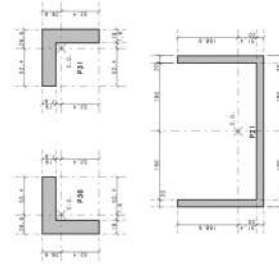
CONVENÇÃO DOS PILARES

- PILAR DE ALÇARZÃO
- PILAR DE ENTALHE
- PILAR DE BARRAS



DETALHE 1

MARGEM DE SEGURANÇA DOS PILARES



GEOMETRIA DOS PILARES ESPECIAIS

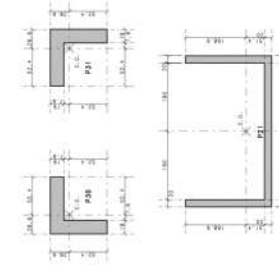
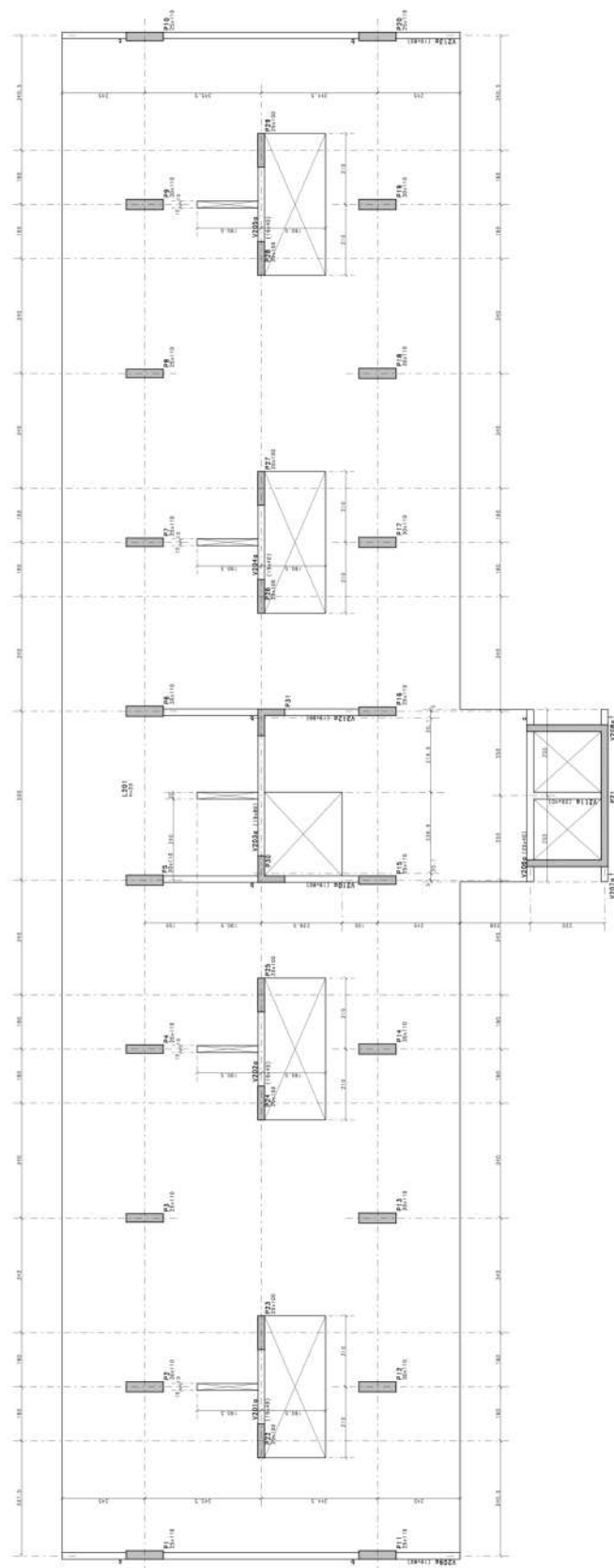
PROJETO FINAL	PROJETO DE ESTRUTURA
ANDRE BUCHMANNMILLER - 140130055	ANDRE MILLER E FEDERICO
PEDRO REZENDE PORTO - 140170081	JACOBPAULINA - RIBEIRO JACOB
FORMA DO 1o PAVIMENTO	
003	

FORMA DO 1o PAVIMENTO

CONVENÇÃO DOS PILARES

- PILAR DE ALÇAR
- PILAR DE ENTALHE
- PILAR DE BARRA

CORTE ESTABILIZADO	
TIPO	PROTEÇÃO
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21
22	22
23	23
24	24
25	25
26	26
27	27
28	28
29	29
30	30
31	31
32	32
33	33
34	34
35	35
36	36
37	37
38	38
39	39
40	40
41	41
42	42
43	43
44	44
45	45
46	46
47	47
48	48
49	49
50	50



GEOMETRIA DOS PILARES ESPECIAIS

PROJETO	PROJETO	PROJETO
PROJETO FINAL	PROJETO FINAL	PROJETO FINAL
ANDRE BUCHMANN MILLER - 140130055	ANDRE MILLER E PEDRO PORTEO	JACAREPAZ/MA - RODO DE JABOATÃO
PEDRO REZENDE PORTEO - 140170081		
FORMA DO 2o PAVIMENTO		
		004

FORMA DO 2o PAVIMENTO

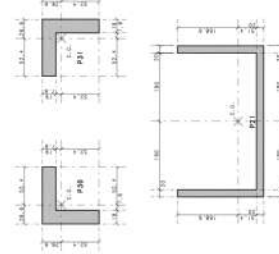
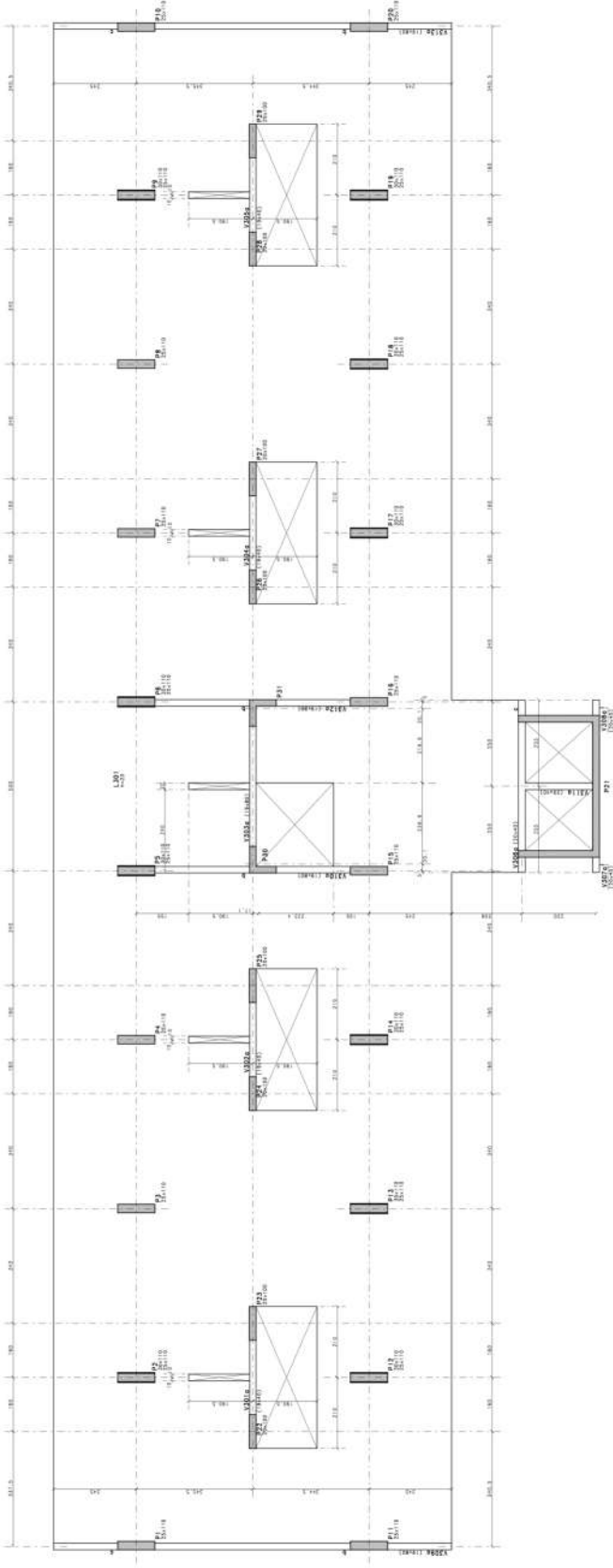
CONVENÇÃO DOS PILARES

- P1 - PILAR DE ALINHAMENTO
- P2 - PILAR DE TRANSVERSAL
- P3 - PILAR DE LONGARÃO

OPÇÕES DE REFORÇO

OPÇÃO	REFORÇO
1	2 Ø 10
2	2 Ø 12
3	2 Ø 14
4	2 Ø 16
5	2 Ø 18
6	2 Ø 20
7	2 Ø 22
8	2 Ø 24
9	2 Ø 26
10	2 Ø 28
11	2 Ø 30
12	2 Ø 32
13	2 Ø 34
14	2 Ø 36
15	2 Ø 38
16	2 Ø 40
17	2 Ø 42
18	2 Ø 44
19	2 Ø 46
20	2 Ø 48
21	2 Ø 50
22	2 Ø 52
23	2 Ø 54
24	2 Ø 56
25	2 Ø 58
26	2 Ø 60
27	2 Ø 62
28	2 Ø 64
29	2 Ø 66
30	2 Ø 68
31	2 Ø 70
32	2 Ø 72
33	2 Ø 74
34	2 Ø 76
35	2 Ø 78
36	2 Ø 80
37	2 Ø 82
38	2 Ø 84
39	2 Ø 86
40	2 Ø 88
41	2 Ø 90
42	2 Ø 92
43	2 Ø 94
44	2 Ø 96
45	2 Ø 98
46	2 Ø 100

DETALHE 1
MARGEM DE SEGURANÇA DOS PILARES



GEOMETRIA DOS PILARES ESPECIAIS

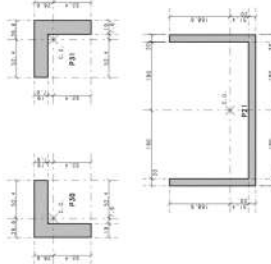
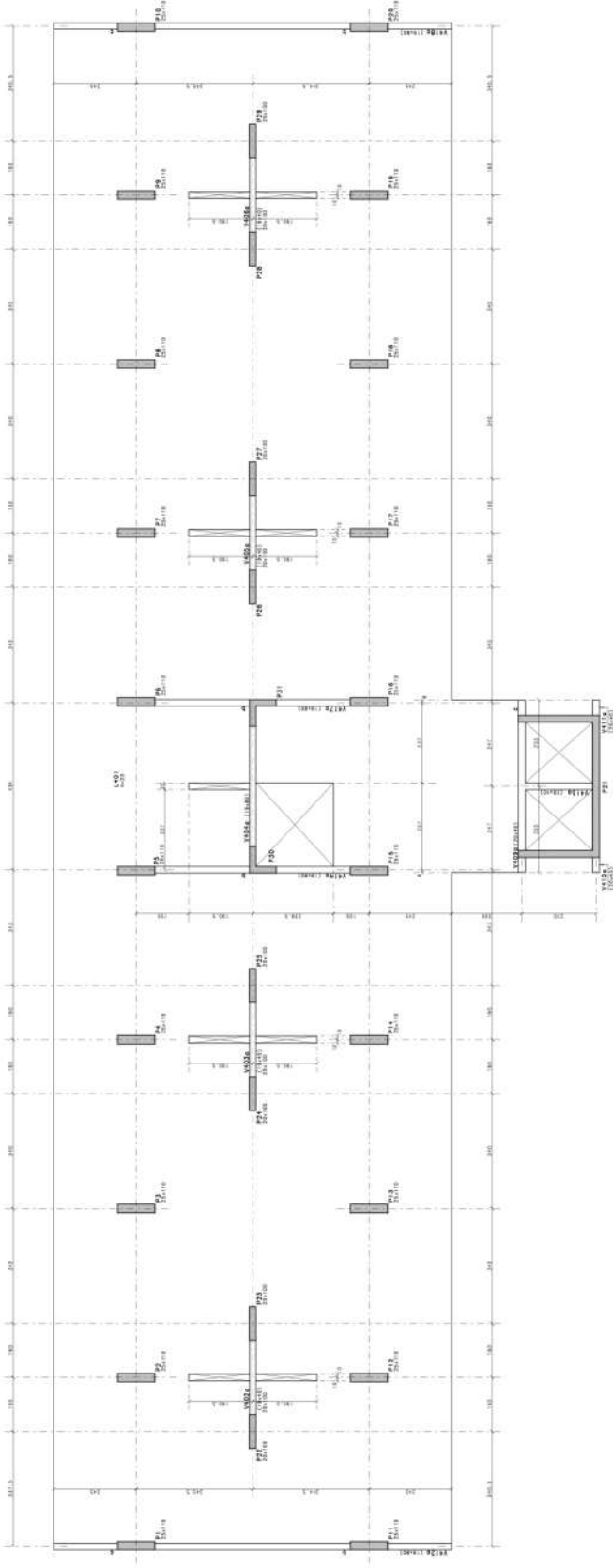
PROJETO	ESTRUTURAL
PROJETO FINAL 2	
ANDRÉ BUCHMANN MILLER - 140130055	
PEDRO REZENDE PORTO - 140170081	
PROJETO DE ESTRUTURA	
ANDRÉ MILLER E PEDRO PORTO	
JACAREPAGUÁ - RODO JACAREBÚ	
FORMA DO 3o PAVIMENTO	
005	

FORMA DO 3o PAVIMENTO

CONVENÇÃO DOS PILARES

-  PILAR COM ALTURA
-  PILAR SEM ALTURA
-  PILAR COM ALTURA E PROFUNDIDADE

1	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
2	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
3	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
4	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
5	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
6	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
7	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
8	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
9	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
10	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
11	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
12	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
13	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
14	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
15	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
16	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
17	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
18	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
19	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
20	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
21	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
22	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
23	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
24	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
25	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
26	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
27	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
28	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
29	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
30	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
31	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
32	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
33	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
34	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
35	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
36	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
37	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
38	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
39	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
40	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
41	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
42	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
43	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
44	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
45	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
46	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
47	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
48	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
49	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO
50	CORTES ESPECIAIS DO LAJE DE CONCRETO



GEOMETRIA DOS PILARES ESPECIAIS

PROJETO	ESTRUTURAL
PROJETO FINAL	PROJETO DE ESTRUTURA
PROJETO FINAL 2	
ANDRE BUCHMANN/MILLER - 140130055	
PEDRO REZENDE PORTO - 140170081	
PROJETO DE ESTRUTURA	
ANDRE MILLER E PEDRO PORTO	
JACARA/PABIANA - RODO DE JACARA RENT	
FORMA DO PAVIMENTO	
NUMERO	006

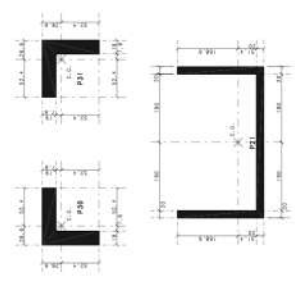
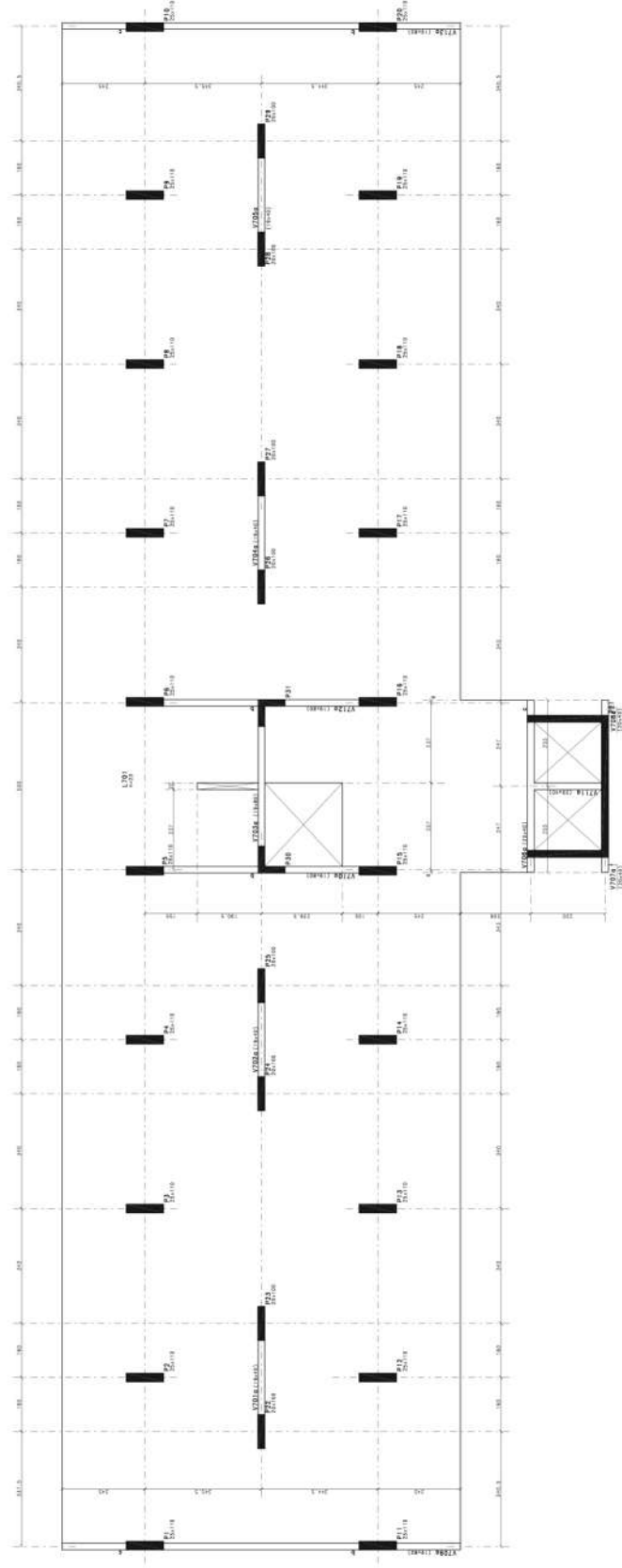
FORMA DO 4o, 7o E 10o PAVIMENTO

CONVENÇÃO DOS PILARES

- PILAR LIVRE
- PILAR FIXO
- PILAR SEMI-FIXO

OPÇÃO DE CORTES

1	1-1	1-1
2	2-2	2-2
3	3-3	3-3
4	4-4	4-4
5	5-5	5-5
6	6-6	6-6
7	7-7	7-7
8	8-8	8-8
9	9-9	9-9
10	10-10	10-10
11	11-11	11-11
12	12-12	12-12
13	13-13	13-13
14	14-14	14-14
15	15-15	15-15
16	16-16	16-16
17	17-17	17-17
18	18-18	18-18
19	19-19	19-19
20	20-20	20-20
21	21-21	21-21
22	22-22	22-22
23	23-23	23-23
24	24-24	24-24
25	25-25	25-25
26	26-26	26-26
27	27-27	27-27
28	28-28	28-28
29	29-29	29-29
30	30-30	30-30
31	31-31	31-31
32	32-32	32-32
33	33-33	33-33
34	34-34	34-34
35	35-35	35-35
36	36-36	36-36
37	37-37	37-37
38	38-38	38-38
39	39-39	39-39
40	40-40	40-40
41	41-41	41-41
42	42-42	42-42
43	43-43	43-43
44	44-44	44-44
45	45-45	45-45
46	46-46	46-46
47	47-47	47-47
48	48-48	48-48
49	49-49	49-49
50	50-50	50-50
51	51-51	51-51
52	52-52	52-52
53	53-53	53-53
54	54-54	54-54
55	55-55	55-55
56	56-56	56-56
57	57-57	57-57
58	58-58	58-58
59	59-59	59-59
60	60-60	60-60
61	61-61	61-61
62	62-62	62-62
63	63-63	63-63
64	64-64	64-64
65	65-65	65-65
66	66-66	66-66
67	67-67	67-67
68	68-68	68-68
69	69-69	69-69
70	70-70	70-70
71	71-71	71-71
72	72-72	72-72
73	73-73	73-73
74	74-74	74-74
75	75-75	75-75
76	76-76	76-76
77	77-77	77-77
78	78-78	78-78
79	79-79	79-79
80	80-80	80-80
81	81-81	81-81
82	82-82	82-82
83	83-83	83-83
84	84-84	84-84
85	85-85	85-85
86	86-86	86-86
87	87-87	87-87
88	88-88	88-88
89	89-89	89-89
90	90-90	90-90
91	91-91	91-91
92	92-92	92-92
93	93-93	93-93
94	94-94	94-94
95	95-95	95-95
96	96-96	96-96
97	97-97	97-97
98	98-98	98-98
99	99-99	99-99
100	100-100	100-100

