

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

PROJETO DA ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO A
FINALIDADE MISTA – MERCADO E ESCOLA – NO DF

PAULO HENRIQUE FORTUNA ROLEMBERG

ORIENTADOR: PAULO CHAVES DE REZENDE MARTINS

COORIENTADOR: DIOGO VIEIRA RESENDE

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ESTRUTURAS

BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO / 2016

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

**PROJETO DA ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO A
FINALIDADE MISTA – MERCADO E ESCOLA – NO DF**

PAULO HENRIQUE FORTUNA ROLEMBERG

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:

**PAULO CHAVES DE REZENDE MARTINS, Dr. ECP (ENC-FT-UnB)
(ORIENTADOR)**

**DIOGO VIEIRA RESENDE, Engenheiro (CONPREST ENGENHARIA)
(COORIENTADOR)**

**MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA, Dr. (ENC-FT-UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**ALEXANDRE DOMINGUES CAMPOS, Engenheiro (ADC PROJETOS)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 9 de DEZEMBRO de 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

ROLEMBERG, PAULO HENRIQUE FORTUNA

Projeto da Estrutura de um Edifício à Finalidade Mista – Mercado e Escola – no DF [Distrito Federal] 2016.

xii, 94 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2016)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Verificação de Flechas

2. Laje Cogumelo Nervurada

3. Escada Autoportante

4. Cortina de Contenção

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ROLEMBERG, P.H.F. (2016). Projeto da Estrutura de um Edifício à Finalidade Mista – Mercado e Escola – no DF. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 46 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Paulo Henrique Fortuna Rolemberg

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Projeto da Estrutura de um Edifício à Finalidade Mista – Mercado e Escola – no DF

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2016

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. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Paulo Henrique Fortuna Rolemberg

SQS 304 Bloco K Apartamento 302 – Asa Sul

70337-110 – Brasília/DF – Brasil

DEDICATÓRIA

“Tudo o que fizerem, seja em palavra ou em ação, façam-no no nome do Senhor Jesus, dando por meio Dele graças a Deus Pai”.

Dedico este trabalho a Deus, que tem me dado o dom da vida e tem sido o meu Norte; e também ao meu pai **Ricardo Sobral Rolemberg** que estaria muito orgulhoso de ver o seu filho formado em Engenharia Civil em uma das maiores universidades do País.

AGRADECIMENTOS

Meus mais sinceros agradecimentos a toda a minha família, em especial a minha mãe **Viviane Sisson Fortuna** e minha avó **Marta Sisson Fortuna**, por sempre estarem dispostas a fazer todo o possível para me ajudar, além de todo o incentivo e amor dedicados.

Também gostaria de agradecer a minha namorada **Marina Azevedo Lira** pelo apoio incondicional, por todo o carinho e afeto durante o período mais estressante das nossas vidas e por ser um exemplo de dedicação e, assim, me motivar a ser o melhor que eu posso ser.

Agradeço, também, a todos os meus amigos pelos momentos tão agradáveis de descanso que me deram força para concluir esse trabalho. Especialmente, ao meu amigo de infância **Mateus Mendelson Esteves da Silva** por ser um exemplo de aluno e de cristão para mim.

Agradeço ao professor **Paulo Chaves de Rezende Martins** por toda a disponibilidade, paciência e dedicação para me orientar ao longo deste ano; por dividir comigo uma parcela do seu vasto conhecimento que para mim foi de grande valia; e por exigir que eu sempre fizesse o melhor que eu pudesse.

Agradeço ao amigo e coorientador **Diogo Vieira Resende** por todos os conselhos e orientações de cunho técnico e pessoal ao longo destes anos; pela paciência e disponibilidade ao me auxiliar; por ser um exemplo de engenheiro e profissional; e por também exigir que eu me dedicasse ao máximo em tudo que eu fizesse.

Ao professor e chefe ao longo dos últimos dois anos, **Alexandre Domingues Campos**, agradeço por todos os ensinamentos; por também dividir comigo uma parcela da sua grande experiência na prática de engenharia; e também pela oportunidade de fazer parte de um dos maiores escritórios de cálculo estrutural de Brasília, onde tanto aprendi.

RESUMO

Este projeto trata do desenvolvimento do projeto estrutural de um edifício que será uma escola em Águas Claras - DF. O projeto tem como base o anteprojeto arquitetônico da escola, que apresenta cinco pavimentos, sendo a garagem semienterrada.

Utiliza-se uma modelagem computacional, através dos *softwares* CAD/TQS, FTOOL e Microsoft Excel, aliada a conceitos de teoria das estruturas e de comportamento estrutural do concreto armado disponíveis na literatura técnica. Sempre respeitando a normalização vigente.

O projeto é realizado em duas etapas. Na primeira delas é analisada a viabilidade técnica e econômica da solução estrutural em concreto armado. Analisam-se os elementos separadamente e o seu comportamento conjunto para decidir qual será a modelagem estrutural mais adequada; descreve-se o processo do lançamento estrutural, enquanto se analisam aspectos importantes que balizaram a escolha das dimensões dos elementos. Dentre esses aspectos, tem destaque a verificação das flechas da estrutura, realizada de acordo com o método bilinear (Boletim 158-E – CEB).

Na segunda etapa, realiza-se o dimensionamento dos elementos estruturais e o detalhamento de suas armações, além de verificações necessárias. Os produtos dessa etapa são os memoriais descritivo e de cálculo do projeto, presentes nessa monografia, e as plantas de forma e armação dos diversos elementos estruturais, em anexo.

No memorial descritivo, descreve-se os critérios de projeto adotados. Tais critérios referem-se aos materiais utilizados, ações de carregamento a que a estrutura estará submetida, modelagem computacional e o projeto da estrutura em situação de incêndio.

No memorial de cálculo, por sua vez, são descritos os procedimentos utilizados para a verificação das flechas dos elementos e seus detalhamentos para cada um dos esforços solicitantes que atuam neles. Além desses procedimentos, apresenta-se também os resultados obtidos. Os detalhamentos finais dos elementos podem ser vistos nas respectivas plantas.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	OBJETIVOS	1
1.2	PROJETO ESTRUTURAL - REQUISITOS.....	2
2.	PROJETO DE ARQUITETURA	3
2.1	DADOS GERAIS.....	3
2.2	CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO.....	3
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1	LAJES.....	4
3.1.1	LAJES MACIÇAS	4
3.1.2	LAJES COGUMELO.....	6
3.1.2.1	PUNÇÃO.....	7
3.1.3	LAJES COGUMELO NERVURADAS.....	9
3.2	MARQUISES.....	10
3.3	CORTINAS DE CONTENÇÃO.....	11
3.4	VIGAS-PAREDE.....	15
4.	MEMORIAL DESCRITIVO	18
4.1	MODELAGEM UTILIZADA	18
4.2	CRITÉRIOS GERAIS DO CAD/TQS	18
4.3	PROPRIEDADES DO CONCRETO.....	19
4.4	PROPRIEDADES DO AÇO.....	20
4.5	CRITÉRIOS PARA DURABILIDADE.....	20
4.6	SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	22
4.7	AÇÕES DE CARREGAMENTO	23
4.7.1	VENTO.....	24
4.8	LANÇAMENTO ESTRUTURAL.....	25

5.	MEMORIAL DE CÁLCULO	28
5.1	LAJES.....	28
5.1.1	VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS	28
5.1.1.1	FLUÊNCIA E ENVELHECIMENTO DO CONCRETO	28
5.1.1.2	MÉTODO BILINEAR	30
5.1.2	DETALHAMENTO À FLEXÃO	35
5.1.3	DETALHAMENTO PARA ESFORÇOS DE CISCALHAMENTO	42
5.1.4	VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO	45
5.2	MARQUISE.....	47
5.2.1	VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS	50
5.2.2	DIMENSIONAMENTO.....	50
5.3	CORTINAS DE CONTENÇÃO.....	55
5.3.1	DIMENSIONAMENTO COMO PLACA (EMPUXO DO SOLO)	55
5.3.2	DIMENSIONAMENTO COMO VIGA PAREDE.....	62
5.3.3	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE CORTINA	68
5.4	ESCADAS	69
5.4.1	ESCADA 1	69
5.4.2	ESCADA 2	73
5.4.3	ESCADA 3	75
5.4.4	ESCADA 4	75
5.5	VIGAS	82
5.5.1	VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS	82
5.5.2	DETALHAMENTO.....	82
5.6	PILARES	85
6.	CONCLUSÕES	90
	BIBLIOGRAFIA.....	91

A1 CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE FLUÊNCIA E ENVELHECIMENTO DO CONCRETO	94
A2 PLANILHA DE CÁLCULO DAS FLECHAS PELO MÉTODO BILINEAR	97
A3 CÁLCULO DA FLECHA DAS VIGAS DA MARQUISE.....	99
A4 CÁLCULO DA FLECHA CRÍTICA NO 1º PAVIMENTO	101
A5 MAPAS DE FLECHA DOS PAVIMENTOS.....	103
A6 QUANTITATIVO DE MATERIAIS	108
A7 CROQUIS DO PROJETO DE ARQUITETURA	108
A8 RELAÇÃO DE PLANTAS.....	109

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3. 1 - Valores de β utilizados para a verificação de punção. (Lima e Pinheiro, 2007) ...	8
Tabela 3. 2 - Avaliação dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo em função do SPT (correlações empíricas) (Marangon, 2008).	13
Tabela 3. 3 - Valores adotados para os parâmetros geotécnicos necessários.	14
Tabela 4. 1 - Critérios inseridos para cada um dos pavimentos.....	19
Tabela 4. 2 - Propriedades do concreto utilizado.....	20
Tabela 4. 3 – Propriedades do aço utilizadas no projeto.	20
Tabela 4. 4 - Classificação da edificação quanto à sua ocupação.....	22
Tabela 4. 5 - Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos.	23
Tabela 4. 6 - Cargas acidentais adotadas em cada um dos pavimentos.....	23
Tabela 4. 7 - Coeficientes de ponderação das ações.	24
Tabela 4. 8 - Parâmetros de vento adotados neste projeto.....	25
Tabela 4. 9 - Limitação da largura de vigas biapoiadas em situação de incêndio.	26
Tabela 5. 1 - Valores dos coeficientes de fluência e envelhecimento adotados.	29
Tabela 5. 2 - Flechas calculadas pelo método bilinear para o ponto crítico da laje do 1o pavimento para diferentes espessuras da laje lisa.	32
Tabela 5. 3 - Flechas calculadas pelo método bilinear para o ponto crítico da laje do 1º pavimento para diferentes fôrmas da laje cogumelo nervurada.....	34

Tabela 5. 4 - Dimensões mínimas das lajes nervuradas.	34
Tabela 5. 5 - Dimensões da fôrma plástica adotada para as lajes nervuradas do edifício.	34
Tabela 5. 6 - Dimensões da fôrma plástica adotada para a laje L101 do edifício.	35
Tabela 5. 7 - Verificação ao cisalhamento na laje nervurada do primeiro pavimento – L205.	42
Tabela 5. 8 - Esforços cortantes limites para definição do detalhamento transversal das nervuras.	43
Tabela 5. 9 – Verificação inicial à punção para a laje L205 sobre o pilar P29, do primeiro pavimento.	45
Tabela 5. 10 - Verificação final à punção para a laje L205 sobre o pilar P29, do primeiro pavimento.	46
Tabela 5. 11 - Flechas calculadas para as vigas mais críticas da marquise.	50
Tabela 5. 12 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para as lajes da marquise.	50
Tabela 5. 13 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para as vigas V210 e V212 da marquise.	51
Tabela 5. 14 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para as vigas V209 e V215 da marquise.	52
Tabela 5. 15 - Determinação da armadura de flexão necessária para a viga V208 da marquise.	53
Tabela 5. 16 - Determinação da armadura de cisalhamento necessária para a viga V208 da marquise.	54
Tabela 5. 17 - Determinação da armadura de torção necessária e o detalhamento da viga V208 da marquise.	54
Tabela 5. 18 - Formas de cálculo das cortinas.	56
Tabela 5. 19 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para o tramo a da cortina 1.	57
Tabela 5. 20 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para os tramos b, c e d da cortina 1.	58
Tabela 5. 21 - Momentos fletores positivos e respectivas armações das cortinas.	60
Tabela 5. 22 - Momentos fletores negativos e respectivas armações das cortinas.	61
Tabela 5. 23 - Carregamentos verticais que atuam sobre as cortinas.	62
Tabela 5. 24 - Determinação do comportamento de cada cortina em função da sua relação l/h.	63