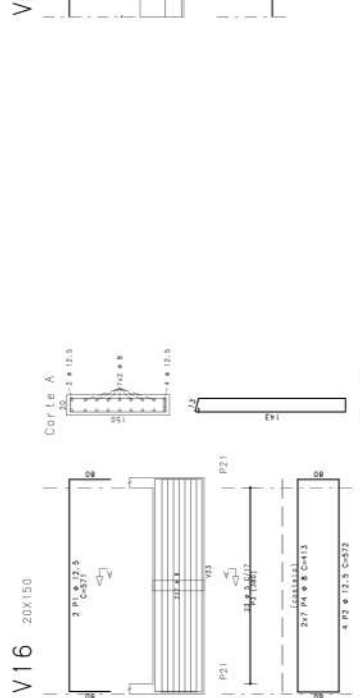
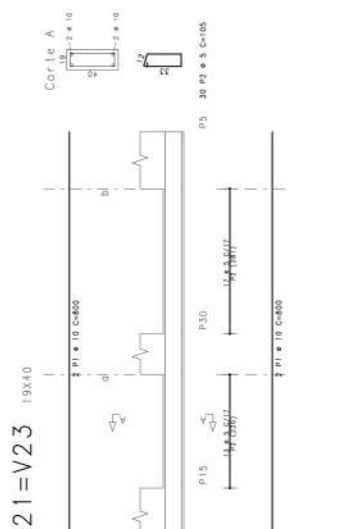
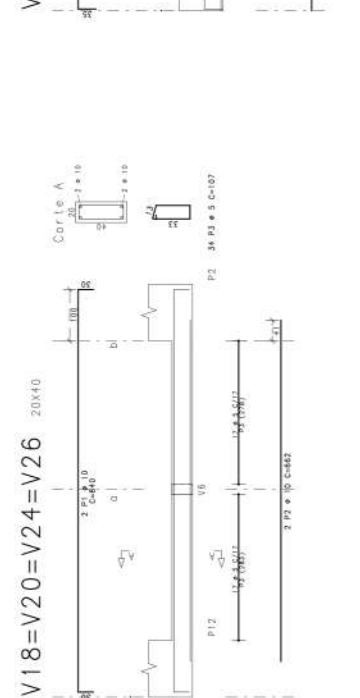
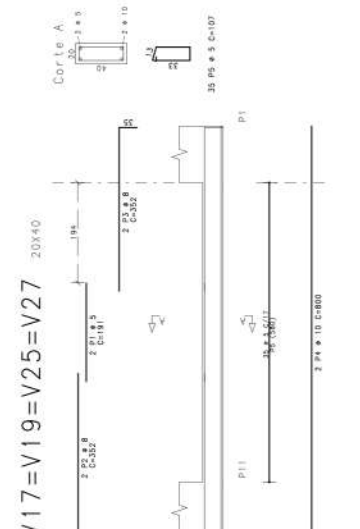
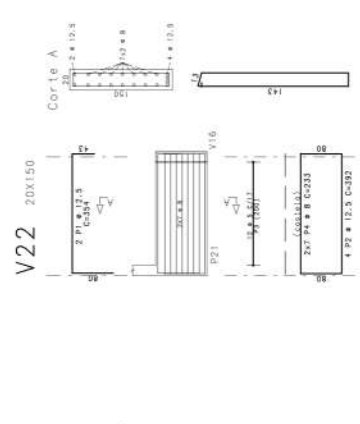
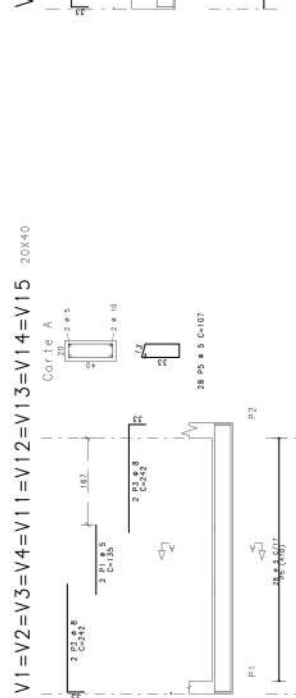
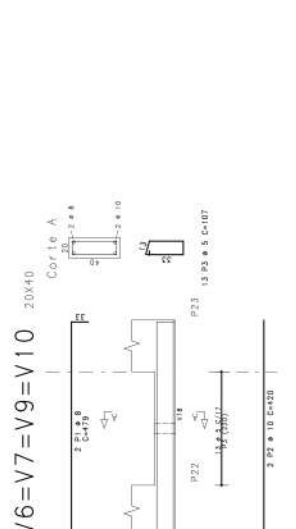
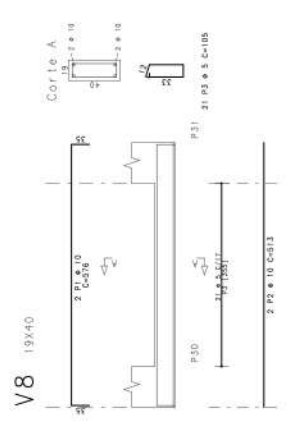


GEOMETRIA DOS PILARES ESPECIAIS

PROJETO	ESTRUTURAL	DESCRIÇÃO
PROJETO FINAL	PROJETO DE ESTRUTURA	
PROJETO	ANDRÉ MULLER E PEDRO PORTO	
PROJETO	JACAREPAGUÁ - RODOVIÁRIO	
PROJETO	FORMA DA COBERTURA	
PROJETO	009	

FORMA DA COBERTURA

ACO	PES	BILT	UNIT	COMPRIMENTO	UNID.	TOTAL
V1=V2=V3=V4=V11=V12=V13=V14=V15	20x40	1	m	103	m	2060
V6=V7=V8=V9=V10	20x40	1	m	103	m	2060
V16	20x150	1	m	150	m	150
V17=V18=V19=V20=V21=V22=V23=V24=V25=V26	20x40	1	m	103	m	2060
V27	18x40	1	m	103	m	1030
V28=V29=V30=V31=V32=V33=V34=V35=V36=V37=V38=V39=V40=V41=V42=V43=V44=V45=V46=V47=V48=V49=V50=V51=V52=V53=V54=V55=V56=V57=V58=V59=V60=V61=V62=V63=V64=V65=V66=V67=V68=V69=V70=V71=V72=V73=V74=V75=V76=V77=V78=V79=V80=V81=V82=V83=V84=V85=V86=V87=V88=V89=V90=V91=V92=V93=V94=V95=V96=V97=V98=V99=V100	18x40	1	m	103	m	1030

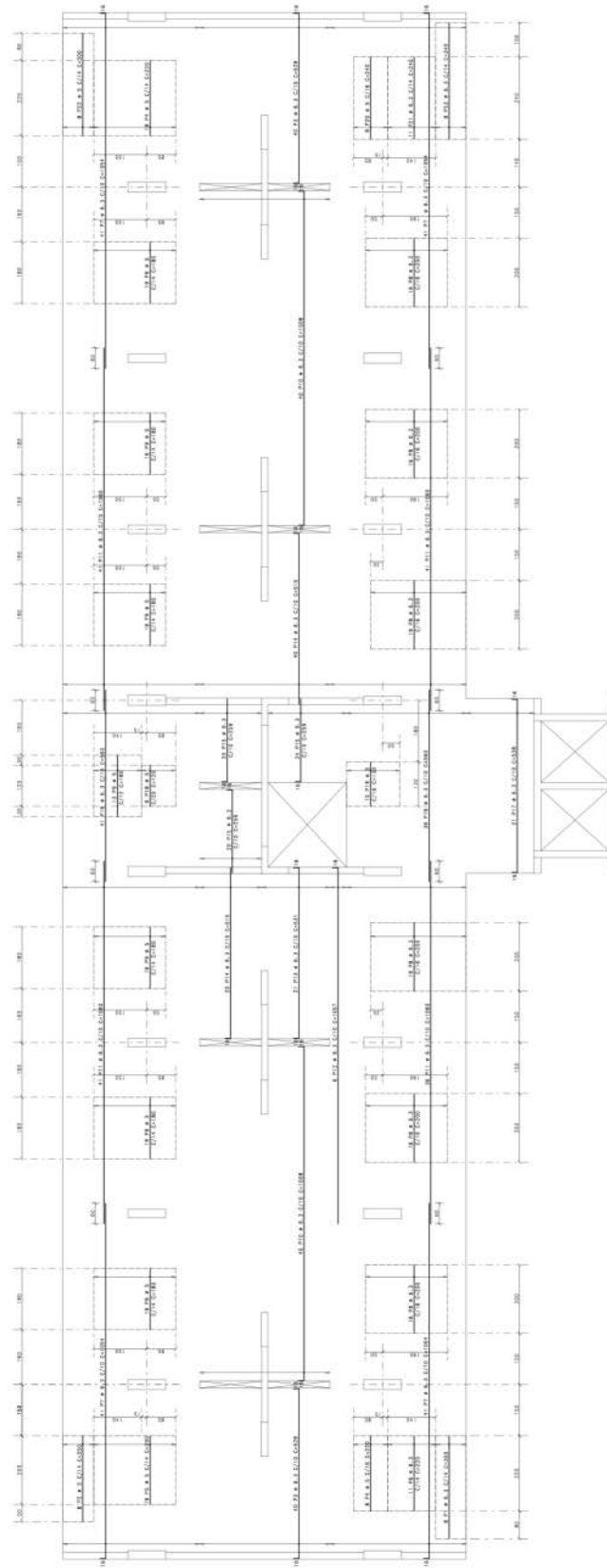


ACO	BILT	COMP	PESO
600	10	100	1000
500	8	80	800
400	6	60	600
300	4	40	400
200	3	30	300
100	2	20	200
50	1	10	100
TOTAL			4200

PROJETO DE ESTRUTURA	010
PROJETO FINAL	
ANDRE MULLER E PEDRO PORTO	
JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO RJ	
TÉRREO	
ARMACOES DAS VIGAS	
PROJETO FINAL	
ANDRE MULLER E PEDRO PORTO	
JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO RJ	
TÉRREO	
ARMACOES DAS VIGAS	

ITEM	QUANTIDADE	UNIDADE	VALOR UNITÁRIO	VALOR TOTAL
1001	1000	M²	10,00	10000,00
1002	2000	M²	20,00	40000,00
1003	3000	M²	30,00	90000,00
1004	4000	M²	40,00	160000,00
1005	5000	M²	50,00	250000,00
1006	6000	M²	60,00	360000,00
1007	7000	M²	70,00	490000,00
1008	8000	M²	80,00	640000,00
1009	9000	M²	90,00	810000,00
1010	10000	M²	100,00	1000000,00
1011	11000	M²	110,00	1210000,00
1012	12000	M²	120,00	1440000,00
1013	13000	M²	130,00	1690000,00
1014	14000	M²	140,00	1960000,00
1015	15000	M²	150,00	2250000,00
1016	16000	M²	160,00	2560000,00
1017	17000	M²	170,00	2890000,00
1018	18000	M²	180,00	3240000,00
1019	19000	M²	190,00	3610000,00
1020	20000	M²	200,00	4000000,00
1021	21000	M²	210,00	4410000,00
1022	22000	M²	220,00	4840000,00
1023	23000	M²	230,00	5290000,00
1024	24000	M²	240,00	5760000,00
1025	25000	M²	250,00	6250000,00
1026	26000	M²	260,00	6760000,00
1027	27000	M²	270,00	7290000,00
1028	28000	M²	280,00	7840000,00
1029	29000	M²	290,00	8410000,00
1030	30000	M²	300,00	9000000,00

PROJETO	PROJETO DE ESTRUTURA
CLIENTE	ANDRÉ MULLER E FÉDERICO
LOCAL	JACARAPÁLIA - RIO DE JANEIRO
DATA	2014 - 05 - 28



DETALHE GERAL DO POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NA LAJE

ARMADURA SUPERIOR: 10x10cm @ 20cm

ARMADURA INFERIOR: 10x10cm @ 20cm

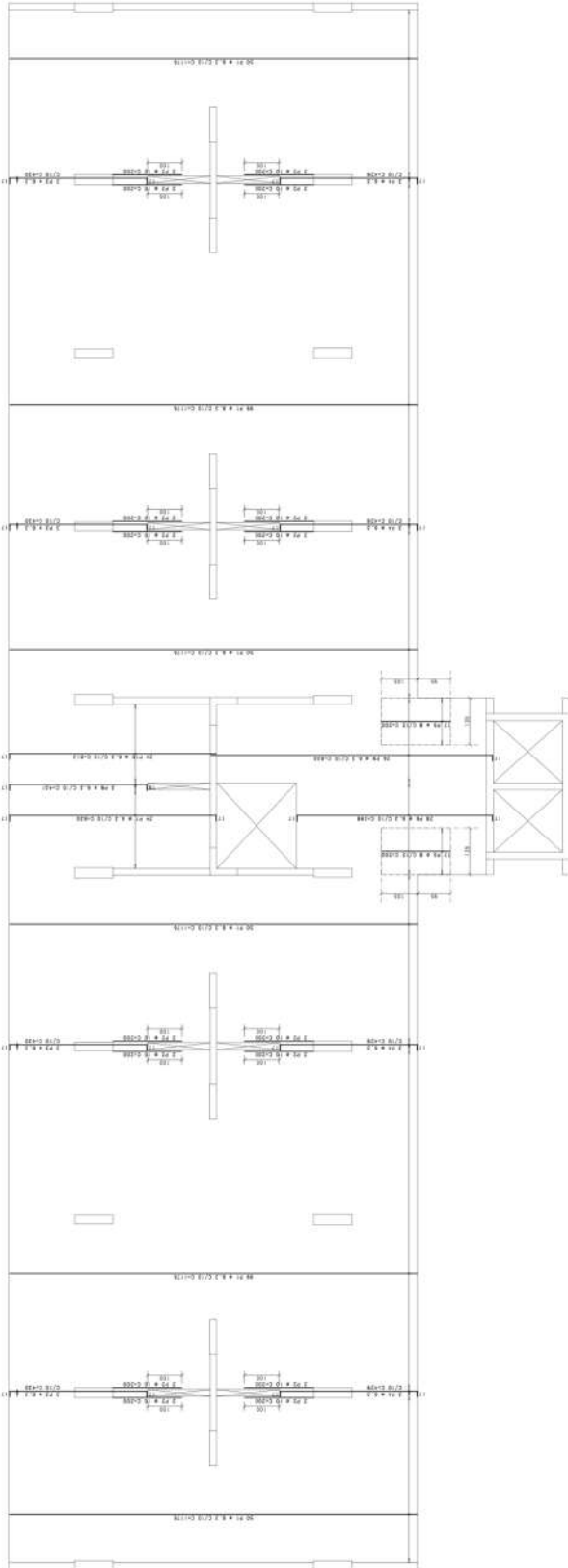
ARMADURA PERÍMETRO: 10x10cm @ 20cm

PROJETO FINAL	PROJETO DE ESTRUTURA
PROJETO	ANDRÉ MULLER E FÉDERICO
CLIENTE	JACARAPÁLIA - RIO DE JANEIRO
DATA	2014 - 05 - 28
PROJETO	PROJETO DE ESTRUTURA
CLIENTE	ANDRÉ MULLER E FÉDERICO
LOCAL	JACARAPÁLIA - RIO DE JANEIRO
DATA	2014 - 05 - 28

LAJES DO 1o, 4o, 7o E 10o PAVIMENTO
ARMADURAS POSITIVAS HORIZONTAIS

NOTAS			
Nº	CONT.	DATA	RESPONSÁVEL
01	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
02	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
03	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
04	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
05	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
06	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
07	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
08	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
09	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
10	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO

TÍTULOS	
Nº	CONT.
01	REVISÃO
02	REVISÃO
03	REVISÃO
04	REVISÃO
05	REVISÃO
06	REVISÃO
07	REVISÃO
08	REVISÃO
09	REVISÃO
10	REVISÃO



ARMADURA DE REFORÇO DE CIMENTAÇÃO, POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS DE REFORÇO DE CIMENTAÇÃO PARA AS LAJES DE PAVIMENTO. REVISÃO FINAL - 10/01/2007. PROJETO DE RECONSTRUÇÃO DE PAVIMENTO DE CIMENTAÇÃO, RECONSTRUÇÃO DAS LAJES DE PAVIMENTO. REVISÃO FINAL - 10/01/2007. PROJETO DE RECONSTRUÇÃO DE PAVIMENTO DE CIMENTAÇÃO, RECONSTRUÇÃO DAS LAJES DE PAVIMENTO.

DETALHE GENÉRICO
POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS DE REFORÇO DE CIMENTAÇÃO, RECONSTRUÇÃO DAS LAJES DE PAVIMENTO.

LAJES DO 1.º, 4.º, 7.º E 10.º PAVIMENTO
ARMADURAS POSITIVAS VERTICAIS
1/A

Nº	CONT.	DATA	RESPONSÁVEL
01	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
02	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
03	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
04	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
05	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
06	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
07	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
08	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
09	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO
10	REVISÃO	10/01/2007	ELABORADO

PROJETO FINAL 2
ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055
PEDRO REZENDE PORDE - 140170081

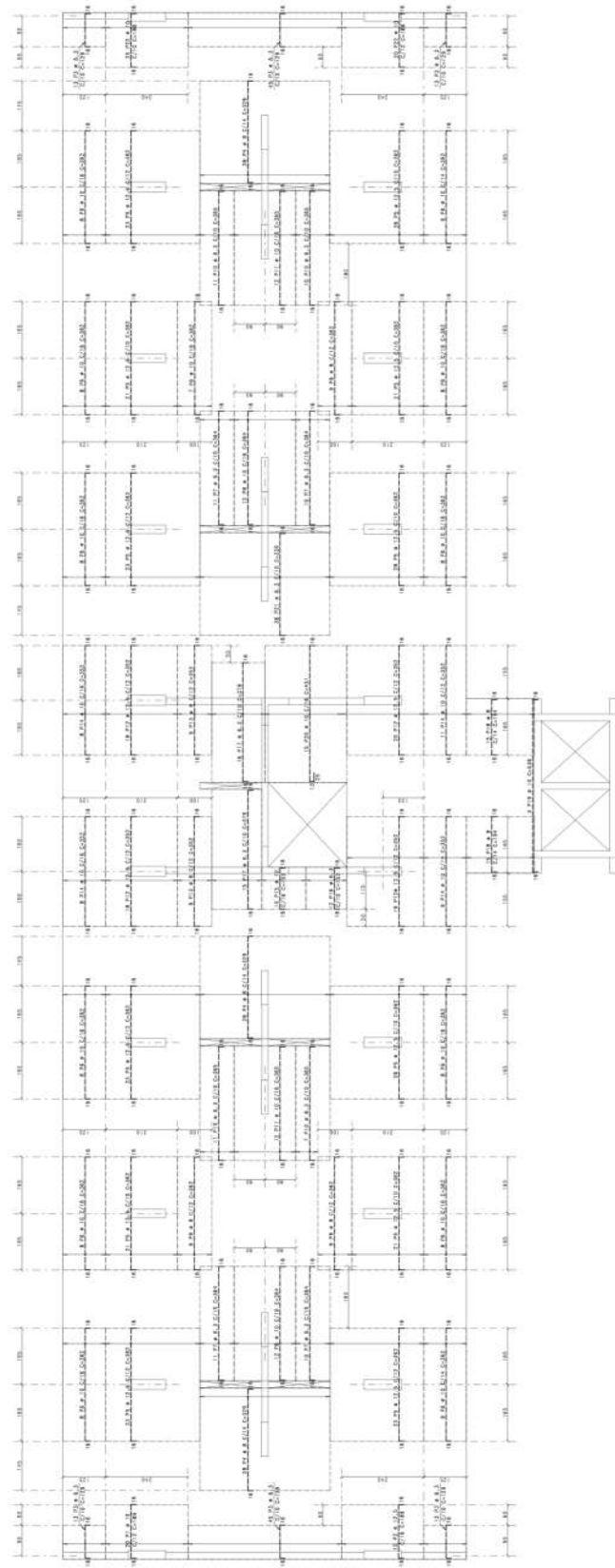
PROJETO DE ESTRUTURA
ANDRÉ MULLER E FREDRIKORST
JACARAPABUA - RODO JACARAPUÁ

LAJES DO 1.º-4.º-7.º E 10.º PAV
ARM POSITIVAS VERTICAIS

012

ITEM	QUANTIDADE	UNIDADE	VALOR UNITÁRIO	VALOR TOTAL
1	100	m²	100,00	10.000,00
2	200	m²	200,00	40.000,00
3	300	m²	300,00	90.000,00
4	400	m²	400,00	160.000,00
5	500	m²	500,00	250.000,00
6	600	m²	600,00	360.000,00
7	700	m²	700,00	490.000,00
8	800	m²	800,00	640.000,00
9	900	m²	900,00	810.000,00
10	1000	m²	1000,00	1.000.000,00
11	1100	m²	1100,00	1.210.000,00
12	1200	m²	1200,00	1.440.000,00
13	1300	m²	1300,00	1.690.000,00
14	1400	m²	1400,00	1.960.000,00
15	1500	m²	1500,00	2.250.000,00
16	1600	m²	1600,00	2.560.000,00
17	1700	m²	1700,00	2.890.000,00
18	1800	m²	1800,00	3.240.000,00
19	1900	m²	1900,00	3.610.000,00
20	2000	m²	2000,00	4.000.000,00

ITEM	QUANTIDADE	UNIDADE	VALOR UNITÁRIO	VALOR TOTAL
1	100	m²	100,00	10.000,00
2	200	m²	200,00	40.000,00
3	300	m²	300,00	90.000,00
4	400	m²	400,00	160.000,00
5	500	m²	500,00	250.000,00
6	600	m²	600,00	360.000,00
7	700	m²	700,00	490.000,00
8	800	m²	800,00	640.000,00
9	900	m²	900,00	810.000,00
10	1000	m²	1000,00	1.000.000,00
11	1100	m²	1100,00	1.210.000,00
12	1200	m²	1200,00	1.440.000,00
13	1300	m²	1300,00	1.690.000,00
14	1400	m²	1400,00	1.960.000,00
15	1500	m²	1500,00	2.250.000,00
16	1600	m²	1600,00	2.560.000,00
17	1700	m²	1700,00	2.890.000,00
18	1800	m²	1800,00	3.240.000,00
19	1900	m²	1900,00	3.610.000,00
20	2000	m²	2000,00	4.000.000,00



ATENÇÃO:
O POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS DESEMPENHA UM PAPEL FUNDAMENTAL NO COMPORTAMENTO DE FLEXÃO COM CASOS MÍNIMOS COM O CASO PRINCIPALMENTE NOS BALANÇOS.

DETALHE GERAL DO POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NA LAJE

LAJES DO 1o, 4o, 7o E 10o PAVIMENTO
ARMADURAS NEGATIVAS HORIZONTAIS

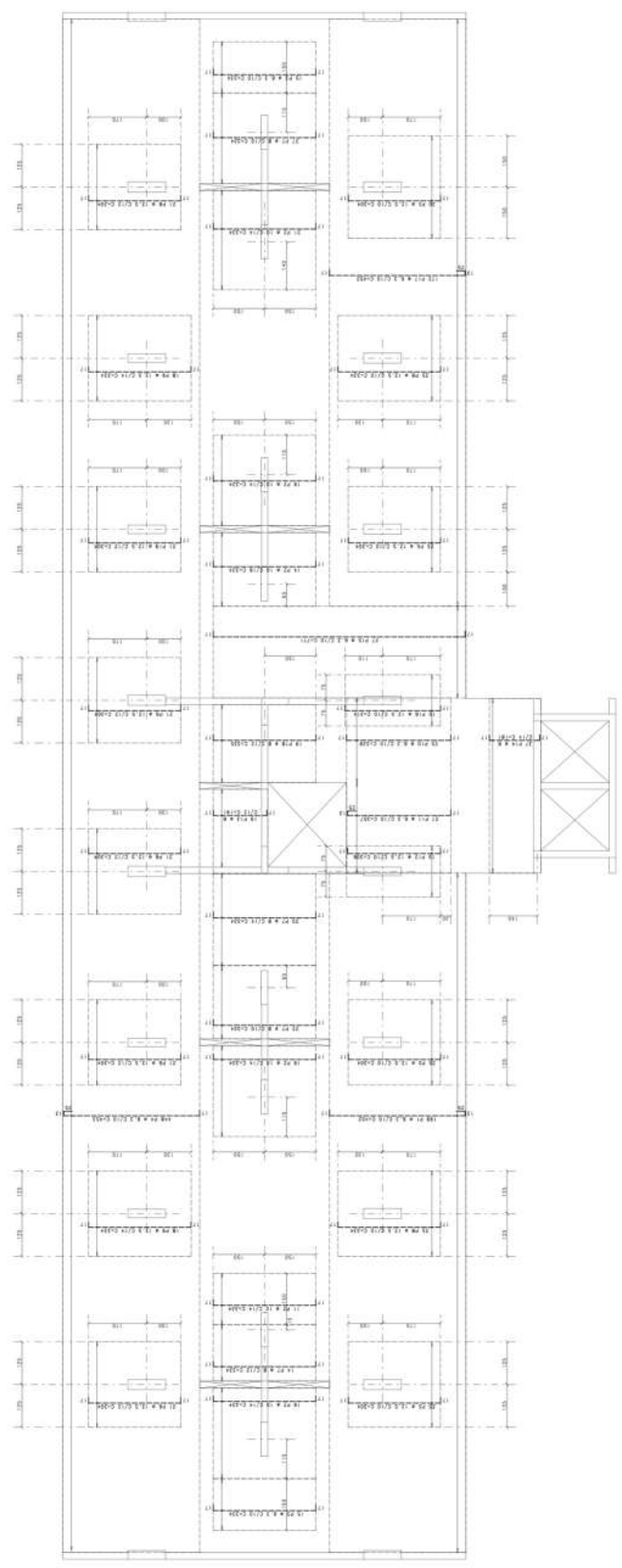
PROJETO FINAL 2	ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055
PROJETO DE ESTRUTURA	PEDRO REZENDE PORTO - 140170081
PROJETO FINAL	ANDRÉ MULLER E PEDRO PORTO
PROJETO FINAL	JACAREPAGUÁ - BLOCO JABERONJI
LAJES DO 1o-4o-7o E 10o PAV	ARMADURAS NEGATIVAS HORIZONTAIS
013	

ITEM	QUANT.	UNID.	VALOR UNITÁRIO	TOTAL
1	1	m²	10,00	10,00
2	1	m²	10,00	10,00
3	1	m²	10,00	10,00
4	1	m²	10,00	10,00
5	1	m²	10,00	10,00
6	1	m²	10,00	10,00
7	1	m²	10,00	10,00
8	1	m²	10,00	10,00
9	1	m²	10,00	10,00
10	1	m²	10,00	10,00
11	1	m²	10,00	10,00
12	1	m²	10,00	10,00
13	1	m²	10,00	10,00
14	1	m²	10,00	10,00
15	1	m²	10,00	10,00
16	1	m²	10,00	10,00
17	1	m²	10,00	10,00
18	1	m²	10,00	10,00
19	1	m²	10,00	10,00
20	1	m²	10,00	10,00
21	1	m²	10,00	10,00
22	1	m²	10,00	10,00
23	1	m²	10,00	10,00
24	1	m²	10,00	10,00
25	1	m²	10,00	10,00
26	1	m²	10,00	10,00
27	1	m²	10,00	10,00
28	1	m²	10,00	10,00
29	1	m²	10,00	10,00
30	1	m²	10,00	10,00
31	1	m²	10,00	10,00
32	1	m²	10,00	10,00
33	1	m²	10,00	10,00
34	1	m²	10,00	10,00
35	1	m²	10,00	10,00
36	1	m²	10,00	10,00
37	1	m²	10,00	10,00
38	1	m²	10,00	10,00
39	1	m²	10,00	10,00
40	1	m²	10,00	10,00
41	1	m²	10,00	10,00
42	1	m²	10,00	10,00
43	1	m²	10,00	10,00
44	1	m²	10,00	10,00
45	1	m²	10,00	10,00
46	1	m²	10,00	10,00
47	1	m²	10,00	10,00
48	1	m²	10,00	10,00
49	1	m²	10,00	10,00
50	1	m²	10,00	10,00
51	1	m²	10,00	10,00
52	1	m²	10,00	10,00
53	1	m²	10,00	10,00
54	1	m²	10,00	10,00
55	1	m²	10,00	10,00
56	1	m²	10,00	10,00
57	1	m²	10,00	10,00
58	1	m²	10,00	10,00
59	1	m²	10,00	10,00
60	1	m²	10,00	10,00
61	1	m²	10,00	10,00
62	1	m²	10,00	10,00
63	1	m²	10,00	10,00
64	1	m²	10,00	10,00
65	1	m²	10,00	10,00
66	1	m²	10,00	10,00
67	1	m²	10,00	10,00
68	1	m²	10,00	10,00
69	1	m²	10,00	10,00
70	1	m²	10,00	10,00
71	1	m²	10,00	10,00
72	1	m²	10,00	10,00
73	1	m²	10,00	10,00
74	1	m²	10,00	10,00
75	1	m²	10,00	10,00
76	1	m²	10,00	10,00
77	1	m²	10,00	10,00
78	1	m²	10,00	10,00
79	1	m²	10,00	10,00
80	1	m²	10,00	10,00
81	1	m²	10,00	10,00
82	1	m²	10,00	10,00
83	1	m²	10,00	10,00
84	1	m²	10,00	10,00
85	1	m²	10,00	10,00
86	1	m²	10,00	10,00
87	1	m²	10,00	10,00
88	1	m²	10,00	10,00
89	1	m²	10,00	10,00
90	1	m²	10,00	10,00
91	1	m²	10,00	10,00
92	1	m²	10,00	10,00
93	1	m²	10,00	10,00
94	1	m²	10,00	10,00
95	1	m²	10,00	10,00
96	1	m²	10,00	10,00
97	1	m²	10,00	10,00
98	1	m²	10,00	10,00
99	1	m²	10,00	10,00
100	1	m²	10,00	10,00

ITEM	QUANT.	UNID.	VALOR UNITÁRIO	TOTAL
1	1	m²	10,00	10,00
2	1	m²	10,00	10,00
3	1	m²	10,00	10,00
4	1	m²	10,00	10,00
5	1	m²	10,00	10,00
6	1	m²	10,00	10,00
7	1	m²	10,00	10,00
8	1	m²	10,00	10,00
9	1	m²	10,00	10,00
10	1	m²	10,00	10,00
11	1	m²	10,00	10,00
12	1	m²	10,00	10,00
13	1	m²	10,00	10,00
14	1	m²	10,00	10,00
15	1	m²	10,00	10,00
16	1	m²	10,00	10,00
17	1	m²	10,00	10,00
18	1	m²	10,00	10,00
19	1	m²	10,00	10,00
20	1	m²	10,00	10,00
21	1	m²	10,00	10,00
22	1	m²	10,00	10,00
23	1	m²	10,00	10,00
24	1	m²	10,00	10,00
25	1	m²	10,00	10,00
26	1	m²	10,00	10,00
27	1	m²	10,00	10,00
28	1	m²	10,00	10,00
29	1	m²	10,00	10,00
30	1	m²	10,00	10,00
31	1	m²	10,00	10,00
32	1	m²	10,00	10,00
33	1	m²	10,00	10,00
34	1	m²	10,00	10,00
35	1	m²	10,00	10,00
36	1	m²	10,00	10,00
37	1	m²	10,00	10,00
38	1	m²	10,00	10,00
39	1	m²	10,00	10,00
40	1	m²	10,00	10,00
41	1	m²	10,00	10,00
42	1	m²	10,00	10,00
43	1	m²	10,00	10,00
44	1	m²	10,00	10,00
45	1	m²	10,00	10,00
46	1	m²	10,00	10,00
47	1	m²	10,00	10,00
48	1	m²	10,00	10,00
49	1	m²	10,00	10,00
50	1	m²	10,00	10,00
51	1	m²	10,00	10,00
52	1	m²	10,00	10,00
53	1	m²	10,00	10,00
54	1	m²	10,00	10,00
55	1	m²	10,00	10,00
56	1	m²	10,00	10,00
57	1	m²	10,00	10,00
58	1	m²	10,00	10,00
59	1	m²	10,00	10,00
60	1	m²	10,00	10,00
61	1	m²	10,00	10,00
62	1	m²	10,00	10,00
63	1	m²	10,00	10,00
64	1	m²	10,00	10,00
65	1	m²	10,00	10,00
66	1	m²	10,00	10,00
67	1	m²	10,00	10,00
68	1	m²	10,00	10,00
69	1	m²	10,00	10,00
70	1	m²	10,00	10,00
71	1	m²	10,00	10,00
72	1	m²	10,00	10,00
73	1	m²	10,00	10,00
74	1	m²	10,00	10,00
75	1	m²	10,00	10,00
76	1	m²	10,00	10,00
77	1	m²	10,00	10,00
78	1	m²	10,00	10,00
79	1	m²	10,00	10,00
80	1	m²	10,00	10,00
81	1	m²	10,00	10,00
82	1	m²	10,00	10,00
83	1	m²	10,00	10,00
84	1	m²	10,00	10,00
85	1	m²	10,00	10,00
86	1	m²	10,00	10,00
87	1	m²	10,00	10,00
88	1	m²	10,00	10,00
89	1	m²	10,00	10,00
90	1	m²	10,00	10,00
91	1	m²	10,00	10,00
92	1	m²	10,00	10,00
93	1	m²	10,00	10,00
94	1	m²	10,00	10,00
95	1	m²	10,00	10,00
96	1	m²	10,00	10,00
97	1	m²	10,00	10,00
98	1	m²	10,00	10,00
99	1	m²	10,00	10,00
100	1	m²	10,00	10,00

ATENÇÃO:
 O POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS DEVE SER SEQUENCIADO DE ACORDO COM O DETALHE GERAL DE POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS DESEMPENHADAS POR BALISCA PRINCIPALMENTE NOS BALANÇOS.

DETALHE GERAL
 POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NA LAJE

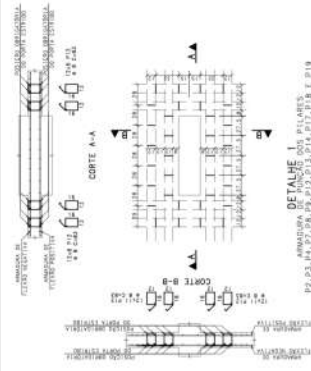


LAJES DO 4º, 7º E 10º PAVIMENTO
 ARMADURAS POSITIVAS VERTICAIS

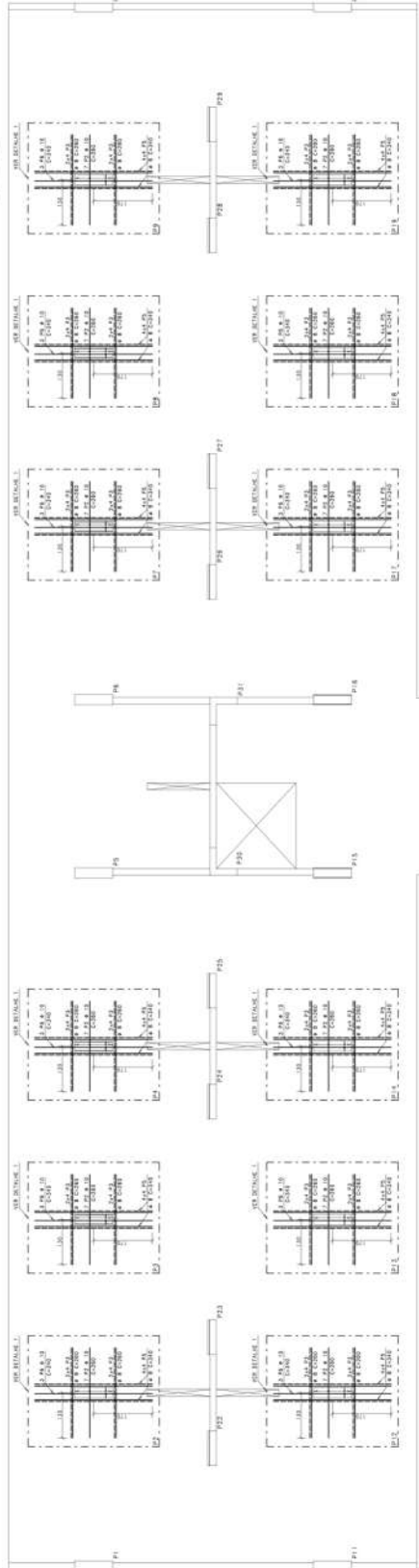
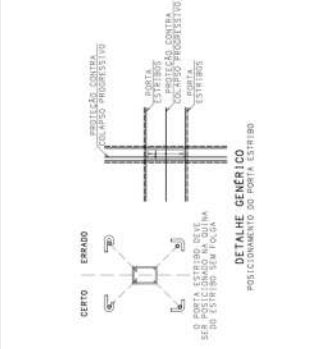
PROJETO FINAL	PROJETO DE ESTRUTURA
ANDRE MULLER E FREDERICO	
JACAREPAQUARA - BOQUEIRÃO	
LAJES DO 4º, 7º E 10º PAV	
ARM. NEGATIVAS VERTICAIS	
014	

RES.	QTD.	DIM.	COMPRIMENTO	RES.	QTD.	DIM.	COMPRIMENTO
100	100	100	100	100	100	100	100
100	100	100	100	100	100	100	100
100	100	100	100	100	100	100	100
100	100	100	100	100	100	100	100
100	100	100	100	100	100	100	100
100	100	100	100	100	100	100	100
100	100	100	100	100	100	100	100
100	100	100	100	100	100	100	100
100	100	100	100	100	100	100	100
100	100	100	100	100	100	100	100

RES.	QTD.	DIM.	COMPRIMENTO
100	100	100	100
100	100	100	100
100	100	100	100
100	100	100	100
100	100	100	100
100	100	100	100
100	100	100	100
100	100	100	100
100	100	100	100
100	100	100	100



DETALHE I
ARMADURA DE FUNDOS DOS PILARES
P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18 E P19



ATENÇÃO:
O POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS DESEMPENHARÁ SEU PAPEL PRINCIPALMENTE NO CASO DE BALANÇO.