Tabela 5. 25 - Armadura mínima para vigas-parede.....	65
Tabela 5. 26 - Detalhamento das cortinas como vigas-parede.....	66
Tabela 5. 27 - Parâmetros geométricos adotados inicialmente para a escada 1.....	69
Tabela 5. 28 - Dimensionamento à flexão de seção transversal triangular.....	72
Tabela 5. 29 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para a VESC1.	73
Tabela 5. 30 - Parâmetros geométricos da escada 2.....	73
Tabela 5. 31 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para o lance 1 da escada 2.....	74
Tabela A1. 1 - Cálculo detalhado do coeficiente de fluência de acordo com o Anexo A da Norma.....	94
Tabela A1. 2 - Valores do coeficiente de fluência obtidos nos ábacos e interpolados linearmente.	95
Tabela A1. 3 - Valor do coeficiente de envelhecimento do concreto obtidos nos ábacos e interpolados linearmente.....	96
Tabela A2. 1 - Legenda das células da planilha.....	97
Tabela A2. 2 - Planilha de cálculo das flechas pelo método bilinear.....	97
Tabela A3. 1 - Cálculo da flecha das vigas da marquise.....	99
Tabela A4. 1 Cálculo da flecha crítica do 1º pavimento – laje L205.....	101
Tabela A8. 1 - Relação de plantas.....	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3. 1 - Considerações sobre os apoios em bordos sem continuidade completa. (Clímaco, 2008).....	5
Figura 3. 2 - Aspectos das fissuras em uma seção passando pelo pilar. (Leonhardt, 2007).....	8
Figura 3. 3- Empuxo do solo e corte esquemático de duas cortinas.	11
Figura 3. 4 - Definição de empuxo em repouso, ativo e passivo.	12
Figura 3. 5 - Variação da magnitude do empuxo lateral de terra com a inclinação do muro. ...	13
Figura 3. 6 - Carregamento horizontal atuante sobre a cortina.	14
Figura 3. 7 - Dois tipos comuns de carregamento em vigas-parede (NBR 6118:2014).....	15
Figura 3. 8 - Tensões em viga-parede com $l/h=1$ ARAÚJO (Vol 4, 2014).....	16
Figura 4. 1 - Descrição do Modelo IV – CAD/TQS	18
Figura 4. 2 - Classe de agressividade ambiental.	21
Figura 4. 3 - Cobrimentos nominais das armaduras adotados neste projeto.....	21
Figura 4. 4 - Isopletas da velocidade básica do vento.	24
Figura 4. 5 - Direções do vento adotadas.....	25
Figura 5. 1 - Espessura fictícia de uma peça de concreto.....	29
Figura 5. 2 - Relação bilinear entre momento e flecha desprezando-se o efeito da retração. (Boletim 158-E – CEB)	30
Figura 5. 3 - Representação em isovalores das flechas elásticas [mm] (cargas permanentes) do 1o pavimento.....	32
Figura 5. 4 - Características geométricas da fôrma plástica adotada para as lajes nervuradas do edifício.	34
Figura 5. 5 - Características geométricas da fôrma plástica adotada para a laje L101 do edifício.	35
Figura 5. 6 – Detalhe do diagrama de momentos fletores das barras horizontais da grelha - L205.	36
Figura 5. 7 – Detalhe das faixas originais geradas pelo CAD/TQS – L205 – Armadura positiva horizontal.	37
Figura 5. 8 – Detalhe das faixas de armadura complementar à armadura de base – L205 – Armadura positiva horizontal.....	38

Figura 5. 9 - Detalhe das faixas complementares homogeneizadas – L205 – Armadura positiva horizontal.	39
Figura 5. 10 - Detalhe das armações positivas horizontais do primeiro pavimento.....	40
Figura 5. 11 – Detalhe das armações negativas horizontais do primeiro pavimento.	41
Figura 5. 12 – Detalhe dos esforços de cisalhamento obtidos pelo CAD/TQS – L205..	43
Figura 5. 13 - Detalhe das faixas de armadura de cisalhamento – L205.....	44
Figura 5. 14 - Detalhe da fachada principal do prédio para mostrar a marquise.	47
Figura 5. 15 - Largura da mesa colaborante da seção T.....	47
Figura 5. 16 - Detalhe da forma do 1º pavimento - Marquise em planta.	48
Figura 5. 17 - Corte parcial B-B da forma do 1º pavimento – Marquise em corte.....	49
Figura 5. 18 - Esquema estático e diagrama de momentos fletores das lajes da marquise.	50
Figura 5. 19 - Esquemas estáticos e diagramas de momentos fletores das vigas V210 e V12 da marquise.....	51
Figura 5. 20 - Esquemas estáticos e diagramas de momentos fletores das vigas V209 e V215 da marquise.....	52
Figura 5. 21 - Esquema estático da viga V208 e os seus respectivos diagramas de esforços solicitantes.....	53
Figura 5. 22 – Carregamento e momentos fletores do tramo a da cortina 1.....	57
Figura 5. 23 - Carregamento e momentos fletores dos tramos b, c e d da cortina 1.	58
Figura 5. 24 – Detalhe da forma do tramo e da cortina 1 e respectivo carregamento.....	59
Figura 5. 25 - Momentos fletores e respectivas armações do tramo e da cortina 1.	60
Figura 5. 26 – Esquema estático e diagrama de momentos fletores da cortina 1 (viga-parede).	64
Figura 5. 27 – Distribuição da armadura no banzo tracionado da viga-parede. (ARAÚJO, 2014).	67
Figura 5. 28 – Distribuição das armadura sobre os apoios intermediários. (ARAÚJO, 2014).	68
Figura 5. 29 - Detalhe da forma do térreo (rotacionada) para representar a escada 1.....	69
Figura 5. 30 - Parâmetros geométricos usados para o cálculo do peso próprio de escadas.....	69
Figura 5. 31 - Esquema estático adotado inicialmente e respectivo diagrama de momentos fletores da escada 1.....	70
Figura 5. 32 - Escada 1 em corte - corte parcial B-B na forma do térreo.....	71
Figura 5. 33 - Parâmetros geométricos para o cálculo dos coeficientes adimensionais para dimensionamentos à flexão - seção triangular.	71

Figura 5. 34 - Esquema estático e diagrama de momentos fletores da VESC1.....	72
Figura 5. 35 - Detalhe da forma do térreo, mostrando a escada 2 em planta.....	73
Figura 5. 36 - Esquemas estáticos e momentos fletores do lance 1 da escada 2.....	74
Figura 5. 37 - Detalhe do projeto de arquitetura - Escada 4.	76
Figura 5. 38 - Detalhe do modelo 3D do edifício no CAD/TQS	77
Figura 5. 39 - Esquema estático e diagrama de momentos fletores dos degraus – Escada 4 ...	77
Figura 5. 40 - Situação em que há a maior torção possível dos degraus da escada nas suas vigas inclinadas.	78
Figura 5. 41 - Flechas do pórtico espacial formado pelas vigas de escada.	79
Figura 5. 42 - Flechas totais no patamar da escada 4.	79
Figura 5. 43 - Diagrama de momentos fletores das VESCs - Escada 4.	80
Figura 5. 44 - Diagrama de momentos torçores das VESCs - Escada 4.....	81
Figura 5. 45 - Esquema da alternância de cargas realizada pelo CAD/TQS. (Manual Vigas 05-TQS).	83
Figura 5. 46 - Esquema estático e diagramas de solicitações da viga V217.....	84
Figura 5. 47 - Detalhamento final da viga V217 após as edições realizadas.....	85
Figura 5. 48 - Esforços solicitantes do pilar P6 - lance 3	87
Figura 5. 49 - Seção retangular sob flexão oblíqua: deformações (lance 3 – P6).....	87
Figura 5. 50 - Verificação dos resultados de cálculo da seção 3 do pilar P6.....	88
Figura 5. 51 - Detalhamento final do lance 3 do pilar P6.....	89
Figura A1. 1 - Ábaco para obtenção do coeficiente de fluência.	95
Figura A5. 1 - Flechas elásticas [mm] - Térreo - cargas permanentes.	103
Figura A5. 2 - Flechas elásticas [mm] - Térreo - cargas acidentais.	103
Figura A5. 3 - Flechas elásticas [mm] - 1º pavimento - cargas permanentes.....	104
Figura A5. 4 - Flechas elásticas [mm] - 1º pavimento - cargas acidentais.	104
Figura A5. 5 - Flechas elásticas [mm] - 2º pavimento - cargas permanentes.....	105
Figura A5. 6 - Flechas elásticas [mm] - 2º pavimento - cargas acidentais.	105
Figura A5. 7 - Flechas elásticas [mm] - Terraço - cargas permanentes.	106
Figura A5. 8 - Flechas elásticas [mm] - Terraço - cargas acidentais.	106
Figura A5. 9 - Flechas elásticas [mm] - Fundo da caixa - cargas permanentes.....	107
Figura A5. 10 - Flechas elásticas [mm] - Fundo da caixa - cargas acidentais.....	107

SIMBOLOGIA

a: - deslocamento máximo (flecha);

- piso de degrau de escada;

a (t = 0): flecha imediata do elemento estrutural;

a (t = ∞): flecha final do elemento estrutural;

A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

A_s' : área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão;

$A_{s,ccp}$: área de aço necessária para evitar o colapso progressivo da estrutura;

$A_{s(mín)}$: área de armadura mínima;

A_{sw} : área de armadura transversal de vigas;

A_c : área da seção de concreto;

b_w : largura do elemento estrutural;

c: cobrimento da armadura em relação à face do elemento;

CG: centro de gravidade;

d: altura útil;

e: espelho de degrau de escada;

E: módulo de elasticidade;

(EI): rigidez;

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial do concreto;

E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto;

$f_{ct,m}$: resistência média do concreto à tração;

$f_{ct,inf}$: resistência inferior do concreto à tração;

$f_{ct,sup}$: resistência superior do concreto à tração;

F_{sd} : força vertical solicitante de cálculo, reação de apoio de laje cogumelo em pilar;

f_{yk} : resistência característica ao escoamento do aço;

G_c : módulo de elasticidade transversal do concreto;

g1: carga referente ao peso próprio do elemento estrutural;

g2: carga atuante permanente, além do peso próprio;

h: altura do elemento estrutural;

h_{eq} : altura equivalente de solo;

h_{fic} : espessura fictícia da peça de concreto armado;

h_1 : projeção da espessura da escada na vertical;

h_m : espessura média de lance de escada;

I : momento de inércia;

I_c : momento de inércia da seção íntegra de concreto;

K_a : coeficiente de empuxo ativo do solo;

k_{md} : coeficiente adimensional do momento fletor de cálculo;

k_x : coeficiente adimensional – altura relativa da linha neutra;

k_z : coeficiente adimensional do braço de alavanca;

l : vão;

LN : linha neutra;

M : momento fletor;

M_f : momento de fissuração;

p : carga total de um elemento estrutural, considerando cargas permanentes e acidentais;

q : carga acidental, decorrente do uso da estrutura;

r : curvatura;

t : idade do concreto;

T : momento torçor;

T_{sd} : momento torçor solicitante de cálculo;

u_{ar} : perímetro aerado do elemento;

U : umidade relativa do ambiente;

V_{sd} : força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd1} : força cortante resistente de cálculo;

W : momento resistente à flexão do elemento;

x : altura da linha neutra;

y : distância entre o centro de gravidade da seção até a sua fibra mais tracionada;

α_E : parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade;

α : ângulo de inclinação de escada;

β : coeficiente utilizado para se estimar o efeito do momento fletor na punção;

ϕ : ângulo de atrito do solo;

γ : - peso específico;

- coeficiente;

ν : coeficiente de Poisson;

ζ : coeficiente de distribuição do método bilinear;

κ_{s1} : coeficiente que representa a influência de armação na flecha quando o elemento encontra-se no estágio I;

κ_{s2} : coeficiente que representa a influência de armação na flecha quando o elemento encontra-se no estágio II;

$\kappa_{\phi 1}$: coeficiente que representa o efeito da fluência na flecha quando o elementos encontra-se no estágio I;

$\kappa_{\phi 2}$: coeficiente que representa o efeito da fluência na flecha quando o elementos encontra-se no estágio II;

ϕ : coeficiente de fluência do concreto;

χ : coeficiente de envelhecimento do concreto;

ψ_2 : coeficiente da combinação quase-permanente de serviço;

ρ : taxa de armação de tração do elemento;

ρ' : taxa de armação de compressão do elemento;

λ : relação de vãos de laje retangular;

1. INTRODUÇÃO

Esta monografia constitui-se em um memorial descritivo e de cálculo de um projeto estrutural de um edifício de concreto armado. Dessa forma, fez-se a análise dos principais problemas estruturais presentes no projeto e também se propôs as respectivas soluções de engenharia que se julgou mais adequadas.

O escopo do projeto é limitado às atribuições de um projeto da superestrutura de um edifício comercial. Foram analisados, dimensionados e detalhados os elementos estruturais convencionais – laje, viga e pilar; além de elementos especiais – cortinas, rampa e escada; todos de concreto armado. Assim, definições como o projeto geotécnico de fundações, projeto estrutural da cobertura metálica, projeto de fôrmas e escoramentos, projeto de alvenaria, etc fogem ao escopo do projeto.

O projeto foi desenvolvido a partir do projeto de arquitetura de uma escola de maternal, ensino fundamental e médio a ser construída em Águas Claras, no Distrito Federal.

Durante o projeto final 1, analisou-se a viabilidade técnica do projeto, ou seja, se o edifício poderia ter como solução estrutural geral o concreto armado; se elementos individuais poderiam ser executados com essa solução ou precisariam de outra solução estrutural, como a utilização de protensão ou estrutura metálica. Além disso, nessa etapa procurou-se definir todos os critérios de projeto a serem utilizados. Dessa forma, o produto final dessa etapa foi as plantas de forma preliminares dos pavimentos, com as dimensões dos elementos tão próximas das finais quanto possível.

Para o projeto final 2, por sua vez, apresenta-se o projeto executivo da estrutura, com as dimensões finais dos elementos e o detalhamento de suas armações. Assim, o produto final é constituído pelas plantas de forma dos pavimentos e dos elementos especiais presentes, além das plantas de armação de todos elementos estruturais e de locação e cargas dos pilares.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo principal deste projeto é preparar o aluno para a atuação profissional em Engenharia Civil, mais especificamente na área de cálculo estrutural, para que este possa se formar com mais confiança nos conhecimentos adquiridos ao longo do curso e com uma maior consciência de como funciona o processo de projeto da estrutura de um edifício.