ARMADURA PARA OS CORTES, POSICIONADA DE ACORDO COM OS CORTES
ARMADURA PARA OS CORTES, POSICIONADA DE ACORDO COM OS CORTES
ARMADURA PARA OS CORTES, POSICIONADA DE ACORDO COM OS CORTES
ARMADURA PARA OS CORTES, POSICIONADA DE ACORDO COM OS CORTES

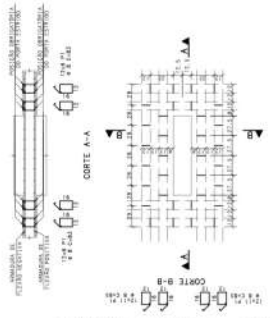
DETALHE GERAL DO
POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NA LAJE
SEM TELA

PROJETO	PROJETO	PROJETO	PROJETO
PROJETO FINAL	PROJETO FINAL	PROJETO FINAL	PROJETO FINAL
ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055	ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055	ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055	ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055
PEDRO REZENDE PORTO - 140170081	PEDRO REZENDE PORTO - 140170081	PEDRO REZENDE PORTO - 140170081	PEDRO REZENDE PORTO - 140170081
JACARAPUÁ - RIO DE JANEIRO	JACARAPUÁ - RIO DE JANEIRO	JACARAPUÁ - RIO DE JANEIRO	JACARAPUÁ - RIO DE JANEIRO
LAJE DO 1o PAVIMENTO	LAJE DO 1o PAVIMENTO	LAJE DO 1o PAVIMENTO	LAJE DO 1o PAVIMENTO
ARMADURAS DE PUNÇÃO	ARMADURAS DE PUNÇÃO	ARMADURAS DE PUNÇÃO	ARMADURAS DE PUNÇÃO
015	015	015	015

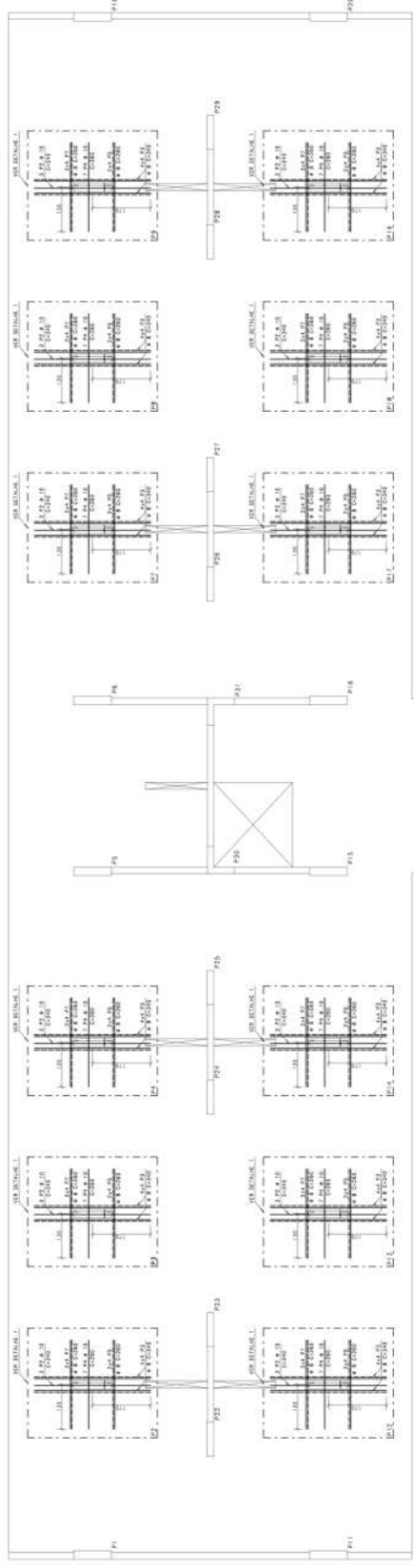
LAJE DO 1o PAVIMENTO
ARMADURAS DE PUNÇÃO

RESUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	VALOR UNITÁRIO	VALOR TOTAL
ARMADURA DE PAVIMENTO	1.000	m²	120,00	120.000,00
LAJES DO 4o, 7o E 10o PAVIMENTO	1.000	m²	100,00	100.000,00
ARMADURAS DE PUNÇÃO	1.000	m²	100,00	100.000,00
TOTAL	3.000	m²	106,67	320.000,00

RESUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	VALOR UNITÁRIO	VALOR TOTAL
ARMADURA DE PAVIMENTO	1.000	m²	120,00	120.000,00
LAJES DO 4o, 7o E 10o PAVIMENTO	1.000	m²	100,00	100.000,00
ARMADURAS DE PUNÇÃO	1.000	m²	100,00	100.000,00
TOTAL	3.000	m²	106,67	320.000,00



DETALHE I
ARMADURA DE PAVIMENTO DOS PILARES
P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 E P9



ATENÇÃO:
O POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS DESEMPENHADAS NO ENTALHE DO PAVIMENTO DEVE SER COM CUIDADO NA LIDE DO LOCAL PRINCIPALMENTE NOS BALANÇOS.

ARMADURA DE PAVIMENTO POSICIONADA POR COLUNA P1
ARMADURA DE PAVIMENTO POSICIONADA POR BALCÃO
ARMADURA DE PAVIMENTO POSICIONADA POR ESTREBO
ARMADURA DE PAVIMENTO POSICIONADA POR PORTA ESTREBO

DETALHE GENEÉRICO
POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NA LAJE
SEM TELA

PROJETO	PROJETO DE ESTRUTURA
PROJETO FINAL 2	ANDRÉ MULLER E FREDERICO
PROJETO FINAL 2	JACAREPAGUÁ - RIO DE JANEIRO
LAJES DO 4o, 7o E 10o PAVIMENTO	ARMADURAS DE PUNÇÃO
016	

LAJES DO 4o, 7o E 10o PAVIMENTO
ARMADURAS DE PUNÇÃO
3X

CÓD.	NOME	D.T.	QTD.		CÓD. MATERIAL	VOLUME	VALOR UNITÁRIO	TOTAL
			REALIZADO	PROJETADO				
1143	LAJE							
1144	LAJE							
1145	LAJE							
1146	LAJE							
1147	LAJE							
1148	LAJE							
1149	LAJE							
1150	LAJE							
1151	LAJE							
1152	LAJE							
1153	LAJE							
1154	LAJE							
1155	LAJE							
1156	LAJE							
1157	LAJE							
1158	LAJE							
1159	LAJE							
1160	LAJE							
1161	LAJE							
1162	LAJE							
1163	LAJE							
1164	LAJE							
1165	LAJE							
1166	LAJE							
1167	LAJE							
1168	LAJE							
1169	LAJE							
1170	LAJE							
1171	LAJE							
1172	LAJE							
1173	LAJE							
1174	LAJE							
1175	LAJE							
1176	LAJE							
1177	LAJE							
1178	LAJE							
1179	LAJE							
1180	LAJE							
1181	LAJE							
1182	LAJE							
1183	LAJE							
1184	LAJE							
1185	LAJE							
1186	LAJE							
1187	LAJE							
1188	LAJE							
1189	LAJE							
1190	LAJE							
1191	LAJE							
1192	LAJE							
1193	LAJE							
1194	LAJE							
1195	LAJE							
1196	LAJE							
1197	LAJE							
1198	LAJE							
1199	LAJE							
1200	LAJE							

CÓD.	NOME	D.T.	QTD.		CÓD. MATERIAL	VOLUME	VALOR UNITÁRIO	TOTAL
			REALIZADO	PROJETADO				
1201	LAJE							
1202	LAJE							
1203	LAJE							
1204	LAJE							
1205	LAJE							
1206	LAJE							
1207	LAJE							
1208	LAJE							
1209	LAJE							
1210	LAJE							

ATENÇÃO:
O POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS DESEMPENHA UM PAPEL FUNDAMENTAL NO COMPORTAMENTO DO PAVIMENTO SOB CARREGAMENTO LOCAL. COISA A SER CONSIDERADA PRINCIPALMENTE NOS BALANÇOS.



DETALHE GERAL DO POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NA LAJE
SEM TELA

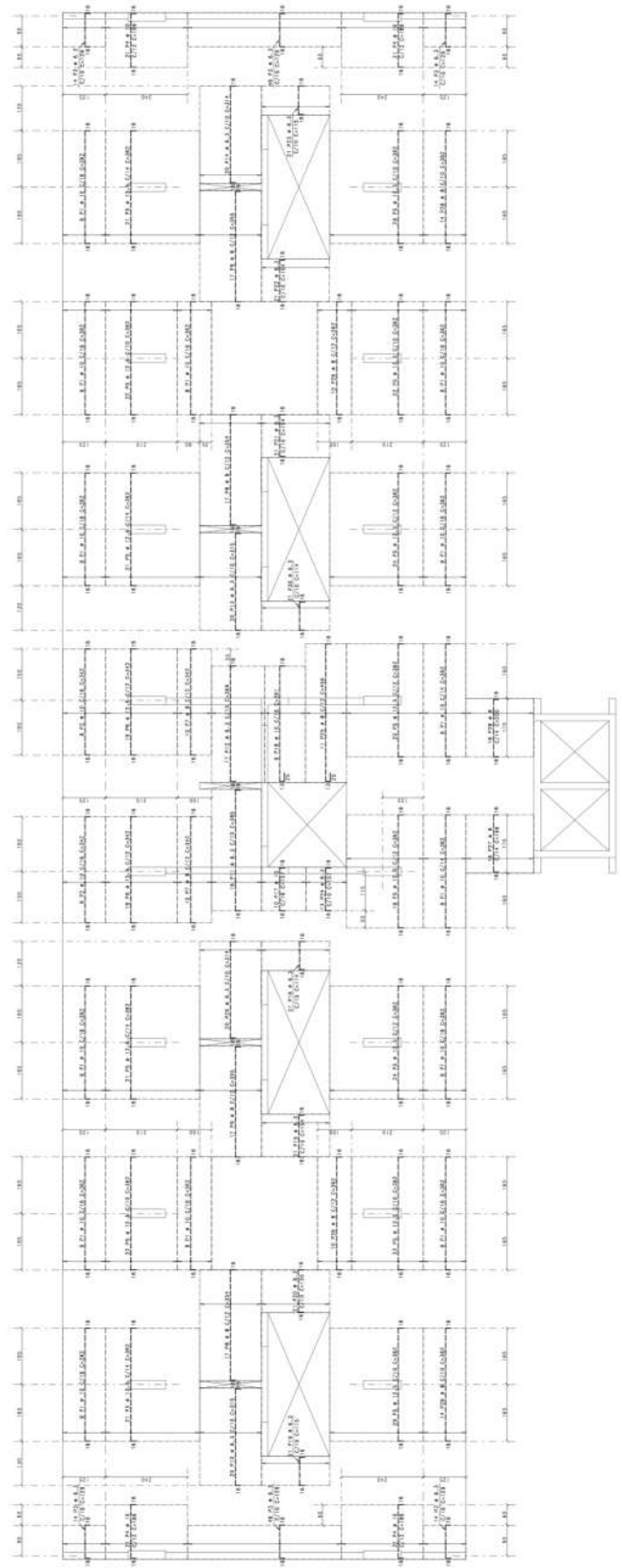
PROJETO FINAL 2
ANDRÉ BUCHMANNMILLER - 140130055
PEDRO REZENDE PORTO - 140170481

PROJETO DE ESTRUTURA

ANDRÉ MILLER E PEDRO PORTO
JACAREPAUVA - BOQUEIRÃO

LAJE DOS PAVIMENTOS GR E SUP
ASIM NEGATIVAS HORIZONTAIS

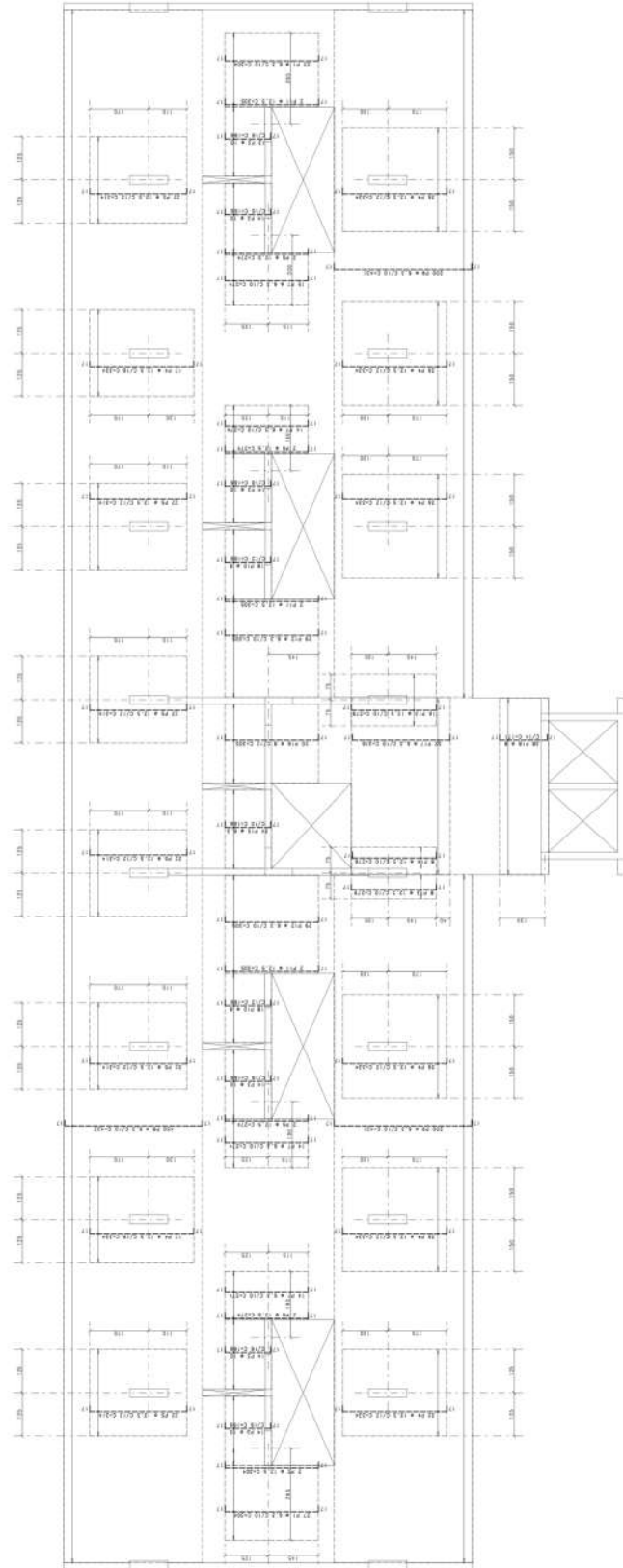
020



LAJES DO 2o, 3o, 5o, 6o, 8o, 9o, 11o E 12o PAVIMENTO
ARMADURAS NEGATIVAS HORIZONTAIS
BX

NUM.	QUANT.	UNID.	DESCRIÇÃO	VALOR UNITÁRIO	TOTAL
1	1	m²	LAJE DE CONCRETO	150,00	150,00
2	1	m²	LAJE DE CIMENTO	150,00	150,00
3	1	m²	LAJE DE ALVENARIA	150,00	150,00
4	1	m²	LAJE DE TUBO	150,00	150,00
5	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
6	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
7	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
8	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
9	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
10	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
11	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
12	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
13	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
14	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
15	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
16	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
17	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
18	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
19	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
20	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
21	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
22	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
23	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
24	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
25	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
26	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
27	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
28	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
29	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
30	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
31	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
32	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
33	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
34	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
35	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
36	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
37	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
38	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
39	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
40	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
41	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
42	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
43	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
44	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
45	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
46	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
47	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
48	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
49	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
50	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
51	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
52	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
53	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
54	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
55	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
56	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
57	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
58	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
59	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
60	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
61	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
62	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
63	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
64	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
65	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
66	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
67	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
68	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
69	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
70	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
71	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
72	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
73	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
74	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
75	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
76	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
77	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
78	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
79	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
80	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
81	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
82	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
83	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
84	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
85	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
86	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
87	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
88	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
89	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
90	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
91	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
92	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
93	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
94	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
95	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
96	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
97	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
98	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
99	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
100	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00

NUM.	QUANT.	UNID.	DESCRIÇÃO	VALOR UNITÁRIO	TOTAL
101	1	m²	LAJE DE CONCRETO	150,00	150,00
102	1	m²	LAJE DE CIMENTO	150,00	150,00
103	1	m²	LAJE DE ALVENARIA	150,00	150,00
104	1	m²	LAJE DE TUBO	150,00	150,00
105	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
106	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
107	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
108	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
109	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
110	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
111	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
112	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
113	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
114	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
115	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
116	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
117	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
118	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
119	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
120	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
121	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
122	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
123	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
124	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
125	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
126	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
127	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
128	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
129	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
130	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
131	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
132	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
133	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
134	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
135	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
136	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
137	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
138	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
139	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
140	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
141	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
142	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
143	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00
144	1	m²	LAJE DE LANTARNA	150,00	150,00
145	1	m²	LAJE DE TAMPA	150,00	150,00
146	1	m²	LAJE DE REDE	150,00	150,00
147	1	m²	LAJE DE VIGAS	150,00	150,00
148	1	m²	LAJE DE PAREDE	150,00	150,00
149	1	m²	LAJE DE PORTA	150,00	150,00
150	1	m²	LAJE DE JANELA	150,00	150,00



ATENÇÃO:
O POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS DESEMPENHADAS EM PAVIMENTOS DE LAJE COM CANGIÃO MANTER-SE-ÃO SEMPRE PRINCIPALMENTE NOS BALANÇOS.

ARMADURAS NEGATIVAS DESEMPENHADAS EM PAVIMENTOS DE LAJE COM CANGIÃO MANTER-SE-ÃO SEMPRE PRINCIPALMENTE NOS BALANÇOS.

DETALHE GERAL DO POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NA LAJE

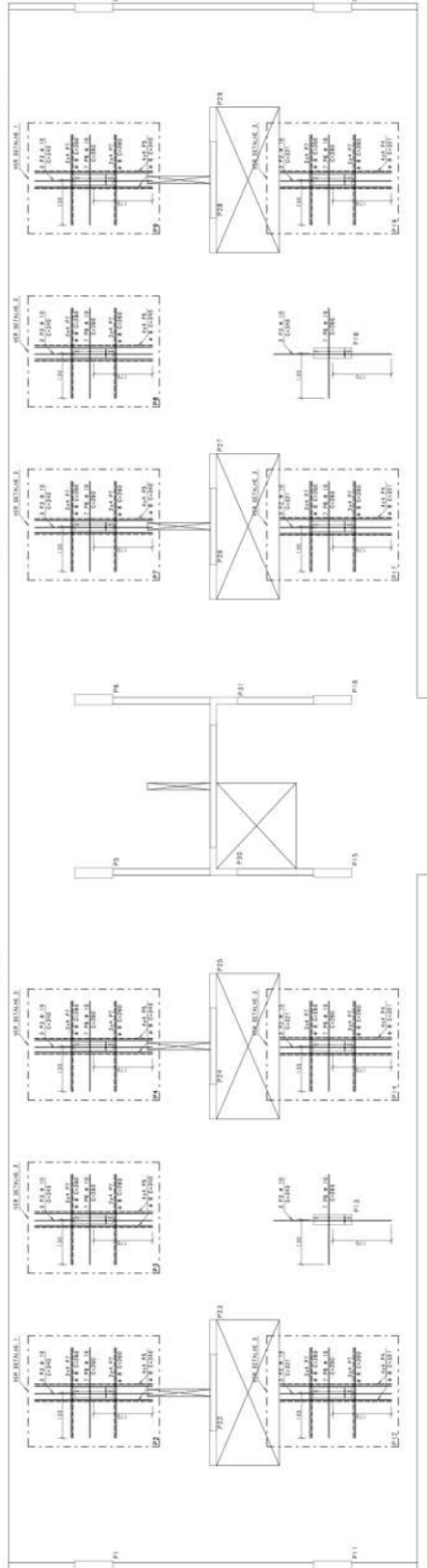
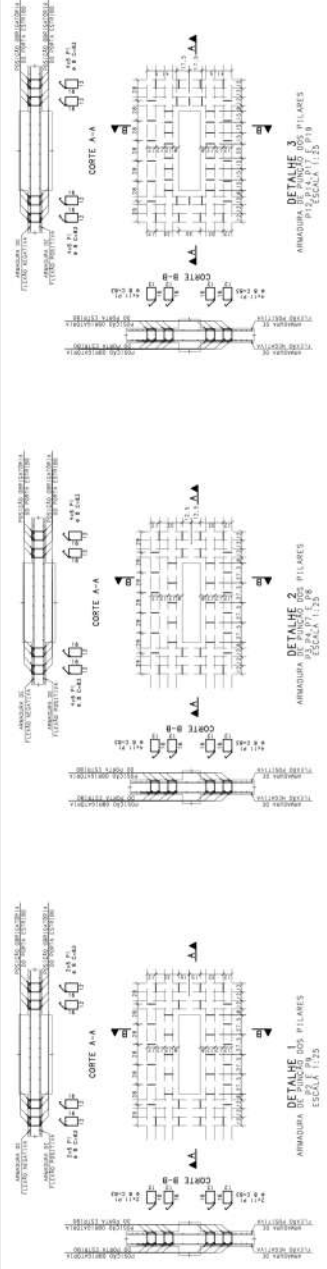
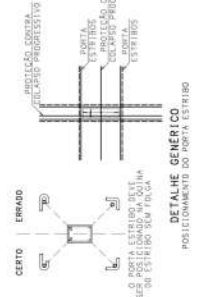
SEM ESCALA

PROJETO FINAL 2	
ANDRÉ BUCHMANN MULLER - 140130055	
PEDRO REZENDE PORTO - 140170081	
PROJETO DE ESTRUTURA	
ANDRÉ MULLER E FREDERICO	
JACAREPAGUA - BOQUEIRÃO	
LAJE DOS PAVIMENTOS GR E SUP	
ASIM NEGATIVAS VERTICAIS	
021	

LAJES DO 20, 30, 50, 60, 80, 90, 110 E 120 PAVIMENTO
ARMADURAS NEGATIVAS VERTICAIS
BA

QTD.	DIAM.	CLASSE	COMPRIMENTO	UNID.
1000	10	A-3	1000	M
1000	10	A-4	1000	M
1000	10	A-5	1000	M
1000	10	A-6	1000	M
1000	10	A-7	1000	M
1000	10	A-8	1000	M
1000	10	A-9	1000	M
1000	10	A-10	1000	M
1000	10	A-11	1000	M
1000	10	A-12	1000	M
1000	10	A-13	1000	M
1000	10	A-14	1000	M
1000	10	A-15	1000	M
1000	10	A-16	1000	M
1000	10	A-17	1000	M
1000	10	A-18	1000	M
1000	10	A-19	1000	M
1000	10	A-20	1000	M
1000	10	A-21	1000	M
1000	10	A-22	1000	M
1000	10	A-23	1000	M
1000	10	A-24	1000	M
1000	10	A-25	1000	M
1000	10	A-26	1000	M
1000	10	A-27	1000	M
1000	10	A-28	1000	M
1000	10	A-29	1000	M
1000	10	A-30	1000	M
1000	10	A-31	1000	M
1000	10	A-32	1000	M
1000	10	A-33	1000	M
1000	10	A-34	1000	M
1000	10	A-35	1000	M
1000	10	A-36	1000	M
1000	10	A-37	1000	M
1000	10	A-38	1000	M
1000	10	A-39	1000	M
1000	10	A-40	1000	M
1000	10	A-41	1000	M
1000	10	A-42	1000	M
1000	10	A-43	1000	M
1000	10	A-44	1000	M
1000	10	A-45	1000	M
1000	10	A-46	1000	M
1000	10	A-47	1000	M
1000	10	A-48	1000	M
1000	10	A-49	1000	M
1000	10	A-50	1000	M

QTD.	DIAM.	CLASSE	COMPRIMENTO	UNID.
1000	10	A-3	1000	M
1000	10	A-4	1000	M
1000	10	A-5	1000	M
1000	10	A-6	1000	M
1000	10	A-7	1000	M
1000	10	A-8	1000	M
1000	10	A-9	1000	M
1000	10	A-10	1000	M
1000	10	A-11	1000	M
1000	10	A-12	1000	M
1000	10	A-13	1000	M
1000	10	A-14	1000	M
1000	10	A-15	1000	M
1000	10	A-16	1000	M
1000	10	A-17	1000	M
1000	10	A-18	1000	M
1000	10	A-19	1000	M
1000	10	A-20	1000	M
1000	10	A-21	1000	M
1000	10	A-22	1000	M
1000	10	A-23	1000	M
1000	10	A-24	1000	M
1000	10	A-25	1000	M
1000	10	A-26	1000	M
1000	10	A-27	1000	M
1000	10	A-28	1000	M
1000	10	A-29	1000	M
1000	10	A-30	1000	M
1000	10	A-31	1000	M
1000	10	A-32	1000	M
1000	10	A-33	1000	M
1000	10	A-34	1000	M
1000	10	A-35	1000	M
1000	10	A-36	1000	M
1000	10	A-37	1000	M
1000	10	A-38	1000	M
1000	10	A-39	1000	M
1000	10	A-40	1000	M
1000	10	A-41	1000	M
1000	10	A-42	1000	M
1000	10	A-43	1000	M
1000	10	A-44	1000	M
1000	10	A-45	1000	M
1000	10	A-46	1000	M
1000	10	A-47	1000	M
1000	10	A-48	1000	M
1000	10	A-49	1000	M
1000	10	A-50	1000	M



ATENÇÃO:
O POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS DESEMPENHA UM PAPEL FUNDAMENTAL NO DESEMPENHO DE UM PAVIMENTO BALANÇADO, ESPECIALMENTE NOS BALANÇOS.

ARMADURA NEGATIVA: POSICIONADA NA SUPERFÍCIE INTERNA DO PAVIMENTO, DESEMPENHA UM PAPEL FUNDAMENTAL NO DESEMPENHO DE UM PAVIMENTO BALANÇADO, ESPECIALMENTE NOS BALANÇOS.

ARMADURA POSITIVA: POSICIONADA NA SUPERFÍCIE EXTERNA DO PAVIMENTO, DESEMPENHA UM PAPEL FUNDAMENTAL NO DESEMPENHO DE UM PAVIMENTO BALANÇADO, ESPECIALMENTE NOS BALANÇOS.

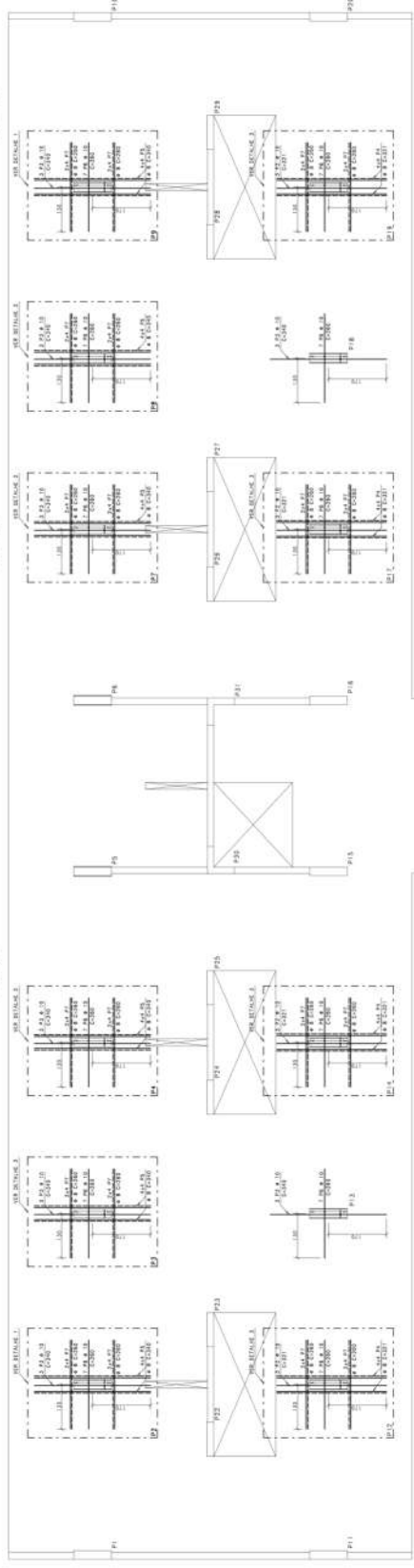
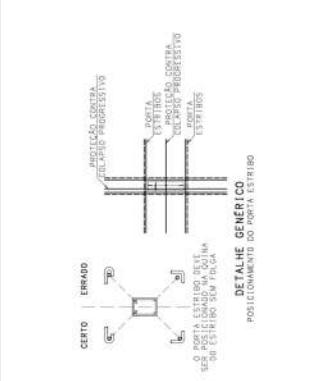
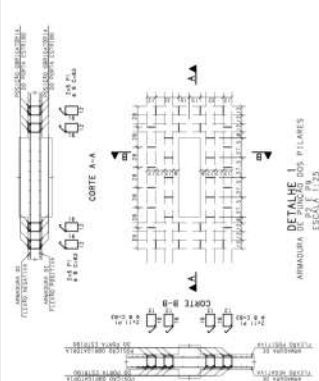
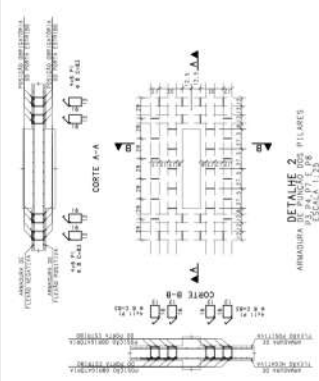
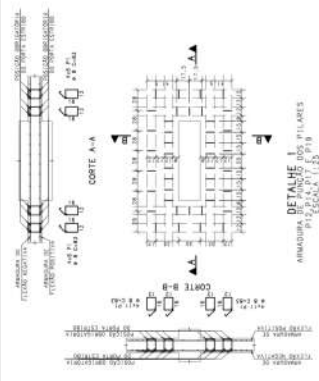
DETALHE GEMERICO
POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NA LAJE
EM ESCALA

PROJETO	PROJETO	PROJETO	PROJETO
PROJETO FINAL 2	PROJETO FINAL 2	PROJETO FINAL 2	PROJETO FINAL 2
ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055	ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055	ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055	ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055
PEDRO REZENDE PORTO - 140170481	PEDRO REZENDE PORTO - 140170481	PEDRO REZENDE PORTO - 140170481	PEDRO REZENDE PORTO - 140170481
PROJETO DE ESTRUTURA	PROJETO DE ESTRUTURA	PROJETO DE ESTRUTURA	PROJETO DE ESTRUTURA
ANDRÉ MULLER E PEDRO PORTO	ANDRÉ MULLER E PEDRO PORTO	ANDRÉ MULLER E PEDRO PORTO	ANDRÉ MULLER E PEDRO PORTO
JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO	JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO	JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO	JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO
LAJE DO 2o PAVIMENTO	LAJE DO 2o PAVIMENTO	LAJE DO 2o PAVIMENTO	LAJE DO 2o PAVIMENTO
ARMADURAS DE PUNÇÃO	ARMADURAS DE PUNÇÃO	ARMADURAS DE PUNÇÃO	ARMADURAS DE PUNÇÃO
022	022	022	022

LAJE DO 2o PAVIMENTO
ARMADURAS DE PUNÇÃO

RES.	PROJ.	REV.	DATA	COMENTÁRIOS
1	1	1	10/01/2011	PROJETO DE ARMAÇÃO
2	1	1	10/01/2011	REVISÃO
3	1	1	10/01/2011	REVISÃO
4	1	1	10/01/2011	REVISÃO
5	1	1	10/01/2011	REVISÃO
6	1	1	10/01/2011	REVISÃO
7	1	1	10/01/2011	REVISÃO
8	1	1	10/01/2011	REVISÃO
9	1	1	10/01/2011	REVISÃO
10	1	1	10/01/2011	REVISÃO

RES.	PROJ.	REV.	DATA	COMENTÁRIOS
1	1	1	10/01/2011	PROJETO DE ARMAÇÃO
2	1	1	10/01/2011	REVISÃO
3	1	1	10/01/2011	REVISÃO
4	1	1	10/01/2011	REVISÃO
5	1	1	10/01/2011	REVISÃO
6	1	1	10/01/2011	REVISÃO
7	1	1	10/01/2011	REVISÃO
8	1	1	10/01/2011	REVISÃO
9	1	1	10/01/2011	REVISÃO
10	1	1	10/01/2011	REVISÃO



ATENÇÃO:
O POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS DESEMPENHA UM PAPEL FUNDAMENTAL NO DESEMPENHO DO PAVIMENTO DE PUNÇÃO. O PROJETO DE ARMAÇÃO DEVE SER ELABORADO PRINCIPALMENTE NOS BALANÇOS.

ARMADURA DE FUNDOS DOS PILARES: POSICIONADA POR ESCALA 1:25
ARMADURA DE FUNDOS DOS PILARES: POSICIONADA POR ESCALA 1:25
ARMADURA DE FUNDOS DOS PILARES: POSICIONADA POR ESCALA 1:25
ARMADURA DE FUNDOS DOS PILARES: POSICIONADA POR ESCALA 1:25

DETALHE GERAL DO POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NA LAJE
ESCALA 1:25

PROJ.	REV.	DATA	COMENTÁRIOS
1	1	10/01/2011	PROJETO DE ARMAÇÃO
2	1	10/01/2011	REVISÃO
3	1	10/01/2011	REVISÃO
4	1	10/01/2011	REVISÃO
5	1	10/01/2011	REVISÃO
6	1	10/01/2011	REVISÃO
7	1	10/01/2011	REVISÃO
8	1	10/01/2011	REVISÃO
9	1	10/01/2011	REVISÃO
10	1	10/01/2011	REVISÃO

PROJETO FINAL 2
ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055
PEDRO REZENDE PORTO - 140170481

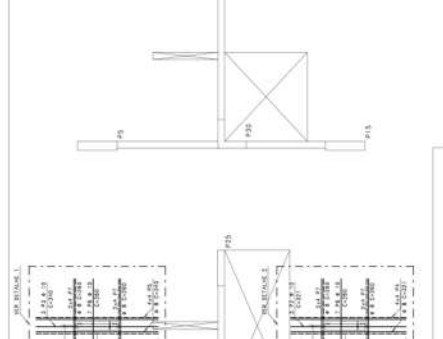
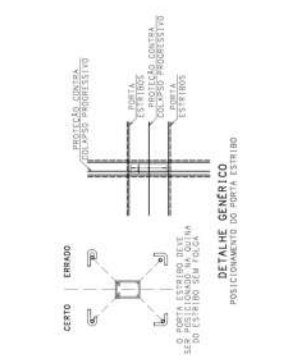
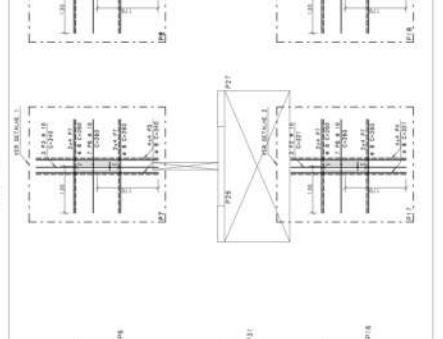
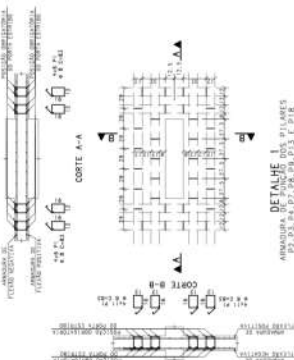
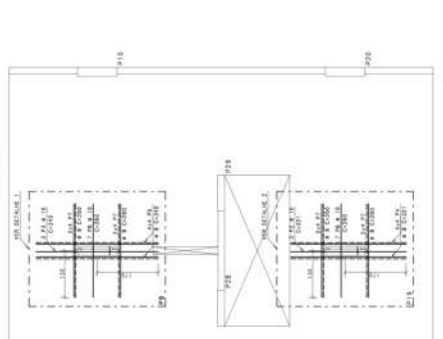
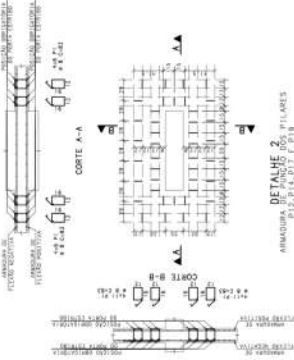
PROJETO DE ESTRUTURA
ANDRÉ MULLER E PEDRO PORTO
JACAREPAGUÁ - RIO DE JANEIRO

LAJE DO 3º PAVIMENTO
ARMADURAS DE PUNÇÃO

023

TABLE: RESUMO DE DADOS GERAIS (SUMMARY OF GENERAL DATA)

TABLE: DIMENSÕES E QUANTIDADES (DIMENSIONS AND QUANTITIES)

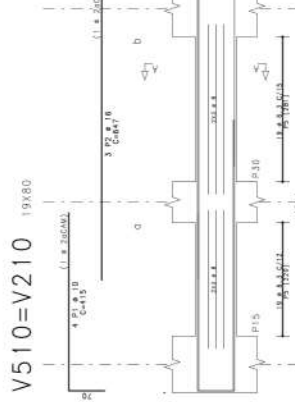
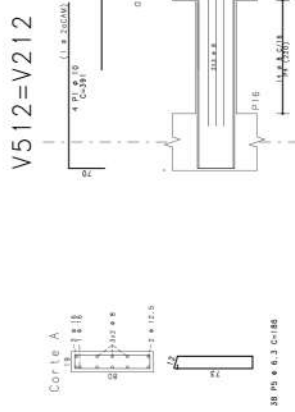
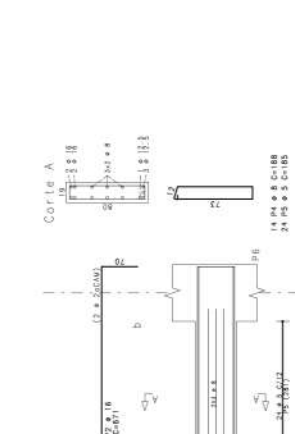
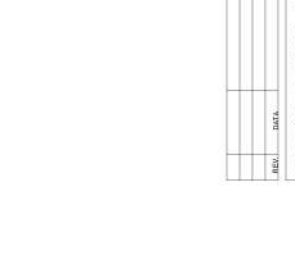
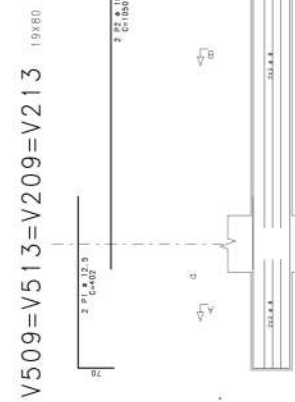
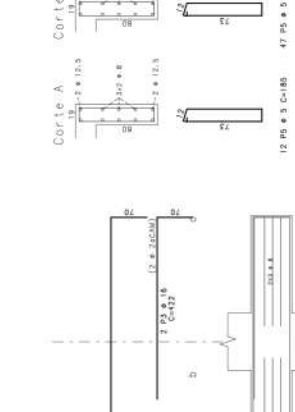
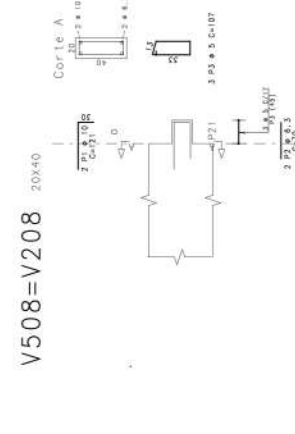
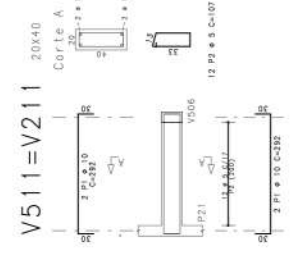
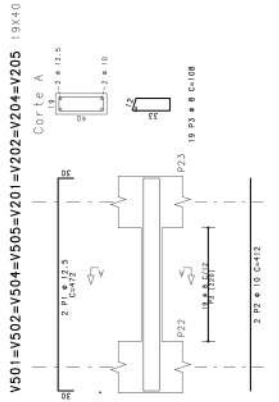
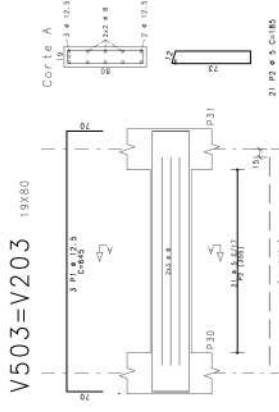
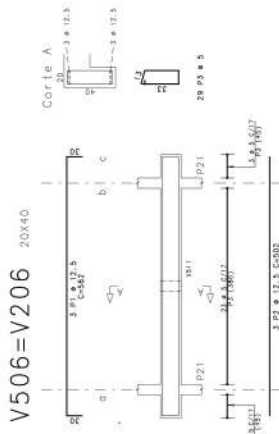
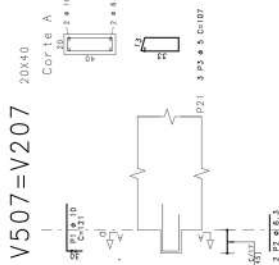


ATENÇÃO: O POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS...
OBSERVAÇÕES: 1. A ARMADURA NEGATIVA...
2. A ARMADURA POSITIVA...
3. A ARMADURA NEGATIVA...
4. A ARMADURA POSITIVA...