O presente projeto tem por objetivos secundários ser o meio pelo qual se possa revisar os conhecimentos adquiridos ao longo da graduação em disciplinas das áreas de geotecnia e estruturas – principalmente as de concreto armado; aprofundar o conhecimento em temas

tratados superficialmente ou sequer mencionados durante as disciplinas; obter familiaridade com *softwares* utilizados atualmente por escritórios de cálculo estrutural, entender como funcionam e saber manipular os seus critérios de forma correta.

1.2 PROJETO ESTRUTURAL - REQUISITOS

Um projeto estrutural é realizado para que se possa prever um conjunto de elementos que, juntos, possam sustentar adequadamente uma edificação. Para que isso ocorra, o projeto deve atender obrigatoriamente e simultaneamente a quatro requisitos indissociáveis e complementares.

Primeiramente, deve-se garantir que a edificação será segura aos usuários. Para isso, a estrutura deve apresentar coeficientes de segurança adequados, seguindo as prescrições das Normas aplicáveis. Esta deve ser projetada de modo a ter uma ruptura segura, ou seja, sob utilização indevida, deve apresentar sinais visíveis – deslocamentos e fissuras – de aviso de eventuais estados de perigo.

Em segundo lugar, deve-se garantir a funcionalidade da estrutura, ou seja, os elementos e a estrutura como um todo devem funcionar de forma que atendam aos objetivos para os quais foram projetados e não comprometam a utilização da edificação.

Além da segurança e da funcionalidade, deve-se garantir a durabilidade da estrutura. Para isso, ela deve se manter operacional ao longo do período de sua vida útil, com custos de manutenção coerentes com o seu uso e capacidade econômica dos usuários e proprietários.

Por fim, o último requisito que um projeto estrutural deve atender é o econômico. Um projeto só será executado caso a sua viabilidade econômica seja garantida. Dessa forma, o papel dos engenheiros e arquitetos responsáveis por um empreendimento é reduzir a quantia total gasta pelo cliente, seja no investimento inicial, seja na manutenção ao longo do tempo. Para isso, as soluções devem levar ao menor consumo possível de materiais e mão-de-obra ou mesmo as soluções que não garantam esse menor consumo, mas reduzam o prazo da obra.

A consideração da funcionalidade e da durabilidade (indiretamente) em um projeto estrutural é feita ao se prevenir que os estados limites de serviço (ELS) sejam atingidos. De acordo com a NBR 8681:2014, esses estados limites são caracterizados por:

- a) Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) Vibração excessiva ou desconfortável.

2. PROJETO DE ARQUITETURA

2.1 DADOS GERAIS

Objeto: Escola de maternal, ensino fundamental e ensino médio;

Localização: Águas Claras, DF;

2.2 CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO

Trata-se de um edifício de cinco pavimentos – garagem, térreo, 1º e 2º pavimentos e terraço. O pé-direito de cada um dos pavimentos se mantém constante ao longo do edifício, com valor de 3,50 metros, a não ser para os níveis de fundo e tampa da caixa d'água.

A garagem é semienterrada e tem capacidade para 25 veículos. O térreo apresenta as áreas administrativas da escola – recepção, secretaria, direções, secretaria de orientação educacional (SOE) e sala de reuniões; além das salas de maternal, banheiros, seis salas de aula e um depósito. No 1º pavimento estão posicionadas nove salas de aula, os laboratórios de física, química e biologia, uma sala de professores com banheiros e os banheiros dos alunos. Já no 2º pavimento há sete salas de aula e uma sala de leitura, além de outra sala de professores e dos banheiros. Por fim, no terraço há um pátio de recreação descoberto, um hall de recreação coberto, uma quadra poliesportiva e vestiários masculinos e femininos.

Os pavimentos são conectados por um elevador panorâmico desde a garagem até o terraço. Esse elemento é usado para garantir acessibilidade à escola, já que os demais elementos de movimento vertical são escadas. Há uma escada principal que nasce no térreo e sobe até o nível do terraço. Nascendo na garagem há duas escadas – uma que liga o pátio externo à garagem e a outra que liga a garagem ao térreo.

O projeto de arquitetura utilizado para o desenvolvimento do presente projeto final encontra-se na fase de anteprojeto. Dessa forma, ainda não havia sido feita nenhuma compatibilização entre os diversos projetos a serem feitos para o edifício. Por causa disso, foram necessárias algumas alterações no projeto original de arquitetura para esse pudesse se adequar ao projeto estrutural desenvolvido. As alterações feitas foram pontuais e procurou-se alterar o mínimo possível o projeto original. Por não se ter acesso ao autor do projeto arquitetônico, essas alterações foram feitas pelo aluno com aprovação do orientador. Em um caso real, as alterações deveriam ter sido discutidas e aprovadas junto ao autor do projeto arquitetônico, mediante justificativa coerente do projetista da estrutura.

As plantas baixas dos pavimentos, cortes transversal e longitudinal, fachadas principal e de fundo são apresentados no apêndice A7 CROQUIS DO PROJETO DE ARQUITETURA.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 LAJES

As lajes são elementos estruturais bidimensionais planos, cuja espessura é bem inferior às outras duas dimensões. São classificadas como placas, ou seja, elementos de superfície sujeitos a carregamentos normais ao seu plano médio, de forma preponderante.

A função básica desses elementos estruturais é receber as cargas verticais de uso de uma edificação e distribuí-las para os seus apoios. As lajes também contribuem para a estabilidade global do edifício, já que funcionam como um diafragma rígido às ações horizontais que este está submetido. Dessa forma, elas auxiliam na distribuição das cargas horizontais e também ligam as estruturas de contraventamento da estrutura. Além disso, aumentam a seção comprimida de vigas quando são concretadas solidariamente, contribuindo para a resistência dessas.

3.1.1 LAJES MACIÇAS

Lajes maciças são placas de espessura uniforme apoiadas ao longo de seus bordos. Esses apoios podem ser feitos por vigas ou por alvenarias. Esse último, entretanto, é muito pouco utilizado no Brasil. O mais comum é que essas lajes sejam concretadas simultaneamente com as vigas de seus bordos, fazendo com que essas estruturas sejam solidárias.

Esse tipo de solução estrutural constitui o chamado “sistema convencional”, no qual as lajes recebem as cargas de uso da estrutura e as transferem para as suas vigas de bordo. Essas, por sua vez, transferem as suas cargas para os pilares e esses as transferem para as fundações. Por fim, as fundações transferem as cargas totais da edificação para o solo.

Esse tipo de laje é escolhido, normalmente, como solução estrutural de edificações mais simples, com vãos pequenos (inferiores a 5 metros) e cargas não muito elevadas (inferiores a 2,5 kN/m²). Nessas situações, as espessuras necessárias para que atendam aos estados limites últimos e de serviço não são grandes e sua adoção vale a pena economicamente.

Normalmente possuem formatos retangulares, de modo a facilitar o seu dimensionamento e execução, mas há exceções. Suas condições de contorno são variadas: seus bordos podem ser simplesmente apoiados, engastados ou livres, dependendo da presença ou ausência de vigas de bordo e das lajes vizinhas.

As lajes maciças são classificadas em lajes armadas em cruz ou lajes armadas em uma direção a depender da relação entre os seus vãos. Caso a razão entre o seu vão maior e menor, respectivamente, seja menor ou igual a 2, a laje será considerada armada em cruz e seu comportamento será efetivamente como de uma placa bidimensional. Já se a razão descrita for maior que 2, o comportamento da laje será ditado pelo seu vão menor, por ser mais rígido, fazendo com que a laje se comporte como uma viga e não como uma placa.

Os momentos fletores nas duas direções de uma laje em cruz são importantes. Assim, ambos deverão ser calculados e a partir de seus valores serão escolhidas armações nas direções correspondentes. Já no caso de lajes em uma direção, o momento na direção de seu menor vão será preponderante em relação ao momento na outra direção, chamado então de secundário. Assim, na direção de maior momento, ou direção principal, serão determinados o momento e a armação principal. Na direção secundária, o momento não será calculado e a armação adotada será uma armação apenas de distribuição.

Dependendo das suas condições de contorno, ou seja, das lajes vizinhas, seus bordos podem ser classificados como simplesmente apoiados ou engastados. Uma laje é considerada engastada em uma laje vizinha caso haja continuidade entre elas. Essa consideração de continuidade entre lajes é subjetiva e varia de engenheiro para engenheiro. Nesse projeto uma laje será engastada em um bordo comum à laje vizinha caso os critérios a seguir sejam satisfeitos simultaneamente.

- A diferença de espessura entre elas seja, no máximo, 2 cm;
- A razão entre seus vãos, na direção considerada, não seja maior 2;
- A extensão do bordo com continuidade seja maior ou igual a 2/3 de todo o bordo da laje.

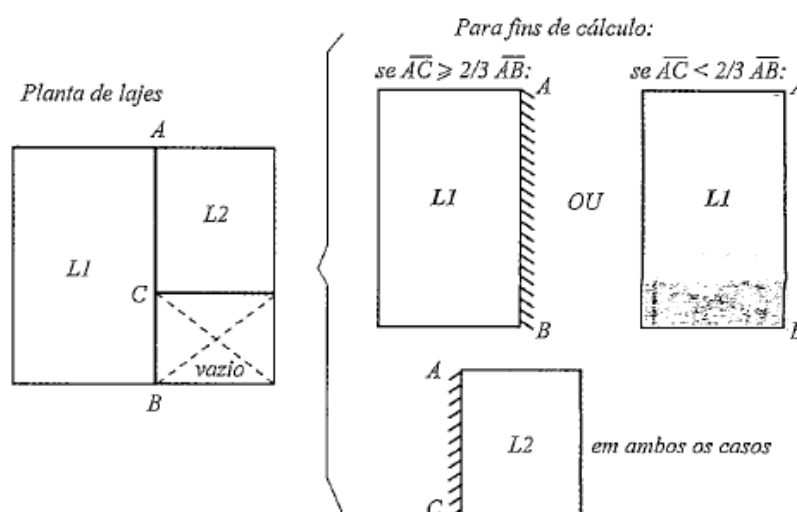


Figura 3. 1 - Considerações sobre os apoios em bordos sem continuidade completa. (Clímaco, 2008)

Quando esses critérios são atendidos simultaneamente, pode-se afirmar que a laje vizinha possui rigidez suficiente para impedir o giro do bordo comum entre as lajes. Por isso, pode-se considerar esse bordo engastado.

Neste projeto, optou-se por utilizar a modelagem de grelha disponível no CAD/TQS para o dimensionamento das lajes maciças. Essa escolha foi feita baseando-se no fato de que os processos simplificados para o cálculo de lajes maciças não apresentam bons resultados para lajes com formatos diferentes dos convencionais.

3.1.2 LAJES COGUMELO

Lajes cogumelo são lajes cujos apoios não são contínuos, mas sim discretos. Essas lajes se apoiam diretamente sobre os pilares do pavimento, devendo estar rigidamente ligadas a eles.

Na região de ligação entre a laje e o pilar há uma elevada concentração de tensões, já que esses apoios não são contínuos. A transferência de tensões da laje para o pilar se dá parte por flexão, parte por torção e parte por cisalhamento. Essa distribuição depende essencialmente das dimensões do pilar e da espessura da laje.

Em geral, a capacidade resistente de lajes cogumelo é limitada pelas tensões tangenciais de cisalhamento. Estas podem causar a ruína da laje, caracterizada pelo fenômeno chamado de punção. Esse fenômeno se caracteriza quando uma força, agindo em uma pequena área de uma placa, provoca a sua perfuração. A ruína causada pelo fenômeno da punção é frágil e abrupta.

As bordas das lajes cogumelo podem ser livres, podem estar apoiadas em pilares ou em apoios contínuos, como vigas de bordo ou alvenarias estruturais. Entretanto, como a capacidade resistente das lajes lisas é normalmente limitada pela possibilidade de ocorrência de punção e esta é mais suscetível nas bordas e nos cantos da laje, é preferível, do ponto de vista da segurança, a adoção de vigas de bordo. Essa foi a razão considerada durante o lançamento estrutural do presente projeto, no qual se utilizou vigas de bordo em todos os pavimentos com lajes cogumelo.

As principais vantagens desse tipo de solução estrutural estão relacionadas ao fato de não apresentarem vigas cruzando os pavimentos. Dentre essas vantagens, podem ser citadas: a simplificação das fôrmas e do cimbramento, que possui influência sobre todo o processo de execução ao reduzir o consumo e o desperdício de materiais (menos cortes) e a incidência de mão-de-obra; adaptabilidade a diversas formas ambientais – as posições das vedações dos ambientes não são impostas pela presença de vigas sobre ou sob elas, há maior flexibilidade para futuras reformas; simplificação das instalações prediais, já que os dutos não precisam contornar ou furar as vigas do pavimento.

A ausência de vigas, entretanto, introduz algumas desvantagens. Se houvessem vigas no pavimento, não haveria a possibilidade de punção; haveria redução das flechas do pavimento, considerando o aumento da inércia introduzido pelas vigas; e haveria um ganho de estabilidade global do edifício, porque as vigas enrijecem o pórtico espacial da estrutura. Além disso, essa solução envolve, normalmente, um maior consumo de concreto e de aço.

A adoção do sistema estrutural de lajes cogumelo normalmente é feita em situações em que os vãos são maiores do que os comuns (maiores que 6,0 metros) e as cargas são elevadas (maiores que 3,0 kN/m²). Em estruturas em que é possível o alinhamento dos pilares em filas ortogonais, de maneira regular e com vãos que variam pouco (menos de 30%) entre si, a escolha por esse tipo de laje é favorecida. Entretanto sua adoção em outras situações também pode ser justificada por fatores estéticos ou de facilidade de execução.

O modelo adotado para realização da análise estrutural dos pavimentos com laje cogumelo foi a grelha equivalente. Esse modelo consiste em substituir a placa por uma malha equivalente de elementos com a espessura da laje e com largura escolhida em função do seu espaçamento. As rigidezes à flexão e à torção, nas duas direções, são tratadas de modo concentrado nos elementos da grelha. Essas rigidezes devem assumir valores tais que a placa e grelha apresentem as mesmas deformações e os mesmos esforços internos quando estiverem carregadas de forma igual. Esse modelo é apenas aproximado, mas se forem tomados os devidos cuidados quanto à discretização da malha e a consideração de suas propriedades, se espera resultados satisfatoriamente próximos.

3.1.2.1 PUNÇÃO

O fenômeno de punção se caracteriza quando há perfuração da placa em regiões de forças concentradas elevadas – reações de apoio ou cargas localizadas. É um estado limite último provocado por altas tensões de cisalhamento. Na ruína por punção a laje rompe por cisalhamento antes de atingir a sua capacidade de resistente de flexão, provocando uma ruptura abrupta que, por não fornecer qualquer aviso prévio, é extremamente perigosa.

A ruptura se dá pela propagação de fissuras em uma superfície em forma de tronco de cone ou de pirâmide dependendo da forma do pilar, no caso de pilares internos. Essas fissuras possuem uma inclinação da ordem de 30° a 35°.

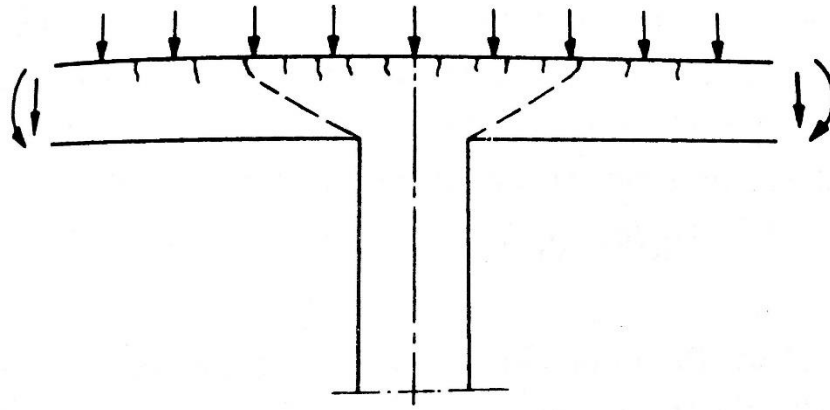


Figura 3. 2 - Aspectos das fissuras em uma seção passando pelo pilar. (Leonhardt, 2007)

A verificação da resistência de lajes sujeitas a esse fenômeno é feita empregando-se o modelo empírico previsto pela NBR 6118:2014, em seu item 19.5. O chamado modelo da superfície de controle consiste em comparar tensões de cisalhamento atuantes em superfícies consideradas críticas e tensões resistentes do concreto.

Sabe-se que a consideração de que pilares internos estarão submetidos a compressão centrada não se verifica na prática. Por causa de variações dos vãos adjacentes e das cargas aplicadas nesses vãos verifica-se a presença de momentos desbalanceados na ligação laje-pilar. Esses momentos desbalanceados têm influência no fenômeno de punção, promovendo concentrações de tensões. Para que essa influência pudesse ser considerada nesse projeto utilizou-se um dos métodos simplificados apresentados em LIMA e PINHEIRO, 2007.

O método simplificado utilizado consiste na adoção de um coeficiente majorador da tensão atuante causada pela força normal, que leve em conta o efeito da excentricidade, como é permitido pela FIP (1999) e pelo EC-2 (1999). Assim, tem-se:

$$\tau_{sd} = \beta \cdot \frac{F_{sd}}{u \cdot d} \quad (3.1)$$

onde, β é o coeficiente para a consideração do efeito da excentricidade.

Tabela 3. 1 - Valores de β utilizados para a verificação de punção. (Lima e Pinheiro, 2007)

Situação de Cálculo	$c_1 \leq c_2$			$c_1 > c_2$		
	C	C'	C''	C	C'	C''
Pilar interno, com carregamento simétrico	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Pilar interno, com momento aplicado	1,2	1,2	1,1	1,2	1,2	1,1
Pilar de borda	1,5	1,3	1,2	1,7	1,4	1,1
Pilar de canto	1,7	1,4	1,1	1,5	1,2	1,1

3.1.3 LAJES COGUMELO NERVURADAS

Conforme os vãos e/ou as cargas vão se elevando, as lajes cogumelo precisam de espessuras cada vez maiores para atender aos requisitos de segurança e de utilização previstos pelas Normas. Essas espessuras, ao superarem determinado valor, podem comprometer a viabilidade econômica dessa solução estrutural. Nesses casos, um recurso que pode ser usado é promover o nervuramento dessas lajes. Esse é utilizado para reduzir o peso próprio da estrutura sem que haja uma perda acentuada de resistência.

Lajes cogumelo nervuradas também são lajes apoiadas diretamente sobre os pilares. Não são placas de espessura uniforme, sua seção transversal típica é formada por uma mesa de concreto com pequena espessura (5 a 10 cm) e nervuras uni ou bidirecionais igualmente espaçadas (60 a 90 cm, normalmente). Nas nervuras procura-se afastar o concreto da linha neutra, aumentando o braço de alavanca.

Baseiam-se no princípio de que, para momentos positivos, o concreto situado abaixo da linha neutra – tracionado – não representa ganho significativo para os esforços resistentes, mas aumenta consideravelmente os esforços solicitantes devido ao seu peso próprio. Dessa forma, o que se procura é substituir esse concreto por algum material inerte, de preferência mais leve e barato que o concreto. Pode-se utilizar uma série de materiais como enchimento nesse caso: blocos cerâmicos furados, blocos de concreto celular, EPS, etc.

Atualmente, entretanto, tem-se usado principalmente fôrmas plásticas reforçadas e reaproveitáveis para a confecção das nervuras. Essas fôrmas são encontradas com dimensões variadas em planta e na sua altura. Os moldes plásticos suportam o peso do concreto, das armações e das pessoas trabalhando sobre eles, tendo na maioria das vezes escoramento próprio que pode ser alugado junto com os moldes por empresas especializadas. As arestas da fôrma que ficam em contato com o concreto são arredondadas e suas faces laterais são inclinadas de modo a facilitar a desforma. O ganho com a produtividade e a racionalização do processo produtivo é perceptível com esse tipo de fôrma.

Dentre as vantagens desse tipo de solução estrutural está a possibilidade de vencer grandes vãos com menor consumo de concreto, reduzindo o peso próprio da estrutura como um todo e aliviando as cargas nas fundações. Porém, dificultam a passagem de tubulações, exigem alturas maiores dos edifícios e de cada andar e o aspecto resultante do teto não é liso, caso sejam utilizadas fôrmas plásticas. Esse último inconveniente pode ser resolvido ao se empregar placas de forro, que também podem servir para promover um melhor isolamento acústico entre os ambientes.

De acordo com a NBR 6118:2014, em seu item 14.7.7, as lajes nervuradas bidirecionais podem ser calculadas, para efeitos de esforços solicitantes, como lajes maciças. E valem as mesmas considerações feitas para lajes maciças desde que respeitem as limitações geométricas prevista em 13.2.4.2. Nesse projeto, entretanto, não se utilizou dessa simplificação, por estar disponível um mecanismo computacional em que se pode modelar a laje nervurada como uma grelha equivalente. Neste caso, as nervuras fazem o papel das barras das grelhas e é possível considerar as vigas de contorno como parte intrínseca da estrutura e, assim, considerar a sua rigidez, ou seja, considerá-las deformáveis verticalmente. Assim, pode-se obter um modelo mais próximo da realidade.

3.2 MARQUISES

Marquises são estruturas em balanço formadas por lajes e, se forem necessárias, vigas. Normalmente são projetadas pelos arquitetos com função de cobertura e proteção de entradas e espaços de circulação pública.

Seu esquema estrutural depende principalmente do vão previsto para o balanço e das cargas atuantes sobre ela. Essas cargas devem considerar o seu uso – se há acesso de pessoas, o peso da impermeabilização e dos revestimentos usados, a possibilidade de retenção de água sobre ela e o peso de parapeitos, placas de publicidade, etc.

Em edificação usuais, as marquises normalmente possuem balanços pequenos (até 1,80 metro) e podem ser formadas por lajes simples em balanço, sem a presença de vigas. Entretanto, para casos em que os balanços são maiores, pode ser necessária a adoção de vigas no esquema estrutural da marquise.

São consideradas estruturas críticas, por serem isostáticas e não permitirem uma eventual redistribuição de esforços. Por isso devem ser dimensionadas, detalhadas e executadas com muito cuidado, para que se evite acidentes.

Além do dimensionamento da estrutura isostática em balanço, é preciso dimensionar a estrutura considerando também outro esquema estático, com a existência de um apoio simples em sua extremidade livre. Essa consideração é feita para evitar acidentes em situações em que o escoramento da marquise for retirado de forma errada ou que alguém escore a marquise na sua extremidade. Nessa situação haveria um momento positivo no vão, cuja armação deve ser prevista e detalhada na marquise.

Quando há continuidade entre as lajes do pavimento e a marquise adjacente, a marquise pode ser engastada nessas lajes vizinhas. Entretanto, se não houver continuidade entre essas estruturas ou mesmo se não houver lajes adjacentes à marquise, esta deverá ser engastada em

sua viga de bordo. Esse engastamento introduz esforços de torção na viga que são considerados de equilíbrio, ou seja, sua consideração é necessária para a estabilidade da estrutura. Dessa forma, essa viga deve ser projetada, dimensionada e detalhada de forma a possuir rigidez adequada à torção.

3.3 CORTINAS DE CONTENÇÃO

Contenção é todo elemento ou estrutura destinada a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em maciços de solo, cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro. Mais especificamente, cortinas são contenções ancoradas ou apoiadas em outras estruturas, caracterizadas pela pequena deslocabilidade.

Em áreas urbanas, cortinas de concreto armado são utilizadas para realizar a contenção do solo em edificações que possuem subsolos ou pavimentos semienterrados. Esse tipo de estrutura deve ser capaz de resistir ao empuxo do solo somado às cargas de uso aplicadas sobre a superfície do solo.

Essa estrutura é solicitada por cargas tanto perpendiculares, quanto paralelas ao seu plano médio. Por isso, trabalha como placa quando considerada a carga de empuxo do solo e como viga parede quando apoia as lajes dos pavimentos.

Ao considerar o comportamento de placa dessa estrutura, pode-se dimensioná-la como uma laje na vertical, que se apoiará nas lajes dos pavimentos, vigas e pilares que possuem inércia suficiente para serem considerados apoios ao carregamento horizontal. Dependendo da posição desses apoios, definem-se os vãos dessas “lajes”. A partir dessa definição, pode-se dimensionar as cortinas como lajes armadas em uma direção ou em cruz, seguindo as mesmas considerações feitas no item 3.1.1.

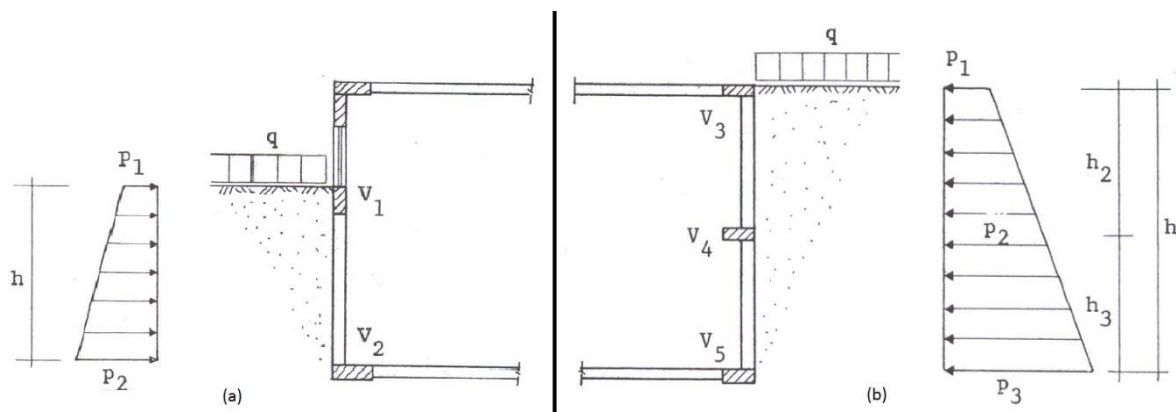


Figura 3. 3- Empuxo do solo e corte esquemático de duas cortinas.

A figura acima apresenta duas situações distintas: a situação (a) retrata um pavimento semienterrado de um edifício. Nesse caso, pode-se notar que a viga V1 não possui inércia

suficiente para ser considerada um apoio da cortina, ao contrário da viga V2. Essa situação não é recomendada, já que cortina teria que ser calculada com um de seus bordos livre (o correspondente a V1), o que deixaria essa região muito deformável e causaria problemas com a esquadria, por exemplo; já na situação (b), percebe-se um subsolo em que as três vigas possuem inércia para serem consideradas apoios da cortina. O mesmo raciocínio é aplicado para os pilares.