PROJECT INFORMATION TABLE: PROJETO FINAL, PROJETO DE ESTRUTURA, CLIENTE: ANDRÉ MULLER E FERREIRO, PROJETO: LAJES DO 5o, 6o, 8o, 9o, 11o E 12o PAVIMENTO

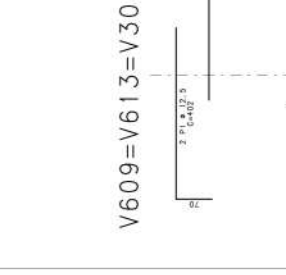
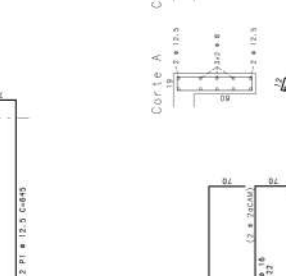
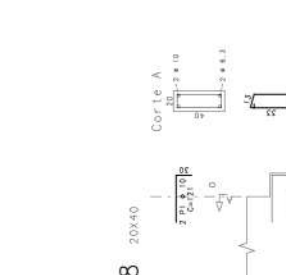
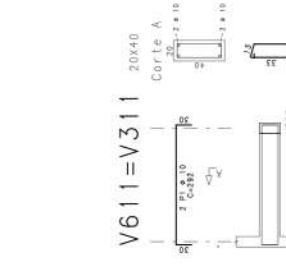
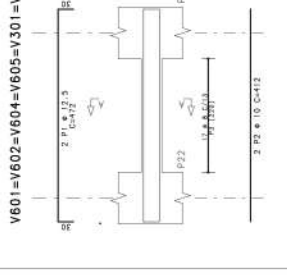
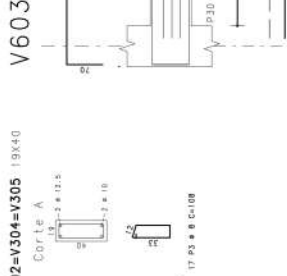
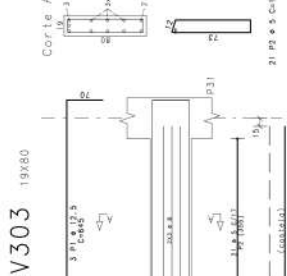
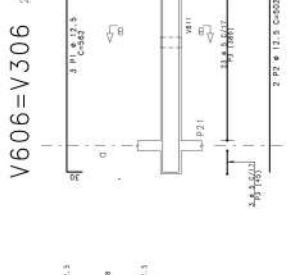
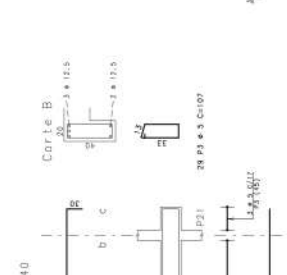
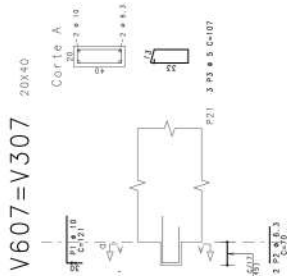
LAJES DO 5o, 6o, 8o, 9o, 11o E 12o PAVIMENTO
ARMADURAS DE PUNÇÃO

ACO	POS	BLT	QNT	COMPR	RESUMO	UNIT	TOTAL
		(mm)		(mm)	(CD)		(CD)
V501	1	250	2	10	10	20	20
V502	2	250	2	10	10	20	20
V503	3	250	2	10	10	20	20
V504	4	250	2	10	10	20	20
V505	5	250	2	10	10	20	20
V506	6	250	2	10	10	20	20
V507	7	250	2	10	10	20	20
V508	8	250	2	10	10	20	20
V509	9	250	2	10	10	20	20
V510	10	250	2	10	10	20	20
V511	11	250	2	10	10	20	20
V512	12	250	2	10	10	20	20
V513	13	250	2	10	10	20	20
V514	14	250	2	10	10	20	20
V515	15	250	2	10	10	20	20
V516	16	250	2	10	10	20	20
V517	17	250	2	10	10	20	20
V518	18	250	2	10	10	20	20
V519	19	250	2	10	10	20	20
V520	20	250	2	10	10	20	20
V521	21	250	2	10	10	20	20
V522	22	250	2	10	10	20	20
V523	23	250	2	10	10	20	20
V524	24	250	2	10	10	20	20
V525	25	250	2	10	10	20	20
V526	26	250	2	10	10	20	20
V527	27	250	2	10	10	20	20
V528	28	250	2	10	10	20	20
V529	29	250	2	10	10	20	20
V530	30	250	2	10	10	20	20
V531	31	250	2	10	10	20	20
V532	32	250	2	10	10	20	20
V533	33	250	2	10	10	20	20
V534	34	250	2	10	10	20	20
V535	35	250	2	10	10	20	20
V536	36	250	2	10	10	20	20
V537	37	250	2	10	10	20	20
V538	38	250	2	10	10	20	20
V539	39	250	2	10	10	20	20
V540	40	250	2	10	10	20	20

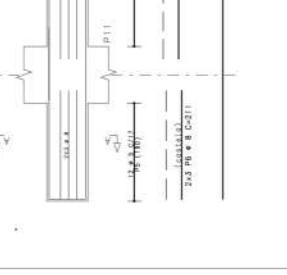
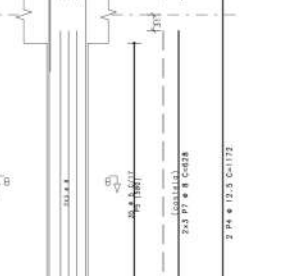
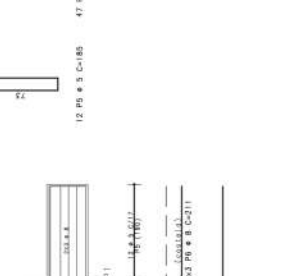
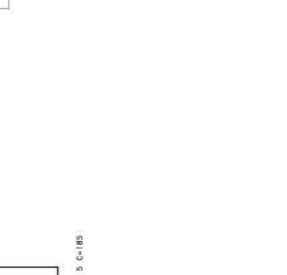
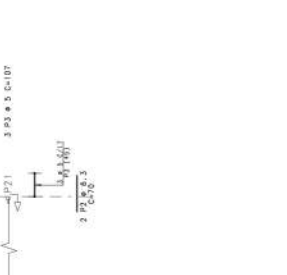
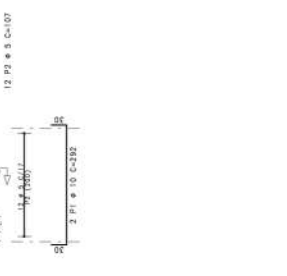


PROJETO FINAL	PROJETO FINAL	PROJETO DE ESTRUTURA
PROJETO FINAL	PROJETO FINAL	PROJETO DE ESTRUTURA
ANDRE MULLER E PEDRO PORTO	ANDRE MULLER E PEDRO PORTO	ANDRE MULLER E PEDRO PORTO
JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO RJ	JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO RJ	JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO RJ
20, 50, 80 E 100 PAVIMENTO	20, 50, 80 E 100 PAVIMENTO	20, 50, 80 E 100 PAVIMENTO
ARMACOES DAS VIGAS	ARMACOES DAS VIGAS	ARMACOES DAS VIGAS
REV. 158	REV. 158	REV. 158
DATA: 20/01/2018	DATA: 20/01/2018	DATA: 20/01/2018
025	025	025

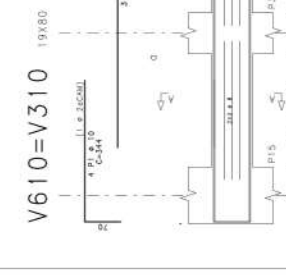
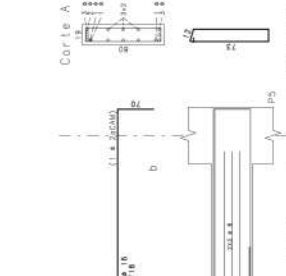
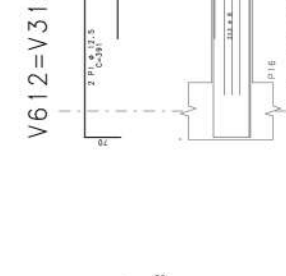
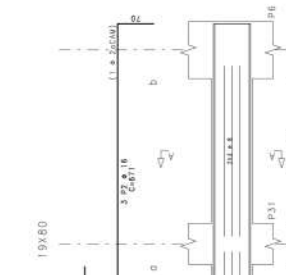
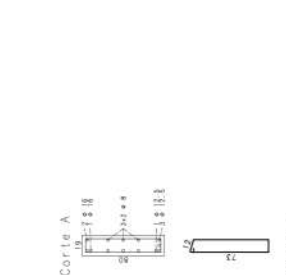
ACO	POS	BLT	UNT	COMPR	VEICULO	UNIT	TOTAL
		(mm)		(cm)		(kg)	(kg)
V601	V602	V603	V604	V605	V301	10	100
V602	V603	V604	V605	V302	10	100	
V603	V604	V605	V303	10	100		
V604	V605	V304	10	100			
V605	V305	10	100				



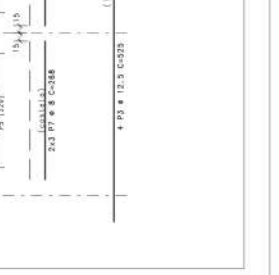
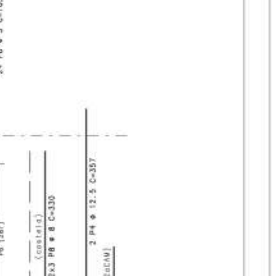
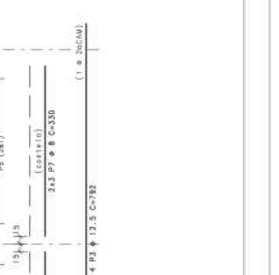
ACO	BLT	COMPR	VEICULO	UNIT	TOTAL
		(cm)		(kg)	(kg)
V616	V617	V618	V619	V620	V621
V617	V618	V619	V620	V621	V622
V618	V619	V620	V621	V622	V623
V619	V620	V621	V622	V623	V624
V620	V621	V622	V623	V624	V625



ACO	BLT	COMPR	VEICULO	UNIT	TOTAL
		(cm)		(kg)	(kg)
V622	V623	V624	V625	V626	V627
V623	V624	V625	V626	V627	V628
V624	V625	V626	V627	V628	V629
V625	V626	V627	V628	V629	V630
V626	V627	V628	V629	V630	V631

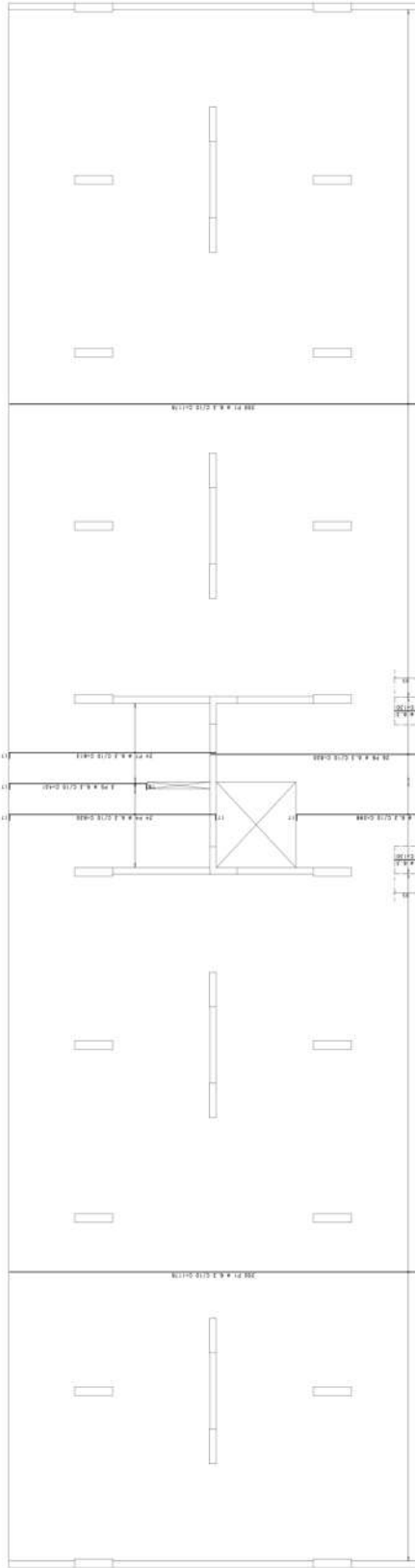


ACO	BLT	COMPR	VEICULO	UNIT	TOTAL
		(cm)		(kg)	(kg)
V628	V629	V630	V631	V632	V633
V629	V630	V631	V632	V633	V634
V630	V631	V632	V633	V634	V635
V631	V632	V633	V634	V635	V636
V632	V633	V634	V635	V636	V637



NUM.	DESC.	UNID.	QTD.	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
1
2
3
4
5

...
...
...



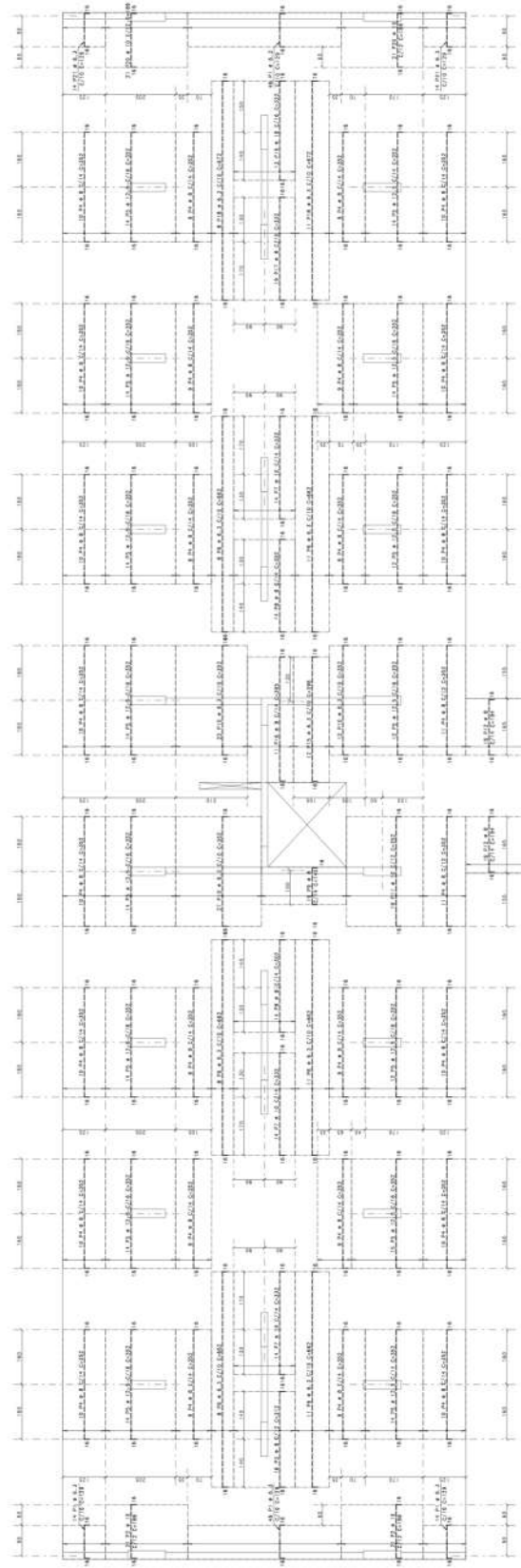
DETAIHE GENCRIKO
POSICIONAMENTO DAS AMARRAS NA LAJE
50% ESCALA

LAJE DA COBERTURA
AMARRAS POSITIVAS VERTICAIS

PROJETO FINAL	PROJETO DE ESTRUTURA
PROJETO FINAL	PROJETO DE ESTRUTURA
ANDRE BUHANNMULLER - 140130055	PEDRO REZENDE PORIO - 140170481
JACARAPUAMA - BOQUEIRÃO	
LAJE DA COBERTURA	AMARRAS POSITIVAS VERTICAIS
028	

RES.	PROJ.	DATA	COMANDO	REVIZOR
1	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
2	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
3	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
4	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
5	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
6	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
7	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
8	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
9	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
10	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
11	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
12	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
13	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
14	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
15	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
16	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
17	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
18	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
19	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
20	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN

RES.	PROJ.	DATA	COMANDO	REVIZOR
1	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
2	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
3	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
4	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
5	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
6	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
7	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
8	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
9	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
10	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
11	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
12	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
13	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
14	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
15	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
16	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
17	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
18	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
19	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
20	1	10/05/2011	ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN



ATENÇÃO:
 O POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS DEBEM SER SEMPRE VERIFICADO EM CASO DE DIVERGÊNCIA DO PROJETO COM O CÁLCULO REALIZADO COM O SOFTWARE PRINCIPALMENTE NOS BALANÇOS.