A magnitude e a distribuição do empuxo lateral de terra, de acordo com a teoria de Rankine, dependem de muitos fatores. Dentre eles, pode-se citar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo – coesão, ângulo de atrito interno e peso específico – e a natureza do movimento do muro sob o empuxo lateral. Este último determinará se o empuxo será em repouso, ativo ou passivo.

Se a cortina se mantiver na mesma posição com a aplicação do carregamento lateral, a massa de solo apresentará um equilíbrio estático e o empuxo será em repouso; se a cortina transladar ou rotacionar para dentro do edifício devido à carga lateral, uma massa de solo adjacente atingirá um estado de equilíbrio plástico, com diminuição das tensões horizontais, configurando uma situação de empuxo ativo; por fim, caso a cortina sofra translação ou rotação no sentido do solo, para fora do edifício, uma massa de solo adjacente também atingirá um estado de equilíbrio plástico, mas com aumento das tensões horizontais, configurando uma situação de empuxo passivo. A figura a seguir ilustra cada um desses casos.

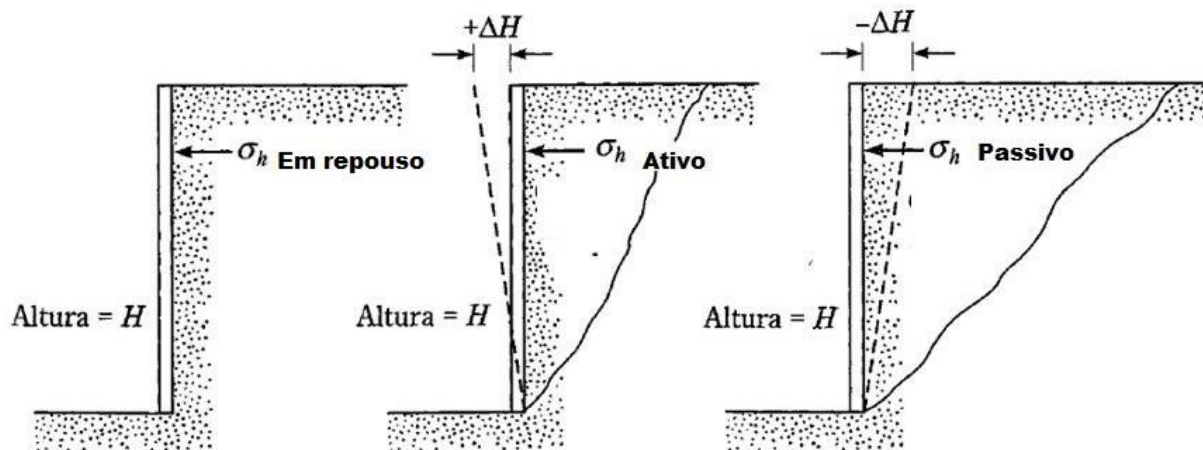


Figura 3. 4 - Definição de empuxo em repouso, ativo e passivo.

No caso de cortinas de concreto armado apoiadas sobre a estrutura dos pavimentos do edifício, percebe-se que ocorre uma situação intermediária entre a de empuxo em repouso e de empuxo ativo. Sabe-se que a magnitude do empuxo do solo é mínima na condição ativa e máxima na condição passiva, assumindo um valor intermediário na situação em repouso (Figura 3. 5). Dessa forma, para que não adotar valores contrários à segurança, optou-se por calcular o

empuxo lateral de terra com o coeficiente de empuxo em repouso. Esse empuxo é dado pela expressão a seguir (Jacky, 1944).

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi' \quad (3.2)$$

onde, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo.

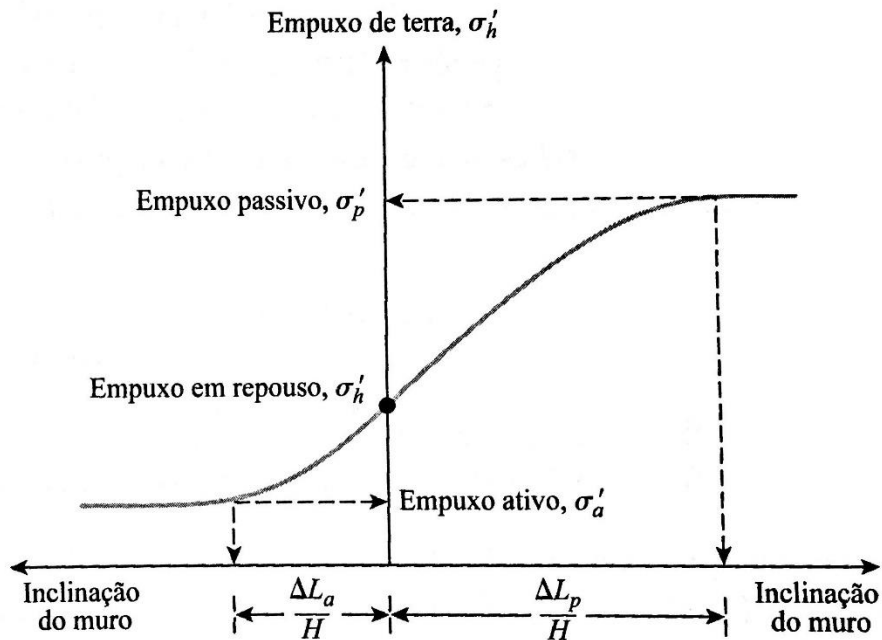


Figura 3. 5 - Variação da magnitude do empuxo lateral de terra com a inclinação do muro.

O ângulo de atrito do solo é um parâmetro que depende do tipo de solo e deve ser obtido por meio de ensaios adequados. Como não se conhece o solo do terreno onde o edifício será construído, esse parâmetro foi estimado.

Tabela 3. 2 - Avaliação dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo em função do SPT (correlações empíricas)

(Marangon, 2008).

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ °	E (t/m ²)	v
Fofa	1,6	0	25 - 30	100 - 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35	500 - 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40	1400 - 4000	
Compacta	2,0	0	40 - 45	4000 - 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ °	E' (t/m ²)	v
Muito Mole	1,3	0 - 1,2	0	30 - 120	0,4 a 0,5
Mole	1,5	1,2 - 2,5	0	120 - 280	
Média	1,7	2,5 - 5,0	0	280 - 500	
Rija	1,9	5,0 - 15,0	0	500 - 1500	
Dura	> 2,0	> 15,0	0	> 1500	

Valores UFMG fls. 47

Com base nos valores da tabela acima e procurando adotar valores que correspondam às situações mais desfavoráveis possíveis, adotou-se os seguintes valores para os parâmetros geotécnicos necessários:

Tabela 3. 3 - Valores adotados para os parâmetros geotécnicos necessários.

Peso específico γ (kN/m ³)	Ângulo de atrito interno ϕ (graus)	Coesão c (kN/m ²)
18	26	0

Outro aspecto importante retratado na Figura 3. 3 é que a carga de empuxo do solo aplicada sobre a estrutura não é triangular, mas sim trapezoidal. Isso ocorre porque há uma sobrecarga aplicada sobre a superfície do solo. Normalmente essa carga é constituída pelo peso dos veículos, já que na área externa é onde se situam os estacionamentos. Para se considerar essa carga, se converte essa sobrecarga em uma altura equivalente de solo, ou seja, uma camada de solo que tenha peso igual a sobrecarga. Neste projeto, será considerada uma sobrecarga de 5,0 kN/m² sobre o solo. Dessa forma, a altura equivalente de solo será:

$$h_{eq} = \frac{q}{\gamma_{solo}} = \frac{5,0 \text{ kN/m}^2}{18 \text{ kN/m}^3} = 0,28 \text{ m} \quad (3.3)$$

Utilizando-se os valores adotados para os parâmetros geotécnicos, pode-se determinar o coeficiente de empuxo em repouso e, conseqüentemente, o carregamento horizontal atuante sobre cada cortina em função da altura de solo sobre ela.

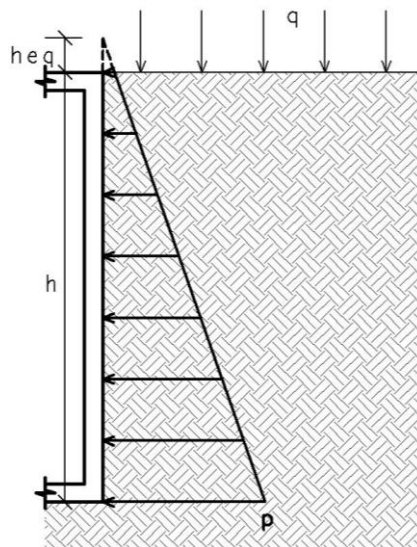


Figura 3. 6 - Carregamento horizontal atuante sobre a cortina.

$$p = \gamma_{solo} \cdot (h_{eq} + h) \cdot K_o \quad (3.4)$$

$$p = 18 \cdot (h_{eq} + h) \cdot (1 - \text{sen } 26^\circ) \therefore p = 10,1 \cdot (h_{eq} + h) \text{ kN/m}^2$$

3.4 VIGAS-PAREDE

No item 3.1 explanou-se sobre placas, o que são e como funcionam. Nesse momento, tratar-se-á das chapas, que são estruturas planas solicitadas em seu próprio plano. Particularmente, quando essas chapas possuem apoios descontínuos como as vigas, elas são denominadas vigas-parede.

A diferenciação entre vigas-parede e vigas esbeltas é feita a partir da relação l/h , sendo l o vão de cálculo e h a altura da viga. Os limites de esbeltez convencionados por LEONHARDT (2007) para as vigas-parede são os seguintes:

- Vigas biapoiadas: $l/h < 2,0$;
- Vigas de dois vãos: $l/h < 2,5$;
- Vigas contínuas com mais de dois vãos: $l/h < 3,0$.

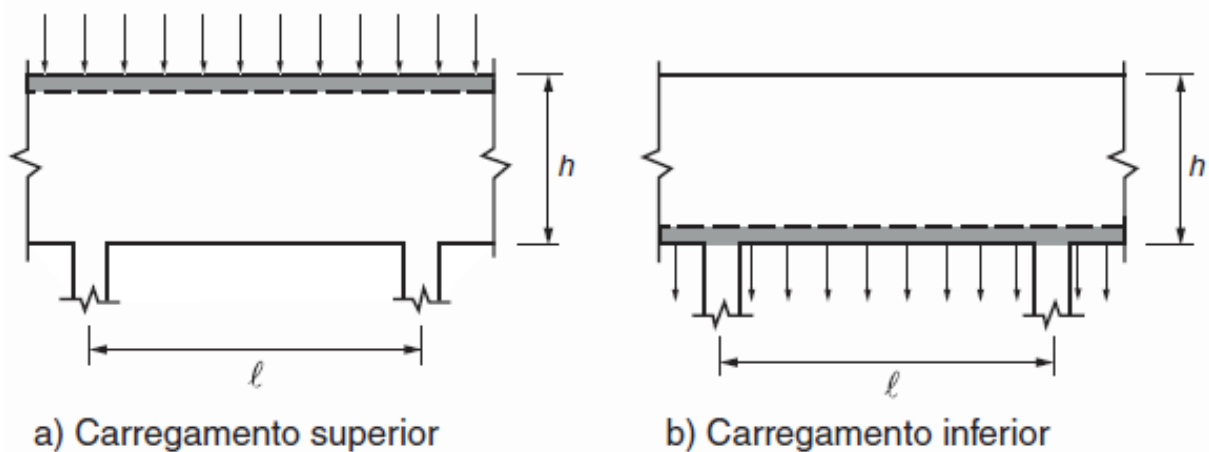


Figura 3. 7 - Dois tipos comuns de carregamento em vigas-parede (NBR 6118:2014).

No caso de vigas-parede, as hipóteses de Navier-Bernoulli não se aplicam, diferentemente do caso de vigas esbeltas. Isso ocorre em virtude das grandes distorções sofridas pela estrutura, o que faz com que as deformações normais ϵ_x não apresentem variação linear ao longo da altura da viga. Em decorrência disso, as tensões normais σ_x também não variam linearmente e há a necessidade de analisar as vigas-parede como um problema bidimensional de tensões.

Os esforços solicitantes nas vigas-parede são calculados da mesma forma como é feito o cálculo para as vigas esbeltas.

O ponto de aplicação do carregamento e o tipo de apoio têm grande influência sobre as tensões nas vigas-parede. Assim, para o dimensionamento e a disposição das armaduras, devem-se distinguir os casos de carregamento superior e inferior (Figura 3. 7), apoio direto e apoio indireto.

Segundo LEONHARDT, na prática, para o dimensionamento de chapas de concreto armado, é suficiente conhecer aproximadamente as tensões no estágio I e, em especial, a direção e o valor das tensões principais. Para o dimensionamento das armaduras, bastam fórmulas empíricas e certos critérios relativos à distribuição da armadura, que foram obtidos a partir de numerosos ensaios em corpos de prova levados até a ruptura.

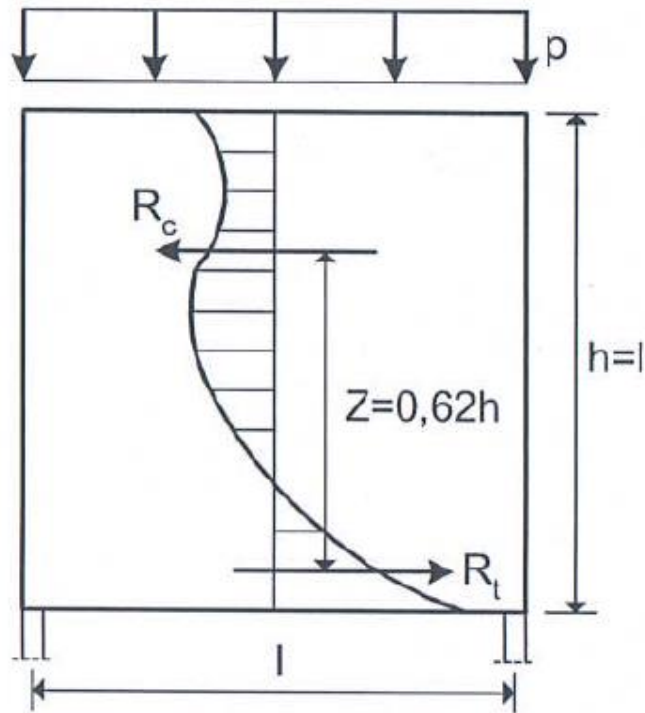


Figura 3. 8 - Tensões em viga-parede com $l/h=1$ ARAÚJO (Vol 4, 2014).

Conforme se observa na figura acima, a variação das tensões não é linear ao longo da altura da viga. Além disso, percebe-se que o braço de alavanca (Z) das resultantes de tração e compressão é diferente do correspondente no caso de vigas esbeltas ($Z = 0,67h$).

Quando $l/h < 1$, o braço de alavanca diminui ainda mais, mas o momento resistente permanece aproximadamente constante. Isto indica que apenas a parte inferior da viga-parede, com uma altura aproximadamente igual a l , colabora com a resistência e que a parte superior atua como uma carga uniformemente distribuída. Assim, é usual definir uma altura efetiva (h_e), para a viga-parede, dada por:

$$h_e \leq \begin{cases} l \\ h \end{cases} \quad (3.5)$$

O cálculo da armadura do banzo tracionado será realizado a partir da seguinte equação:

$$A_s = \frac{M_d}{Z \cdot f_{yd}} \quad (3.6)$$

Para o braço de alavanca, adotam-se os seguintes valores (LEONHARDT, 2007)

- Vigas biapoidadas:

$$Z = 0,15 \cdot h \cdot \left(3 + \frac{l}{h}\right), \text{ se } 1 < \frac{l}{h} < 2 \quad (3.7)$$

$$Z = 0,6 \cdot l, \text{ se } \frac{l}{h} \leq 1$$

- Vigas de dois vãos:

$$Z = 0,10 \cdot h \cdot \left(2,5 + 2 \cdot \frac{l}{h}\right), \text{ se } 1 < \frac{l}{h} < 2,5 \quad (3.8)$$

$$Z = 0,45 \cdot l, \text{ se } \frac{l}{h} \leq 1$$

- Vigas contínuas com mais de dois vãos:

Para os vãos extremos e para os primeiros apoios intermediários, adotam-se os valores dados nas equações (3.8). Para os demais apoios e vãos, tem-se:

$$Z = 0,15 \cdot h \cdot \left(2 + \frac{l}{h}\right), \text{ se } 1 < \frac{l}{h} < 3 \quad (3.9)$$

$$Z = 0,45 \cdot l, \text{ se } \frac{l}{h} \leq 1$$

4. MEMORIAL DESCRITIVO

4.1 MODELAGEM UTILIZADA

O projeto foi desenvolvido com a utilização de modelagem computacional. O edifício foi modelado no *software* CAD/TQS versão 17.9.8 e utilizou-se também o *software* FTOOL versão 3.00. Esses foram os programas utilizados para a análise estrutural.

O CAD/TQS não foi utilizado apenas para a análise estrutural, mas também para o lançamento (modelagem) do edifício, dimensionamento, detalhamento e desenho dos elementos estruturais.

Além desses dois softwares, o Microsoft Office Excel foi muito importante ao longo do desenvolvimento do projeto, sendo usado como planilha para automatizar diversos cálculos necessários.

4.2 CRITÉRIOS GERAIS DO CAD/TQS

A versão utilizada do CAD/TQS ainda utiliza as prescrições da ABNT NBR 6118:2003 (2007). Mesmo assim, quando foi possível fazer alterações nos critérios, utilizaram-se os da versão de 2014 da Norma.

O tipo de estrutura pode ser escolhido entre concreto armado/protendido ou alvenaria estrutural. A opção escolhida foi a primeira. O sistema de modelagem escolhido foi o Modelador Estrutural, ao invés da Entrada Gráfica de Formas.

O modelo estrutural escolhido para o edifício foi o Modelo IV (designação do CAD/TQS), cuja descrição do próprio software é apresentada a seguir.

O edifício será modelado por um pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos (vigas contínuas ou grelhas). O pórtico será composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares serão calculados com o pórtico espacial. Nas lajes, somente os efeitos gerados pelas ações verticais serão calculados, de acordo com o modelo selecionado para os pavimentos. Nos pavimentos simulados por grelha de lajes, os esforços resultantes das barras de lajes sobre as vigas serão transferidas como cargas para o pórtico espacial, ou seja, há uma certa integração entre ambos os modelos (pórtico espacial e grelhas). Para os demais tipos de modelos de pavimento, as cargas das lajes serão transferidas para o pórtico por meio de quinhões de carga. Tratamento especial para vigas de transição e que suportam tirantes pode ser ativado no botão abaixo. A flexibilização das ligações viga-pilar, a separação de modelos específicos p/avaliações ELU e ELS, bem como seus respectivos coeficientes de não-linearidade física, são controlados por critérios gerais do Pórtico-TQS.

Figura 4.1 - Descrição do Modelo IV – CAD/TQS

Ao criar um novo edifício no CAD/TQS, deve-se inserir cada um dos pavimentos, o número de vezes que ele se repete (número de pisos), seu pé-direito (em metros), a sua classe – fornece informações importantes para o cálculo de índices do edifício e da aplicação de vento – e o modelo estrutural escolhido para ele. Neste projeto, utilizou-se os três modelos para os pavimentos: grelha somente de vigas para o cintamento, que não possui lajes; grelha de lajes planas para os pavimentos com lajes maciças apoiadas sobre vigas (ático) e grelha de lajes nervuradas para os pavimentos com essa solução estrutural.

Tabela 4. 1 - Critérios inseridos para cada um dos pavimentos.

Pavimento	Número de pisos	Pé-direito [m]	Nível da Estrutura [m]	Classe	Modelo Estrutural
6-tcx	1	3,00	17,00	Ático	Grelha de lajes planas
5-fcx	1	3,35	14,00	Ático	Grelha de lajes planas
4-terraço	1	3,50	10,65	Cobertura	Grelha de lajes nervuradas
3-2pav	1	3,50	7,15	Tipo	Grelha de lajes nervuradas
2-1pav	1	3,50	3,65	Primeiro	Grelha de lajes nervuradas
1-ter	1	3,50	0,15	Térreo	Grelha de lajes nervuradas
0-garagem	1	0,00	-3,35	Subsolo	Grelha somente de vigas

4.3 PROPRIEDADES DO CONCRETO

Optou-se pela utilização de concreto armado com resistência característica aos 28 dias de idade (f_{ck}) igual a 30 MPa para todos os elementos estruturais do projeto. Essa decisão foi tomada considerando as características da obra, sua localização e o fator econômico. A maioria das edificações no Distrito Federal atualmente é feita com a utilização de concreto armado. O f_{ck} normalmente adotado varia entre 30 e 35 MPa, por isso o mercado local é propício para adoção de um desses valores.

Por não haver a possibilidade de execução de ensaios para obtenção das propriedades do concreto, adotou-se as formulações da Norma para a determinação aproximada de seus valores. Assim, de acordo com os itens 8.2.5, 8.2.8 e 8.2.9 da NBR 6118:2014, as propriedades do concreto de interesse para o projeto são as indicadas na tabela a seguir.

Tabela 4. 2 - Propriedades do concreto utilizado.

Resistência característica à compressão	f_{ck} [MPa]	30
Resistência à tração média	$f_{ct,m}$ [MPa]	2,90
Resistência à tração inferior	$f_{ct,inf}$ [MPa]	2,03
Resistência à tração superior	$f_{ct,sup}$ [MPa]	3,77
Módulo de elasticidade inicial	E_{ci} [MPa]	$3,07 \cdot 10^4$ ^a
Módulo de elasticidade secante	E_{cs} [MPa]	$2,68 \cdot 10^4$
Coeficiente de Poisson	ν	0,2
^a Para o coeficiente α_E usado para levar em consideração o tipo de rocha utilizada para fabricação do agregado graúdo foi adotado o valor 1,0, já que no Distrito Federal o agregado graúdo mais utilizado é o granito.		

4.4 PROPRIEDADES DO AÇO

O aço utilizado nesse projeto é classificado pela ABNT NBR 7480, com valor característico de resistência de escoamento nas categorias CA-50 e CA-60.

Tabela 4. 3 – Propriedades do aço utilizadas no projeto.

Bitola [mm]	Massa linear [kg/m]	Categoria	f_{yk} [MPa]	Massa específica [kg/m ³]	Módulo de elasticidade [GPa]
5,0	0,154	CA-60	600	7.850	210
6,3	0,245	CA-50	500		
8,0	0,395				
10,0	0,617				
12,5	0,963				
16,0	1,578				
20,0	2,466				
25,0	3,853				

4.5 CRITÉRIOS PARA DURABILIDADE

Visando garantir a durabilidade da estrutura com adequada segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à vida útil da estrutura, foram adotados critérios em relação à classe de agressividade ambiental e valores de cobrimentos das armaduras, conforme apresentado a seguir.

A localização do edifício é a cidade de Águas Claras, DF. Assim, sabe-se que o ambiente é urbano e o clima é seco. Dessa forma, de acordo com o item 6.4 da NBR 6118:2014, a classe de agressividade ambiental dessa obra é a classe II, cuja agressividade é moderada e o risco de deterioração da estrutura é pequeno.

Classe de agressividade		Concreto armado	Concreto protendido	
<input type="radio"/> I - Fraca	Rural ou submerso	Insignificante	>=C20	>=C25
<input checked="" type="radio"/> II - Moderada	Urbano	Pequeno	>=C25	>=C30
<input type="radio"/> III - Forte	Marinho	Grande	>=C30	>=C35
<input type="radio"/> IV - Muito forte	Industrial ou sob ação de respingos de água salgada	Elevado	>=C40	>=C40

Fatores atenuantes

Região de clima seco com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%. Ambientes internos secos ou revestidos de argamassa e pintura

Pode-se também admitir uma classe mais branda em obras em regiões com clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes secos ou regiões onde chova raramente.

Figura 4. 2 - Classe de agressividade ambiental.

Dessa forma, por se tratar de uma estrutura de concreto armado em um ambiente urbano, a relação água/cimento deve ser maior que 0,60, de acordo com a tabela 7.1 da NBR 6118:2014. Além disso, outro parâmetro que pode ser usado para garantir a durabilidade do concreto é adotar um consumo de cimento para execução do concreto de, no mínimo, 280 kg/m³, seguindo a prescrição dada pela NBR 12.655:2015.

Como a classe de resistência mínima do concreto armado para classe de agressividade II é C25 e no projeto foi escolhida a classe C30, pôde-se reduzir os cobrimentos definidos na tabela 7.2 da Norma em 5 mm, de acordo com o item 7.4.7.6. Não se considerou que haverá rígido controle de qualidade e de tolerância de medidas na obra. Assim, os cobrimentos nominais adotados são apresentados a seguir.

Cobrimentos em cm		Difer sec	
	Inferior	Superior	inf sup
Lajes convencionais	2	2	1 1
Lajes protendidas	3	3	1
Vigas	2.5		
Pilares	2.5		
Fundações	2.5		1

Verificação de cobrimentos mínimos

Maior altura de bainha 60 mm

Maior bitola de viga/pilar 25 mm

Maior bitola de lajes 20 mm

Desativar a verificação dos cobrimentos mínimos

Classe de agressividade ambiental

II - Moderada - Urbana - Clima seco / ambientes internos

Alterar

Figura 4. 3 - Cobrimentos nominais das armaduras adotados neste projeto.

4.6 SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Ao se projetar uma estrutura de concreto armado, é preciso prever a ocorrência de algumas ações excepcionais, uma delas é a situação de incêndio. Essa consideração é importante para que se possa limitar os riscos à vida humana e à propriedade.

Do ponto de vista estrutural, a NBR 15.200:2012 estabelece que a estrutura precisa manter as seguintes funções mesmo em situação de incêndio:

- Função corta-fogo: a estrutura não permite que o fogo a ultrapasse ou que o calor a atravesse em quantidade suficiente para gerar combustão no lado oposto ao incêndio inicial. A função corta-fogo compreende o isolamento térmico e a estanqueidade à passagem das chamas;
- Função de suporte: a estrutura mantém sua capacidade de suporte da construção como um todo ou de cada uma de suas partes, evitando o colapso global ou o colapso local progressivo.

Essas duas funções devem ser mantidas durante certo tempo de exposição da estrutura ao incêndio, denominado “tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)”. Esse parâmetro é estabelecido pela NBR 14.432:2001 em função do uso da edificação, sua altura e sua carga de incêndio. Nesse projeto, tem-se a classificação a seguir.

Tabela 4. 4 - Classificação da edificação quanto à sua ocupação.