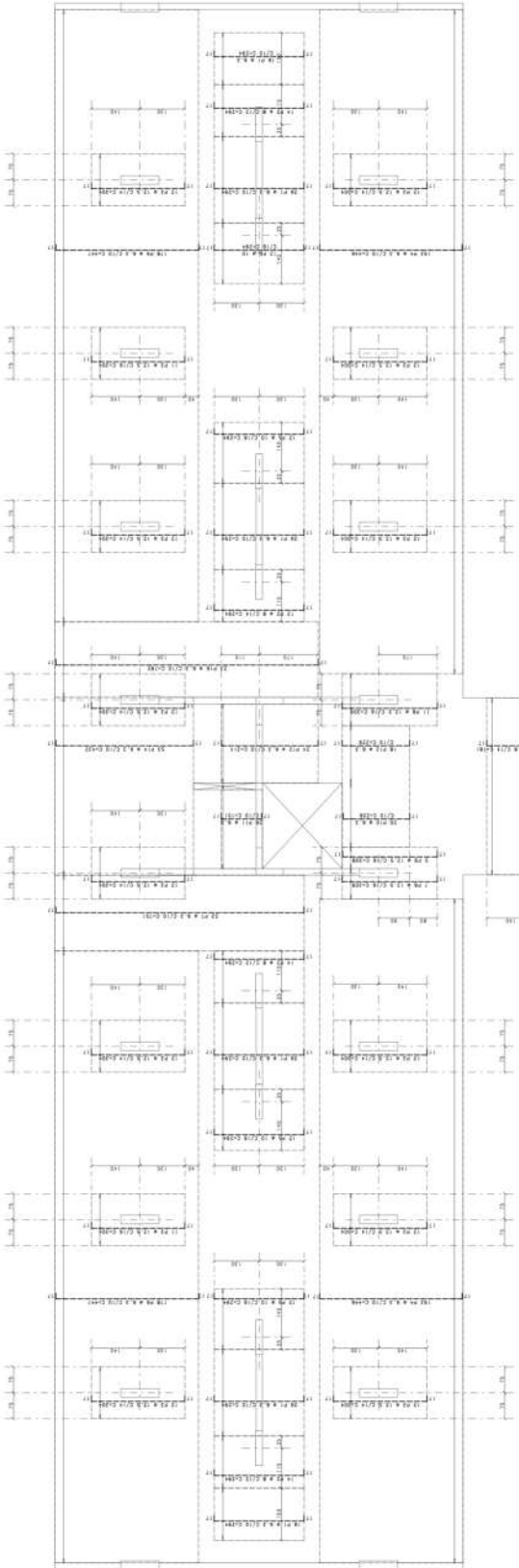
DETALHE GENEALICO
 POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NA LAJE
 SEM TELA

PROJETO FINAL	PROJETO DE ESTRUTURA
ANDRÉ BUCHMANN	ANDRÉ BUCHMANN
JACARAPAGUA - RIO DE JANEIRO	
LAJE DA COBERTURA	
ARM. NEGATIVAS HORIZONTAIS	
029	

LAJE DA COBERTURA
 ARMADURAS NEGATIVAS HORIZONTAIS

POS.	POST.	B.T.	COMPLEMENTO	VALOR
1000	1000	1000	1000	1000
1001	1001	1001	1001	1001
1002	1002	1002	1002	1002
1003	1003	1003	1003	1003
1004	1004	1004	1004	1004
1005	1005	1005	1005	1005
1006	1006	1006	1006	1006
1007	1007	1007	1007	1007
1008	1008	1008	1008	1008
1009	1009	1009	1009	1009
1010	1010	1010	1010	1010
1011	1011	1011	1011	1011
1012	1012	1012	1012	1012
1013	1013	1013	1013	1013
1014	1014	1014	1014	1014
1015	1015	1015	1015	1015
1016	1016	1016	1016	1016
1017	1017	1017	1017	1017
1018	1018	1018	1018	1018
1019	1019	1019	1019	1019
1020	1020	1020	1020	1020
1021	1021	1021	1021	1021
1022	1022	1022	1022	1022
1023	1023	1023	1023	1023
1024	1024	1024	1024	1024
1025	1025	1025	1025	1025
1026	1026	1026	1026	1026
1027	1027	1027	1027	1027
1028	1028	1028	1028	1028
1029	1029	1029	1029	1029
1030	1030	1030	1030	1030
1031	1031	1031	1031	1031
1032	1032	1032	1032	1032
1033	1033	1033	1033	1033
1034	1034	1034	1034	1034
1035	1035	1035	1035	1035
1036	1036	1036	1036	1036
1037	1037	1037	1037	1037
1038	1038	1038	1038	1038
1039	1039	1039	1039	1039
1040	1040	1040	1040	1040
1041	1041	1041	1041	1041
1042	1042	1042	1042	1042
1043	1043	1043	1043	1043
1044	1044	1044	1044	1044
1045	1045	1045	1045	1045
1046	1046	1046	1046	1046
1047	1047	1047	1047	1047
1048	1048	1048	1048	1048
1049	1049	1049	1049	1049
1050	1050	1050	1050	1050

POS.	POST.	B.T.	COMPLEMENTO	VALOR
1000	1000	1000	1000	1000
1001	1001	1001	1001	1001
1002	1002	1002	1002	1002
1003	1003	1003	1003	1003
1004	1004	1004	1004	1004
1005	1005	1005	1005	1005
1006	1006	1006	1006	1006
1007	1007	1007	1007	1007
1008	1008	1008	1008	1008
1009	1009	1009	1009	1009
1010	1010	1010	1010	1010
1011	1011	1011	1011	1011
1012	1012	1012	1012	1012
1013	1013	1013	1013	1013
1014	1014	1014	1014	1014
1015	1015	1015	1015	1015
1016	1016	1016	1016	1016
1017	1017	1017	1017	1017
1018	1018	1018	1018	1018
1019	1019	1019	1019	1019
1020	1020	1020	1020	1020
1021	1021	1021	1021	1021
1022	1022	1022	1022	1022
1023	1023	1023	1023	1023
1024	1024	1024	1024	1024
1025	1025	1025	1025	1025
1026	1026	1026	1026	1026
1027	1027	1027	1027	1027
1028	1028	1028	1028	1028
1029	1029	1029	1029	1029
1030	1030	1030	1030	1030
1031	1031	1031	1031	1031
1032	1032	1032	1032	1032
1033	1033	1033	1033	1033
1034	1034	1034	1034	1034
1035	1035	1035	1035	1035
1036	1036	1036	1036	1036
1037	1037	1037	1037	1037
1038	1038	1038	1038	1038
1039	1039	1039	1039	1039
1040	1040	1040	1040	1040
1041	1041	1041	1041	1041
1042	1042	1042	1042	1042
1043	1043	1043	1043	1043
1044	1044	1044	1044	1044
1045	1045	1045	1045	1045
1046	1046	1046	1046	1046
1047	1047	1047	1047	1047
1048	1048	1048	1048	1048
1049	1049	1049	1049	1049
1050	1050	1050	1050	1050



ATENÇÃO:
O POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS
DEBEM SER SEGUINDO AS ANOTAÇÕES E DIMENSÃO
DE SEU PROJETO COM CASO EM DÚVIDA, POR
PRINCIPALMENTE NOS BALANÇOS.

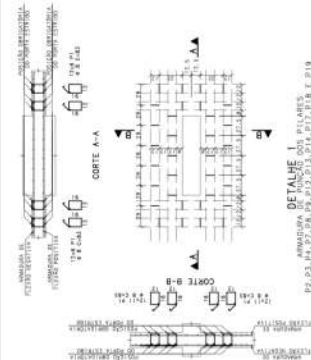
DETALHE GERAL
POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NA LAJE

PROJETO	PROJETO	PROJETO	PROJETO
PROJETO FINAL	PROJETO FINAL	PROJETO FINAL	PROJETO FINAL
ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055	ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055	ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055	ANDRÉ BUCHMANN MÜLLER - 140130055
PEDRO REZENDE PORTO - 140170081	PEDRO REZENDE PORTO - 140170081	PEDRO REZENDE PORTO - 140170081	PEDRO REZENDE PORTO - 140170081
PROJETO DE ESTRUTURA	PROJETO DE ESTRUTURA	PROJETO DE ESTRUTURA	PROJETO DE ESTRUTURA
JACAREPAGUÁ - RIO DE JANEIRO	JACAREPAGUÁ - RIO DE JANEIRO	JACAREPAGUÁ - RIO DE JANEIRO	JACAREPAGUÁ - RIO DE JANEIRO
Laje da Cobertura	Laje da Cobertura	Laje da Cobertura	Laje da Cobertura
ARMADURAS NEGATIVAS VERTICAIS	ARMADURAS NEGATIVAS VERTICAIS	ARMADURAS NEGATIVAS VERTICAIS	ARMADURAS NEGATIVAS VERTICAIS

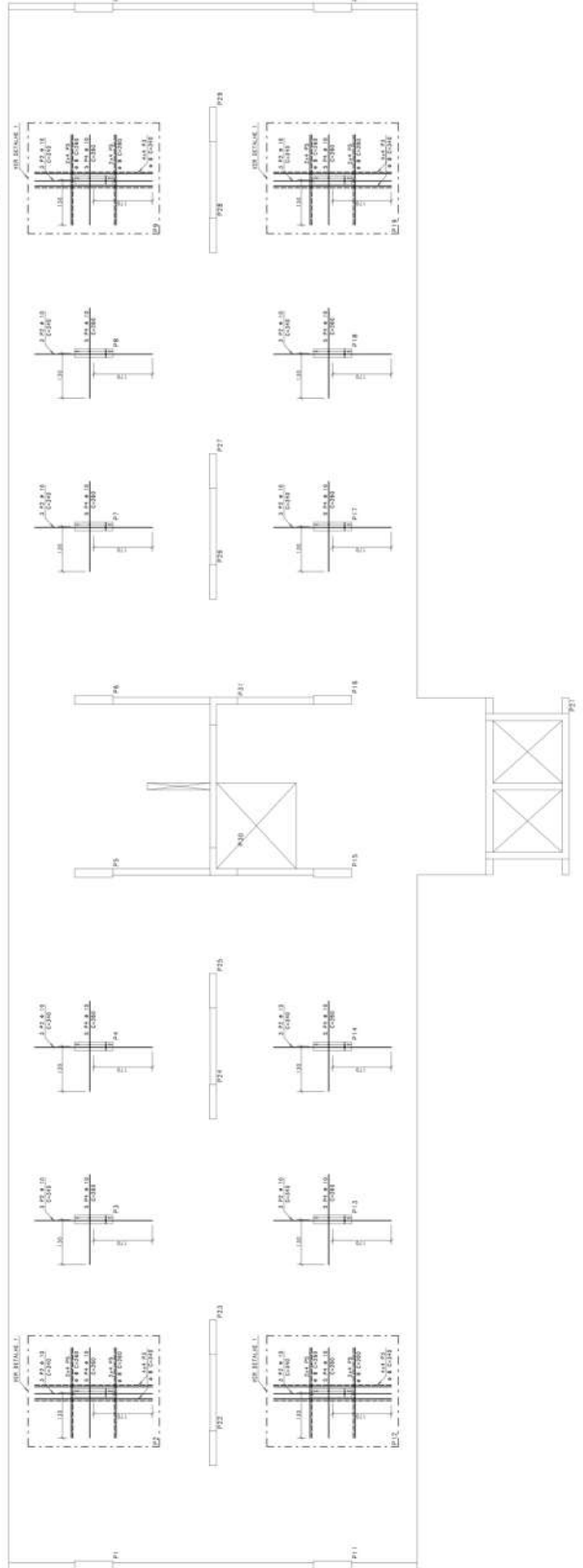
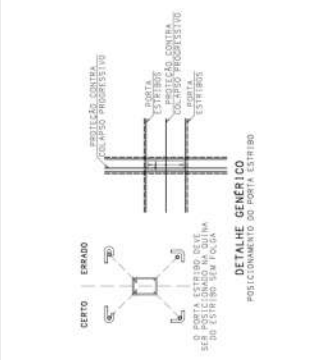
LAJE DA COBERTURA
ARMADURAS NEGATIVAS VERTICAIS

030

RES.	POST.	1/7	1/8	1/9	1/10	1/11	1/12	1/13	1/14	1/15
7,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
7,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
7,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50



DETALHE I
 ARMAÇÃO DE FUND. NOS PILARES
 P2.03, P4.01, P5.02, P6.03, P7.04, P8.05 E P9.06



ATENÇÃO:
 O POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS DESEMPANHA O CONHECIMENTO DE PUNÇÃO DO PROJETO DE REZEZE PORTO. 140130055 ANDRE BUCHMANN MILLER. 140170081



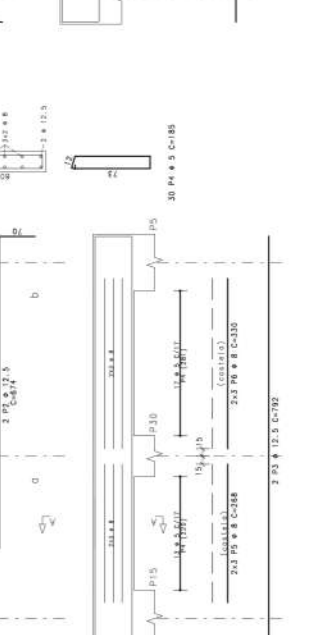
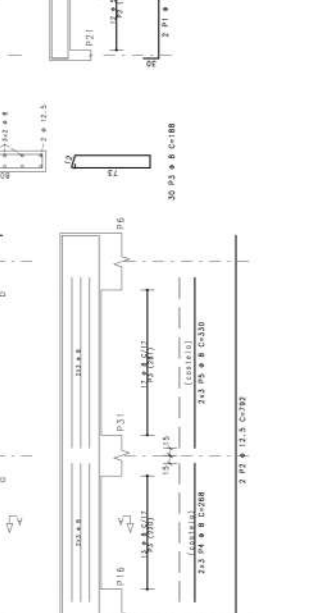
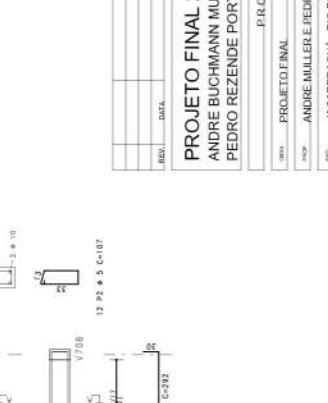
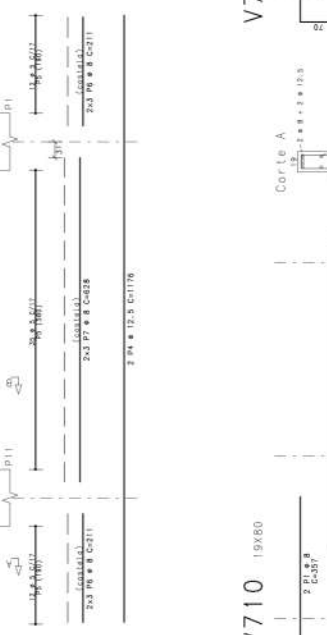
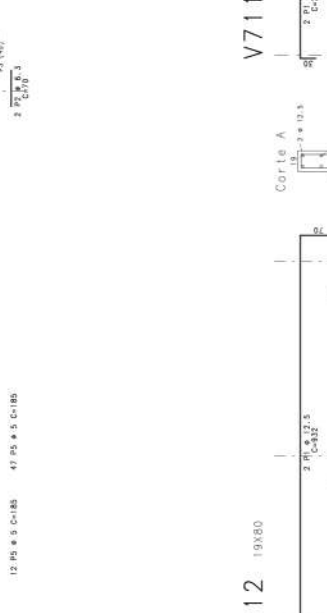
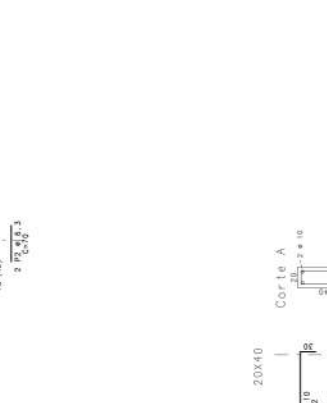
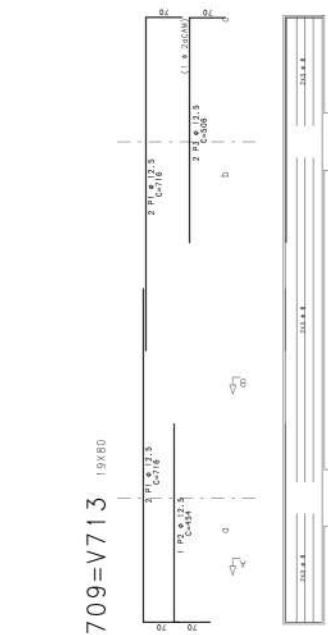
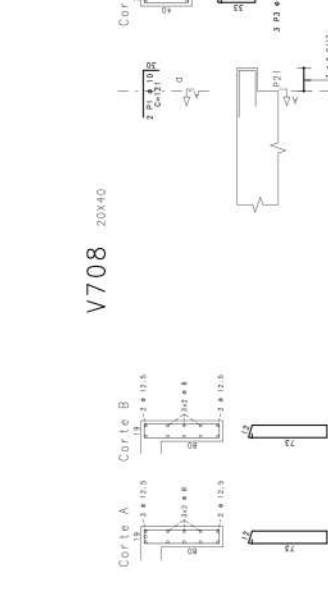
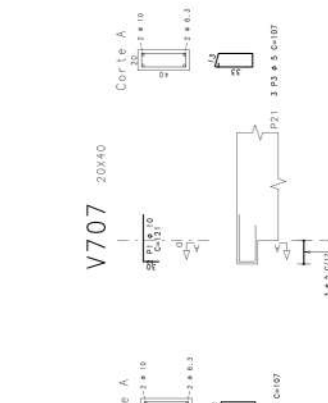
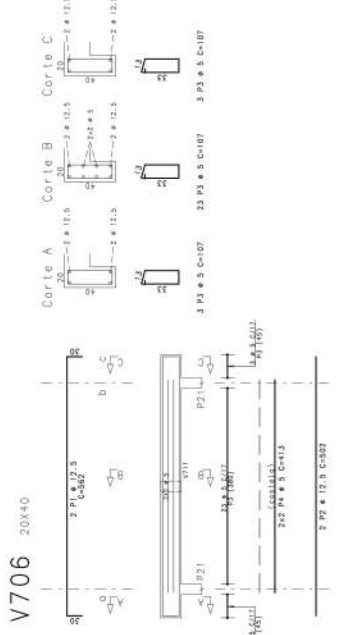
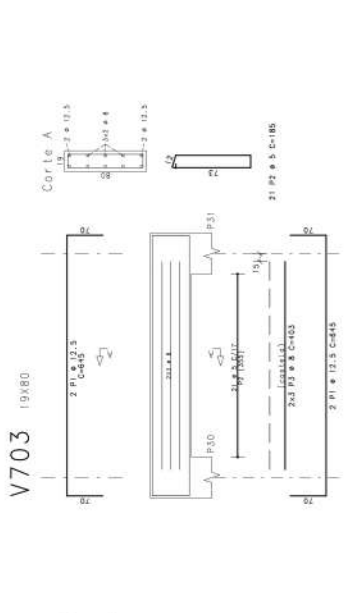
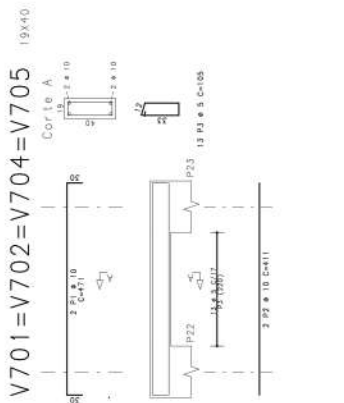
DETALHE GERAL DO PORTA-ESTREBO
 POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS NA LAJE