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
E	Educativa e cultura física	E-1	Escolas em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitário e outros
		E-2	Escolas especiais	Escolas de artes e artesanato, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira e outras
		E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais ginástica (artística, dança musculação e outros) esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídos em F-3), sauna, casas de fisioterapia e outros
		E-4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral
		E-5	Pré-escolas	Creches, escolas maternas, jardins-de-infância
		E-6	Escolas para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros

Para que se determine o TRRF é preciso determinar a classe do subsolo e a da edificação como um todo. Para isso, é preciso comparar a profundidade do subsolo (h_s) e a altura da edificação (h) com os limites das classes. No presente projeto, verifica-se que $h_s = 3,50$ metros e $h = 12,12$ metros. Portanto, a edificação em questão pertence às classes S_1 e P_3 .

Tabela 4. 5 - Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos.

Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
	Classe S ₂ h _s > 10 m	Classe S ₁ h _s ≤ 10 m	Classe P ₁ h ≤ 6 m	Classe P ₂ 6 m < h ≤ 12 m	Classe P ₃ 12 m < h ≤ 23 m	Classe P ₄ 23 m < h ≤ 30 m	Classe P ₅ h > 30 m
E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120

Sabendo-se que o TRRF da edificação é 60 minutos, utilizou-se o método tabular da NBR 15.200:2012. Assim, ao invés de fazer cálculos específicos para se determinar dos efeitos da alta temperatura na resistência dos materiais e os esforços solicitantes, basta atender às dimensões mínimas dos elementos estruturais, em função do TRRF.

4.7 AÇÕES DE CARREGAMENTO

As ações a que a estrutura estará submetida foram consideradas em conformidade com as prescrições do item 11 da NBR 6118:2014 e da NBR 6120:2000.

Tabela 4. 6 - Cargas acidentais adotadas em cada um dos pavimentos.

Pavimento	Acidentais (utilização)	
	Gerais [kN/m ²]	Específicas
Tampa da caixa	1,0	-
Fundo da caixa	2,0	17,2 kN/m ² sob as caixas d'água 20 kN/m ² sobre a mesa do elevador
Terraço	3,0	5,0 kN/m ² sobre a quadra poliesportiva
2º Pavimento	3,0	6,0 kN/m ² sobre a sala de leitura
1º Pavimento	3,0	-
Térreo	3,0	-
Garagem	4,0	-

Por não se ter informações específicas de quais serão os revestimentos adotados em cada um dos ambientes, adotou-se o valor genérico de 1,0 kN/m² para a carga referente a esse elemento.

De acordo com o projeto de arquitetura, as alvenarias possuem espessura de 15 cm, assim considera-se que serão empregados blocos cerâmicos furados com dimensões 9x19x19 cm e que haverá 2,5 cm de revestimento em argamassa em cada uma das faces das paredes. De acordo com a tabela 1 da NBR 6120:2000, tem-se o peso específico aparente de blocos cerâmicos furados igual a 13 kN/m³ e da argamassa de cimento e areia igual a 21 kN/m³. Assim, tem-se:

$$g_{parede} = 13 \cdot 0,10 + 21 \cdot 0,05 = 2,4 \text{ kN/m}^2 \quad (4.1)$$

Para se obter a carga linear basta multiplicar o valor acima pela altura da alvenaria que se deseja calcular. Neste projeto, utilizou-se o valor de 7,5 kN/m.

Os coeficientes de ponderação para cargas permanentes e acidentais estão apresentados nas figuras a seguir.

Tabela 4. 7 - Coeficientes de ponderação das ações.

Ação	Coeficientes de ponderação		Fatores de combinação		
	Desfavorável	Favorável	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Peso próprio (g_1)	1,4	1	-	-	-
Cargas permanentes (g_2)	1,4	1	-	-	-
Empuxo do solo	1,4	1	-	-	-
Cargas variáveis (q)	1,4	-	0,7	0,6	0,4

4.7.1 VENTO

O valor da velocidade básica do vento (V_0) foi obtido da figura a seguir, reproduzida da NBR 6123:1988.

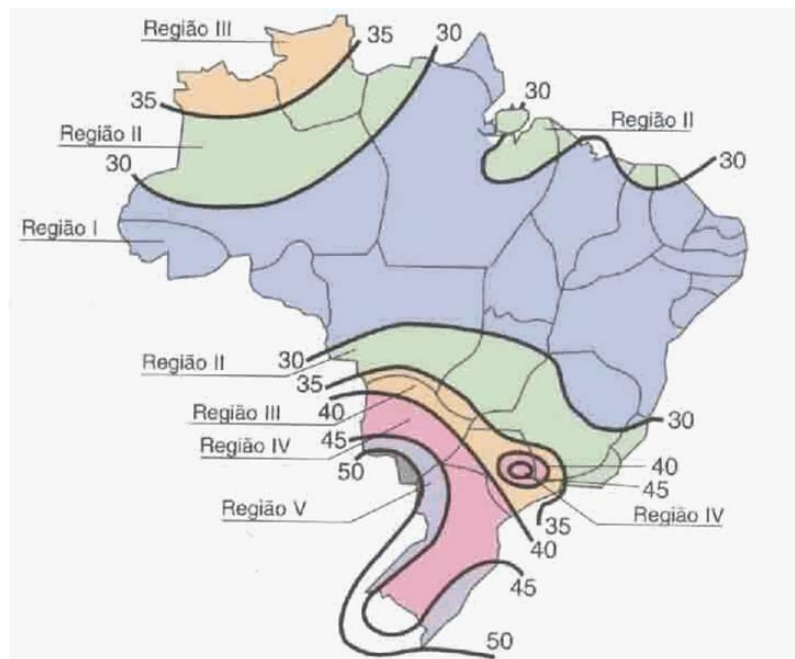


Figura 4. 4 - Isopletas da velocidade básica do vento.

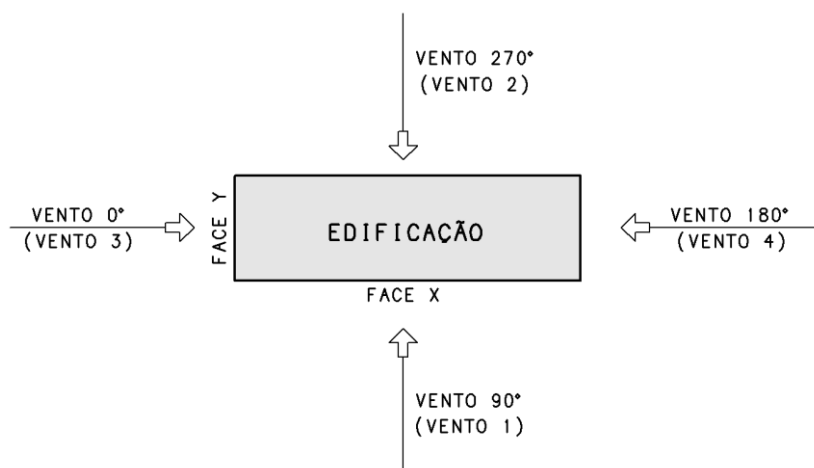


Figura 4. 5 - Direções do vento adotadas.

Tabela 4. 8 - Parâmetros de vento adotados neste projeto.

Parâmetro			Justificativa
Velocidade Básica	V_0 [m/s]	35	Região do Distrito Federal
Fator Topográfico	S_1	1,0	Terreno plano
Categoria de Rugosidade	S_2	IV	Zona urbanizada com obstáculos
Classe da Edificação	S_2	B	Maior dimensão = 42,6 metros
Fator Estatístico	S_3	1,0	Grupo 2 – edificação de alto fator de ocupação
Coeficiente de Arrasto C.A.	Ângulo 90	1,0	Relações h/l_1 e l_1/l_2 menores do que os limites dos âbacos da Norma. Extrapolando-se, foi obtido o valor de 1,0 para todos os casos.
	Ângulo 270	1,0	
	Ângulo 0	1,0	
	Ângulo 180	1,0	

4.8 LANÇAMENTO ESTRUTURAL

Começou pela definição do posicionamento dos pilares. Arbitrou-se, como pré-dimensionamento para os pilares, uma seção transversal de 20x60 cm², de modo a respeitar a dimensão mínima de 19 cm prevista pela NBR 6118:2014, em seu item 13.2.3. Essa escolha visou não tornar necessário majorar os esforços solicitantes para o dimensionamento dos pilares.

Primeiramente, os pilares foram posicionados a partir do projeto arquitetônico do pavimento tipo, procurando causar a menor influência possível nos espaços de uso e esconder os pilares nas alvenarias, tanto quanto possível. Percebeu-se, a seguir, que o pavimento limitante para o posicionamento dos pilares seria a garagem. Assim, os pilares foram reposicionados de acordo com a arquitetura da garagem, procurando seguir o pré-lançamento feito pelo arquiteto. Alguns pilares precisaram ser movidos ou rotacionados para não prejudicar o fluxo de veículos e o posicionamento das vagas.

O posicionamento dos pilares foi realizado antes da definição de qual seria a solução estrutural de cada pavimento, que foi feita a partir da análise dos vãos entre pilares no edifício e das cargas de uso em cada pavimento.

Não foi possível adotar vãos uniformes devido a imposições do projeto de arquitetura, principalmente na garagem. Observou-se que os vãos resultantes foram da ordem de 7,0 a 8,0 metros, valores considerados altos. Por causa disso, a solução com estrutura convencional – laje maciça apoiada sobre vigas e estas sobre pilares – foi descartada, porque não seria viável econômica e tecnicamente, face às elevadas espessuras necessárias para atender satisfatoriamente aos requisitos de desempenho da estrutura. As soluções restantes eram: laje lisa, laje cogumelo nervurada ou laje nervurada. A escolha entre elas foi feita a partir da análise das espessuras necessárias para que o estado limite de serviço de deformações excessivas (ELS-DEF) não fosse atingido.

A largura das vigas do edifício foi determinada pela situação de incêndio, descrita no item 4.6. De acordo com o método tabular da NBR 15.200:2012, em função do TRRF da edificação, tem-se uma série de combinações entre a largura das vigas e a distância entre o centroide da armadura longitudinal e a face de concreto exposta ao fogo. A tabela a seguir ilustra essas combinações para o TRRF da edificação.

Tabela 4. 9 - Limitação da largura de vigas biapoiadas em situação de incêndio.

TRRF (min)	Vigas biapoiadas Combinações de b_{\min}/d' ¹⁾ (mm/mm)			$b_{w(\min)}$ ²⁾ (mm)
	1	2	3	
60	120/40	160/35	190/15	80/10
¹⁾ b_{\min} corresponde à largura mínima da viga no nível do centróide das armaduras ²⁾ $b_{w\min}$ é o menor valor da largura da nervura da viga				

A menor distância entre o centroide da armadura longitudinal e a face de concreto exposta ao fogo ocorre ao se utilizar estribos e barras longitudinal cuja bitola seja 5,0 mm. Nesse caso, tem-se:

$$d'_{\min} = c + \phi_t + \frac{\phi}{2} = 3,25 \text{ cm} \quad (4.2)$$

Na maioria dos casos, entretanto, d' estará próximo de 3,5 cm. Dessa forma, para atender à limitação imposta pela NBR 15.200, adotou-se para todas as vigas do edifício uma largura de 16 cm.

O pré-dimensionamento da altura das vigas foi feito de maneira aproximada, seguindo a recomendação de se adotar 1/10 do vão, de acordo com PINHEIRO, 2007. Depois verificou-se as flechas, como será descrito mais adiante, e os diagramas de momento fletor para as envoltórias do ELU, utilizando-se a grelha do CAD/TQS. Adotou-se alturas tais que não fosse necessário o uso de armadura dupla para as vigas.

Adotou-se vigas contornando o edifício em cada pavimento, as chamadas vigas de bordo. Essas vigas possuem uma limitação de altura de 50 cm em relação ao nível do pavimento, por causa da presença de esquadrias no projeto de arquitetura.

O contorno do edifício apresenta chanfros de 45° em vários trechos. Por causa disso, algumas vigas de bordo precisaram seguir essas mudanças de direção, tornando-se, assim, vigas balcão. Viga balcão é uma viga cujo eixo longitudinal não é reto, podendo ser curvo ou poligonal. A consequência disso é o surgimento de momentos torçores na viga, já que a flexão de um trecho gera torção em outro e vice-versa. Esses esforços de torção devem ser cuidadosamente analisados durante o projeto.

5. MEMORIAL DE CÁLCULO

5.1 LAJES

5.1.1 VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS

A verificação dos deslocamentos verticais de vigas e lajes foi feita utilizando-se o método bilinear previsto pelo *Comité Euro-Internacional du Béton* (CEB) em seu Boletim 158-E.

5.1.1.1 FLUÊNCIA E ENVELHECIMENTO DO CONCRETO

Fluência é o fenômeno de redução do comprimento das fibras do concreto pela aplicação continuada de uma tensão constante. Trata-se de um fenômeno complexo que depende de uma série de variáveis.

Para que se pudesse estimar o efeito da flecha diferida, ou seja, o aumento da flecha ao longo do tempo devido ao fenômeno da fluência, calculou-se o coeficiente de fluência e o coeficiente de envelhecimento do concreto. O cálculo do coeficiente de fluência foi realizado de acordo com o Anexo A da NBR 6118:2014 e também seguindo o procedimento previsto no Boletim 158-E do CEB. Já o coeficiente de envelhecimento foi calculado apenas por esse segundo método.