PROJETO FINAL	PROJETO DE ESTRUTURA	PROJETO FINAL	PROJETO DE ESTRUTURA
ANDRÉ BUCHMANN MILLER - 140130055	ANDRÉ BUCHMANN MILLER - 140130055	ANDRÉ BUCHMANN MILLER - 140130055	ANDRÉ BUCHMANN MILLER - 140130055
ANDRÉ BUCHMANN MILLER - 140170081	ANDRÉ BUCHMANN MILLER - 140170081	ANDRÉ BUCHMANN MILLER - 140170081	ANDRÉ BUCHMANN MILLER - 140170081
JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO	JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO	JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO	JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO
LAJE DA COBERTURA	LAJE DA COBERTURA	LAJE DA COBERTURA	LAJE DA COBERTURA
ARMADURAS DE PUNÇÃO	ARMADURAS DE PUNÇÃO	ARMADURAS DE PUNÇÃO	ARMADURAS DE PUNÇÃO
031	031	031	031

LAJE DA COBERTURA ARMADA DE PUNÇÃO

ACO	POS	BLT	UNT	COMPR	MESES	UNIT	TOTAL
		(mm)	(cm)	(cm)	(cm)		
V71	02	7794	17,05	4 x 1		3768	
V72	01	7794	17,05	4 x 1		3768	
V73	03	7794	17,05	4 x 1		3768	
V74	04	7794	17,05	4 x 1		3768	
V75	05	7794	17,05	4 x 1		3768	
V76	06	7794	17,05	4 x 1		3768	
V77	07	7794	17,05	4 x 1		3768	
V78	08	7794	17,05	4 x 1		3768	
V79	09	7794	17,05	4 x 1		3768	
V80	10	7794	17,05	4 x 1		3768	
V81	11	7794	17,05	4 x 1		3768	
V82	12	7794	17,05	4 x 1		3768	
V83	13	7794	17,05	4 x 1		3768	
V84	14	7794	17,05	4 x 1		3768	
V85	15	7794	17,05	4 x 1		3768	
V86	16	7794	17,05	4 x 1		3768	
V87	17	7794	17,05	4 x 1		3768	
V88	18	7794	17,05	4 x 1		3768	
V89	19	7794	17,05	4 x 1		3768	
V90	20	7794	17,05	4 x 1		3768	
V91	21	7794	17,05	4 x 1		3768	
V92	22	7794	17,05	4 x 1		3768	
V93	23	7794	17,05	4 x 1		3768	
V94	24	7794	17,05	4 x 1		3768	
V95	25	7794	17,05	4 x 1		3768	
V96	26	7794	17,05	4 x 1		3768	
V97	27	7794	17,05	4 x 1		3768	
V98	28	7794	17,05	4 x 1		3768	
V99	29	7794	17,05	4 x 1		3768	
V00	30	7794	17,05	4 x 1		3768	

ACO	RESUMO ACO CA	50 - 80	RESUMO
(mm)	(cm)	(cm)	(cm)
500	5	10	10
1000	10	20	20
1500	15	30	30
2000	20	40	40
2500	25	50	50
3000	30	60	60
3500	35	70	70
4000	40	80	80
4500	45	90	90
5000	50	100	100
5500	55	110	110
6000	60	120	120
6500	65	130	130
7000	70	140	140
7500	75	150	150
8000	80	160	160
8500	85	170	170
9000	90	180	180
9500	95	190	190
10000	100	200	200



PROJETO FINAL 2
ANDRE BUCHMANN MULLER - 14/0130065
PEDRO REZENDE PORTO - 14/0170481

PROJETO DE ESTRUTURA

PROJETO FINAL
 ANDRE MULLER E PEDRO PORTO
 JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO RJ

COBERTURA
 ARMAÇÕES DAS VIGAS

032

ACO	POS	BLT	UNT	CONSP	METRO	UNIT	TOTAL
						(CUB)	(CUB)
500	1	10	10	10	10	10	10
500	2	10	10	10	10	10	10
500	3	10	10	10	10	10	10
500	4	10	10	10	10	10	10
500	5	10	10	10	10	10	10
500	6	10	10	10	10	10	10
500	7	10	10	10	10	10	10
500	8	10	10	10	10	10	10
500	9	10	10	10	10	10	10
500	10	10	10	10	10	10	10
500	11	10	10	10	10	10	10
500	12	10	10	10	10	10	10
500	13	10	10	10	10	10	10
500	14	10	10	10	10	10	10
500	15	10	10	10	10	10	10
500	16	10	10	10	10	10	10
500	17	10	10	10	10	10	10
500	18	10	10	10	10	10	10
500	19	10	10	10	10	10	10
500	20	10	10	10	10	10	10
500	21	10	10	10	10	10	10
500	22	10	10	10	10	10	10
500	23	10	10	10	10	10	10
500	24	10	10	10	10	10	10
500	25	10	10	10	10	10	10

ACO RESUMO ACO CA 50-100

ACO	RESUMO	ACO	CA	50-100
500	1	10	10	10
500	2	10	10	10
500	3	10	10	10
500	4	10	10	10
500	5	10	10	10
500	6	10	10	10
500	7	10	10	10
500	8	10	10	10
500	9	10	10	10
500	10	10	10	10
500	11	10	10	10
500	12	10	10	10
500	13	10	10	10
500	14	10	10	10
500	15	10	10	10
500	16	10	10	10
500	17	10	10	10
500	18	10	10	10
500	19	10	10	10
500	20	10	10	10
500	21	10	10	10
500	22	10	10	10
500	23	10	10	10
500	24	10	10	10
500	25	10	10	10

PROJETO FINAL

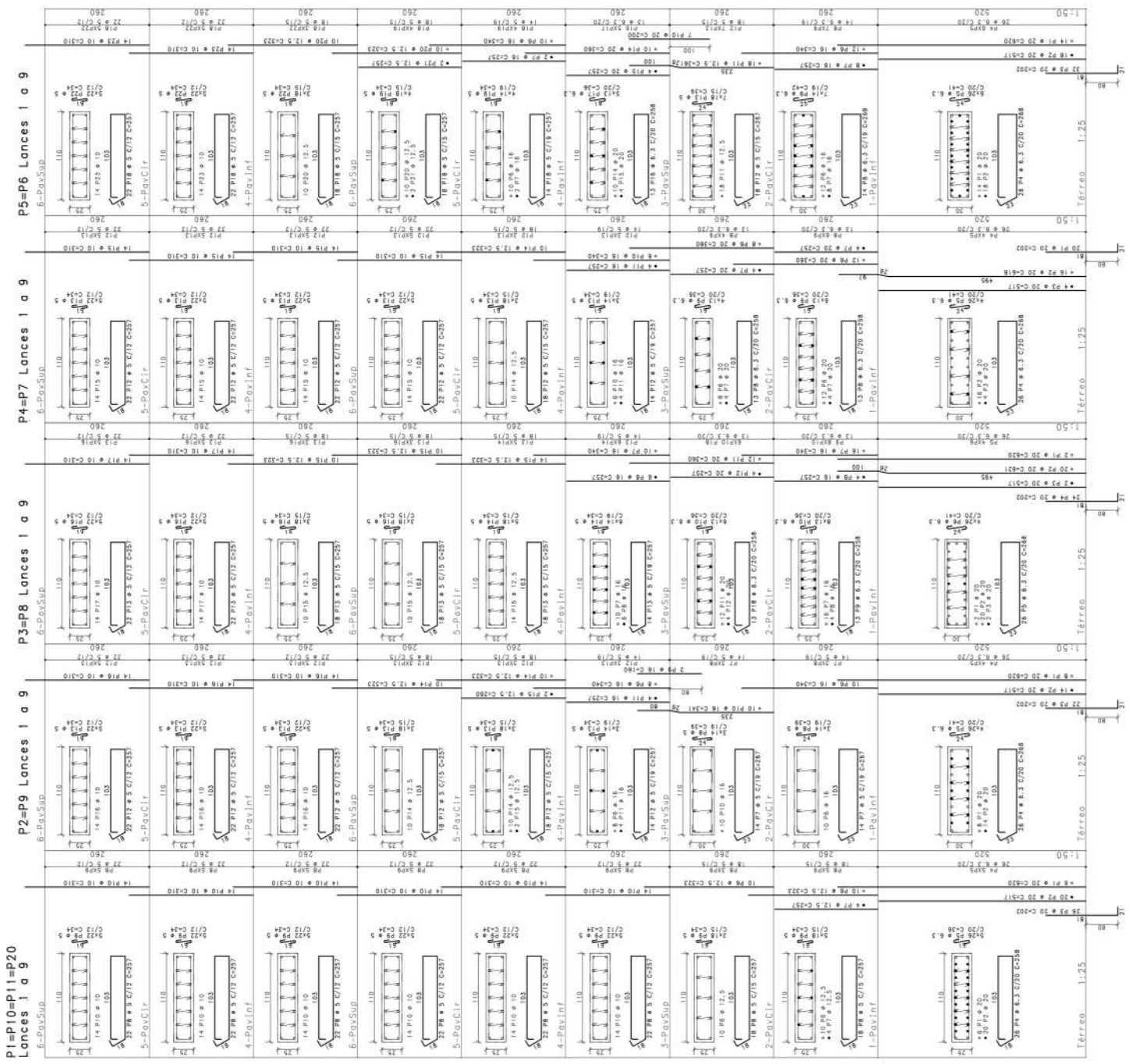
PROJETO DE ESTRUTURA

ANDRE MULLER E PEDRO PORTO

JACAREPAGUA - RIO DE JANEIRO RJ

ARMACOES DOS PILARES - 1

033



ACO	POS	BLT	UNT	COMPR	MEASCO	UNIT	TOTAL
		(mm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
25A	1	20	42	620	26840	620	26840
25A	2	20	44	617	24816	617	24816
25A	3	20	46	614	22792	614	22792
25A	4	20	48	611	20768	611	20768
25A	5	20	50	608	18744	608	18744
25A	6	20	52	605	16720	605	16720
25A	7	20	54	602	14696	602	14696
25A	8	20	56	599	12672	599	12672
25A	9	20	58	596	10648	596	10648
25A	10	20	60	593	8624	593	8624
25A	11	20	62	590	6600	590	6600
25A	12	20	64	587	4576	587	4576
25A	13	20	66	584	2552	584	2552
25A	14	20	68	581	528	581	528
25A	15	20	70	578	0	578	0
25A	16	20	72	575	0	575	0
25A	17	20	74	572	0	572	0
25A	18	20	76	569	0	569	0
25A	19	20	78	566	0	566	0
25A	20	20	80	563	0	563	0
25A	21	20	82	560	0	560	0
25A	22	20	84	557	0	557	0
25A	23	20	86	554	0	554	0
25A	24	20	88	551	0	551	0
25A	25	20	90	548	0	548	0
25A	26	20	92	545	0	545	0
25A	27	20	94	542	0	542	0
25A	28	20	96	539	0	539	0
25A	29	20	98	536	0	536	0
25A	30	20	100	533	0	533	0
25A	31	20	102	530	0	530	0
25A	32	20	104	527	0	527	0
25A	33	20	106	524	0	524	0
25A	34	20	108	521	0	521	0
25A	35	20	110	518	0	518	0
25A	36	20	112	515	0	515	0
25A	37	20	114	512	0	512	0
25A	38	20	116	509	0	509	0
25A	39	20	118	506	0	506	0
25A	40	20	120	503	0	503	0
25A	41	20	122	500	0	500	0
25A	42	20	124	497	0	497	0
25A	43	20	126	494	0	494	0
25A	44	20	128	491	0	491	0
25A	45	20	130	488	0	488	0
25A	46	20	132	485	0	485	0
25A	47	20	134	482	0	482	0
25A	48	20	136	479	0	479	0
25A	49	20	138	476	0	476	0
25A	50	20	140	473	0	473	0
25A	51	20	142	470	0	470	0
25A	52	20	144	467	0	467	0
25A	53	20	146	464	0	464	0
25A	54	20	148	461	0	461	0
25A	55	20	150	458	0	458	0
25A	56	20	152	455	0	455	0
25A	57	20	154	452	0	452	0
25A	58	20	156	449	0	449	0
25A	59	20	158	446	0	446	0
25A	60	20	160	443	0	443	0
25A	61	20	162	440	0	440	0
25A	62	20	164	437	0	437	0
25A	63	20	166	434	0	434	0
25A	64	20	168	431	0	431	0
25A	65	20	170	428	0	428	0
25A	66	20	172	425	0	425	0
25A	67	20	174	422	0	422	0
25A	68	20	176	419	0	419	0
25A	69	20	178	416	0	416	0
25A	70	20	180	413	0	413	0
25A	71	20	182	410	0	410	0
25A	72	20	184	407	0	407	0
25A	73	20	186	404	0	404	0
25A	74	20	188	401	0	401	0
25A	75	20	190	398	0	398	0
25A	76	20	192	395	0	395	0
25A	77	20	194	392	0	392	0
25A	78	20	196	389	0	389	0
25A	79	20	198	386	0	386	0
25A	80	20	200	383	0	383	0
25A	81	20	202	380	0	380	0
25A	82	20	204	377	0	377	0
25A	83	20	206	374	0	374	0
25A	84	20	208	371	0	371	0
25A	85	20	210	368	0	368	0
25A	86	20	212	365	0	365	0
25A	87	20	214	362	0	362	0
25A	88	20	216	359	0	359	0
25A	89	20	218	356	0	356	0
25A	90	20	220	353	0	353	0
25A	91	20	222	350	0	350	0
25A	92	20	224	347	0	347	0
25A	93	20	226	344	0	344	0
25A	94	20	228	341	0	341	0
25A	95	20	230	338	0	338	0
25A	96	20	232	335	0	335	0
25A	97	20	234	332	0	332	0
25A	98	20	236	329	0	329	0
25A	99	20	238	326	0	326	0
25A	100	20	240	323	0	323	0
25A	101	20	242	320	0	320	0
25A	102	20	244	317	0	317	0
25A	103	20	246	314	0	314	0
25A	104	20	248	311	0	311	0
25A	105	20	250	308	0	308	0
25A	106	20	252	305	0	305	0
25A	107	20	254	302	0	302	0
25A	108	20	256	299	0	299	0
25A	109	20	258	296	0	296	0
25A	110	20	260	293	0	293	0
25A	111	20	262	290	0	290	0
25A	112	20	264	287	0	287	0
25A	113	20	266	284	0	284	0
25A	114	20	268	281	0	281	0
25A	115	20	270	278	0	278	0
25A	116	20	272	275	0	275	0
25A	117	20	274	272	0	272	0
25A	118	20	276	269	0	269	0
25A	119	20	278	266	0	266	0
25A	120	20	280	263	0	263	0
25A	121	20	282	260	0	260	0
25A	122	20	284	257	0	257	0
25A	123	20	286	254	0	254	0
25A	124	20	288	251	0	251	0
25A	125	20	290	248	0	248	0
25A	126	20	292	245	0	245	0
25A	127	20	294	242	0	242	0
25A	128	20	296	239	0	239	0
25A	129	20	298	236	0	236	0
25A	130	20	300	233	0	233	0
25A	131	20	302	230	0	230	0
25A	132	20	304	227	0	227	0
25A	133	20	306	224	0	224	0
25A	134	20	308	221	0	221	0
25A	135	20	310	218	0	218	0
25A	136	20	312	215	0	215	0
25A	137	20	314	212	0	212	0
25A	138	20	316	209	0	209	0
25A	139	20	318	206	0	206	0
25A	140	20	320	203	0	203	0
25A	141	20	322	200	0	200	0
25A	142	20	324	197	0	197	0
25A	143	20	326	194	0	194	0
25A	144	20	328	191	0	191	0
25A	145	20	330	188	0	188	0
25A	146	20	332	185	0	185	0
25A	147	20	334	182	0	182	0
25A	148	20	336	179	0	179	0
25A	149	20	338	176	0	176	0
25A	150	20	340	173	0	173	0
25A	151	20	342	170	0	170	0
25A	152	20	344	167	0	167	0
25A	153	20	346	164	0	164	0
25A	154	20	348	161	0	161	0
25A	155	20	350	158	0	158	0
25A	156	20	352	155	0	155	0
25A	157	20	354	152	0	152	0
25A	158	20	356	149	0	149	0
25A	159	20	358	146	0	146	0
25A	160	20	360	143	0	143	0
25A	161	20	362	140	0	140	0
25A	162	20	364	137	0	137	0
25A	163	20	366	134	0	134	0
25A	164	20	368	131	0	131	0
25A	165	20	370	128	0	128	0
25A	166	20	372				

ACO	POS	BLT	UNT	CONSUMO METRO	UNIT	TOTAL
		(mm)	(cm)	(kg)	(m)	(kg)
10	1	10	13	1,4	310	3210
10	2	10	13	1,4	310	3210
10	3	10	13	1,4	310	3210
10	4	10	13	1,4	310	3210
10	5	10	13	1,4	310	3210
10	6	10	13	1,4	310	3210
10	7	10	13	1,4	310	3210
10	8	10	13	1,4	310	3210
10	9	10	13	1,4	310	3210
10	10	10	13	1,4	310	3210
10	11	10	13	1,4	310	3210
10	12	10	13	1,4	310	3210
10	13	10	13	1,4	310	3210
10	14	10	13	1,4	310	3210
10	15	10	13	1,4	310	3210
10	16	10	13	1,4	310	3210
10	17	10	13	1,4	310	3210
10	18	10	13	1,4	310	3210
10	19	10	13	1,4	310	3210
10	20	10	13	1,4	310	3210
10	21	10	13	1,4	310	3210
10	22	10	13	1,4	310	3210
10	23	10	13	1,4	310	3210
10	24	10	13	1,4	310	3210
10	25	10	13	1,4	310	3210
10	26	10	13	1,4	310	3210
10	27	10	13	1,4	310	3210
10	28	10	13	1,4	310	3210
10	29	10	13	1,4	310	3210
10	30	10	13	1,4	310	3210
10	31	10	13	1,4	310	3210
10	32	10	13	1,4	310	3210
10	33	10	13	1,4	310	3210
10	34	10	13	1,4	310	3210
10	35	10	13	1,4	310	3210
10	36	10	13	1,4	310	3210
10	37	10	13	1,4	310	3210
10	38	10	13	1,4	310	3210
10	39	10	13	1,4	310	3210
10	40	10	13	1,4	310	3210
10	41	10	13	1,4	310	3210
10	42	10	13	1,4	310	3210
10	43	10	13	1,4	310	3210
10	44	10	13	1,4	310	3210
10	45	10	13	1,4	310	3210
10	46	10	13	1,4	310	3210
10	47	10	13	1,4	310	3210
10	48	10	13	1,4	310	3210
10	49	10	13	1,4	310	3210
10	50	10	13	1,4	310	3210

ACO	RESUMO ACO CA	50-100	100-150	150-200	200-250	250-300	300-350	350-400	400-450	450-500	TOTAL
10	1	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	2	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	3	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	5	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	6	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	7	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	8	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	9	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	11	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	12	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	13	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	14	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	15	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	16	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	17	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	18	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	19	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	20	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	21	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	22	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	23	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	24	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	25	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	26	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	27	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	28	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	29	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	30	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	31	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	32	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	33	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	34	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	35	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	36	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	37	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	38	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	39	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	40	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	41	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	42	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	43	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	44	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	45	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	46	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	47	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	48	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	49	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100
10	50	10	10	10	10	10	10	10	10	10	100