Um dos fatores que influenciam o coeficiente de fluência é a umidade média ambiente do local onde a estrutura está. Essa característica está relacionada com a capacidade da peça de trocar umidade com o ambiente externo. Quanto maior for a diferença de umidade, maior será a fluência. Para que se pudesse estimar esse valor, fez-se uma pesquisa no site do INMET (Instituto Nacional de Meteorologia), mais especificamente no BDMEP (Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa). Por esse meio, obteve-se dados de umidade relativa média mensal da estação de Brasília, desde o início de sua operação (12/09/1961) até o dia 09/05/2016. Com os 561 dados obtidos, calculou-se a média deles. Assim, obteve-se o valor de 59,1% para a umidade média ambiente de Brasília-DF.

Além da umidade, o coeficiente de fluência também é influenciado pela data de aplicação do carregamento na estrutura (t_0). Essa data, para estruturas de concreto armado moldadas in loco, corresponde à data de retirada dos escoramentos das formas em relação à data de concretagem. Considerou-se, para o edifício em estudo, que essa data será de 28 dias, data a partir da qual se assume que o concreto atingiu sua resistência de projeto.

Quanto mais isolada do ambiente externo for uma peça de concreto, menor será o efeito da fluência nela. De forma contrária, quanto mais permeável à atmosfera, maior a fluência. É

por isso que se define o parâmetro de espessura fictícia, que avalia a velocidade com a qual a umidade sai da peça. Quanto mais espessa for a peça, mais lentamente a umidade sai dela e menor será a fluência.

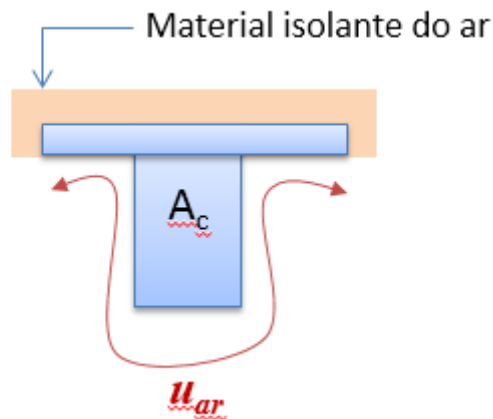


Figura 5. 1 - Espessura fictícia de uma peça de concreto.

$$h_{fic} = [1 + e^{(-7,8+0,1 \cdot U)}] \cdot \frac{2 \cdot A_c}{u_{ar}} = \gamma \cdot \frac{2 \cdot A_c}{u_{ar}} \quad (5.1)$$

onde, γ é o coeficiente que depende da umidade relativa do ambiente (U%)

Procurou-se obter um coeficiente de fluência para uma avaliação global da estrutura e não de elementos específicos. Por isso, calculando esse valor para algumas seções típicas de vigas e lajes do projeto, obteve-se um valor de 18,0 cm para o quociente $2A_c/u_{ar}$.

Com os valores dos parâmetros descritos, foram calculados o coeficiente de fluência e o de envelhecimento, apresentados a seguir.

Tabela 5. 1 - Valores dos coeficientes de fluência e envelhecimento adotados.

	Anexo A NBR 6118:2014	Apêndice 4.1.2 CEB - Boletim 158-E	Valores Adotados
$\phi(t_{\infty}, t_0)$	2,58	2,93	2,58
$\chi(t_{\infty}, t_0)$	-	0,80	0,80

Optou-se por adotar o valor do coeficiente de fluência obtido pelo Anexo A da Norma, por ser um valor obtido por um cálculo mais minucioso. Estes cálculos podem ser vistos no apêndice A1 CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE FLUÊNCIA E ENVELHECIMENTO DO CONCRETO.

5.1.1.2 MÉTODO BILINEAR

O método bilinear é um método simplificado para se estimar as flechas de estruturas de concreto armado. Ele se baseia no fato de que, no estado limite de serviço, a relação momento-flecha, que está relacionada com a relação momento-curvatura, pode ser aproximada por uma relação bilinear.

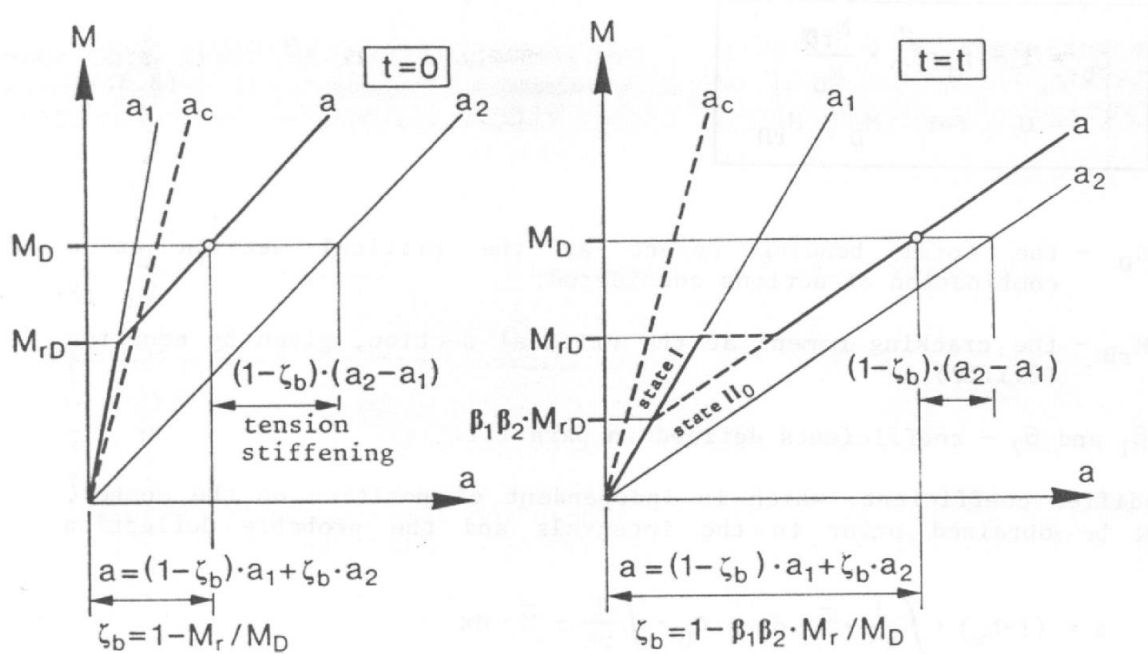


Figura 5. 2 - Relação bilinear entre momento e flecha desprezando-se o efeito da retração. (Boletim 158-E – CEB)

O método consiste em calcular as flechas limitantes a_1 e a_2 , correspondentes aos estádios I e II, respectivamente, a partir da flecha base (a_c). O princípio é o de que a flecha provável estará entre esses limites (a_1 ; a_2) e será obtida usando o coeficiente de distribuição ζ_b .

$$a = (1 - \zeta_b) \cdot a_1 + \zeta_b \cdot a_2 \quad (5.2)$$

$$a_1 = \kappa_{s1} \cdot (1 + \kappa_{\varphi 1} \cdot \varphi) \cdot a_c \quad (5.3)$$

$$a_2 = \kappa_{s2} \cdot (1 + \kappa_{\varphi 2} \cdot \varphi) \cdot a_c \quad (5.4)$$

onde, κ_{s1} e κ_{s2} são coeficientes que representam a influência de armação nos estádios I e II, respectivamente; $\kappa_{\varphi 1}$ e $\kappa_{\varphi 2}$ são os correspondentes ao efeito da fluência e do envelhecimento do concreto e φ é o coeficiente de fluência.

Para o cálculo da flecha base, considera-se que o módulo de rigidez do concreto seja EI_c , ou seja, a seção de concreto pura e íntegra, desconsiderando a presença de armação, a fissuração do concreto e os efeitos do tempo (fluência e envelhecimento do concreto). É a flecha calculada a partir dos princípios de resistência dos materiais para um material homogêneo e isotrópico.

Para a verificação do estado limite de deformações excessivas, utilizou-se a combinação quase permanente de cargas, de acordo com o estabelecido no item 11.8.3 da NBR 6118:2014.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (5.5)$$

Para que se pudesse aplicar corretamente os coeficientes relativos à fluência, foi necessário separar as cargas permanentes das cargas acidentais. Dessa forma, utilizou-se dois casos de carregamento no CAD/TQS, apresentados a seguir.

$$\text{Caso 06} = PP + PERM \quad (5.6)$$

$$\text{Caso 11} = 0,4 \cdot ACID \quad (5.7)$$

Dentre as soluções estruturais restantes para as lajes dos pavimentos do edifício, primeiramente escolheu-se a de laje lisa. Essa escolha foi feita considerando-se as vantagens de um pavimento sem vigas, citadas no item 3.1.2.

Para a solução com laje lisa, verificou-se as flechas resultantes no primeiro pavimento do edifício, para que se soubesse qual seria a espessura da laje necessária para que o ELS-DEF não fosse atingido. A flecha elástica foi obtida a partir do processamento do modelo de grelha do *software* CAD/TQS com os casos de carregamento citados acima para cada um dos pavimentos. A partir desse processamento identificou-se o ponto crítico da flecha em todo o pavimento e qual seria o vão a ser utilizado para verificação da flecha limite, de acordo com a tabela 13.3 da NBR 6118:2014.

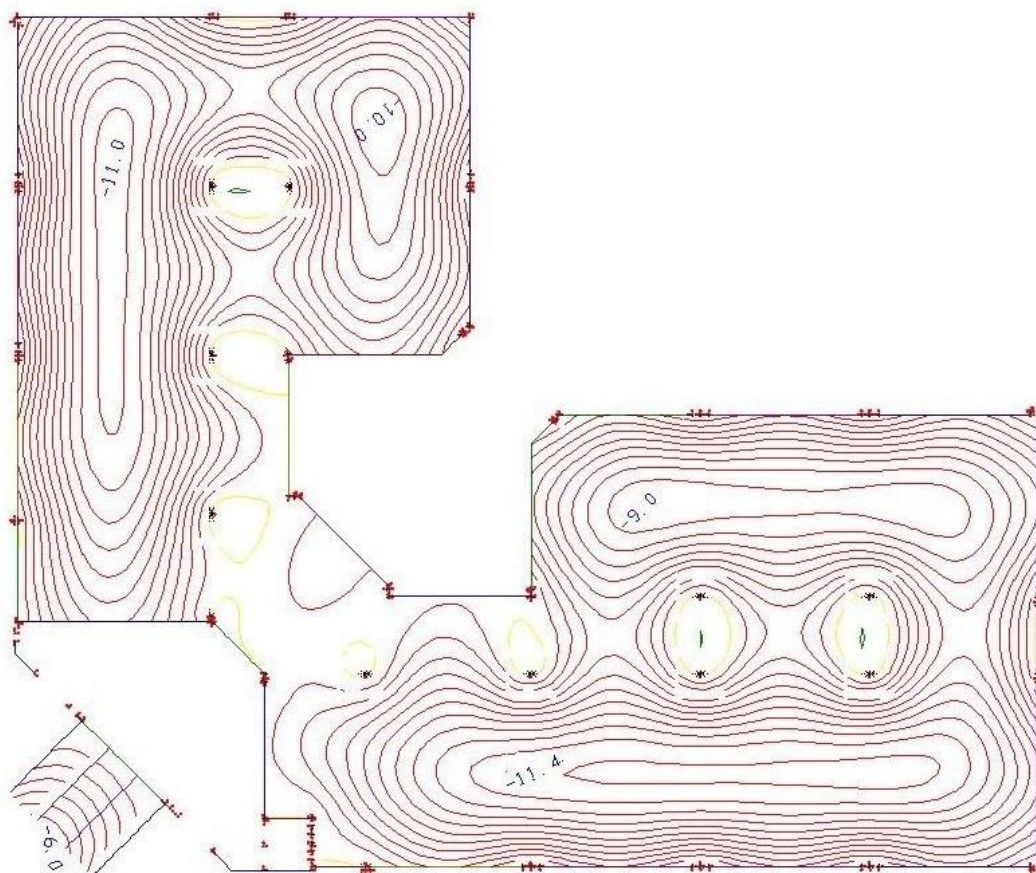


Figura 5.3 - Representação em isovalores das flechas elásticas [mm] (cargas permanentes) do 1o pavimento.

Assim, verificou-se que o ponto crítico do pavimento é o meio do vão entre os pilares P31 e P39, cujo valor é de 7,96 metros. Assim, o deslocamento limite nesse ponto é:

$$a_{lim} = \frac{l}{250} = \frac{7.960 \text{ mm}}{250} = 31,84 \text{ mm} \quad (5.8)$$

A partir dos valores obtidos para a flecha elástica, calculou-se a flecha imediata e a flecha no tempo infinito utilizando-se o método bilinear. A tabela a seguir apresenta os resultados obtidos.

Tabela 5.2 - Flechas calculadas pelo método bilinear para o ponto crítico da laje do 1o pavimento para diferentes espessuras da laje lisa.

h [cm]	Flecha elástica		Método Bilinear				Flecha Total
	PP + PERM	0,4xACID	PP + PERM		0,4xACID		
	a_c [mm]	a_c [mm]	$a(t=0)$ [mm]	$a(t=\infty)$ [mm]	$a(t=0)$ [mm]	$a(t=\infty)$ [mm]	$a(t=\infty)$ [mm]
22	11,4	1,7	8,93	43,89	1,57	1,57	45,46
25	9,0	1,2	8,42	36,53	1,12	1,12	37,65
28	7,3	0,9	6,91	30,28	0,85	0,85	31,13

onde, $a(t=0)$ representa a flecha imediata da estrutura, ocorrida ao se retirar o escoramento; já $a(t=\infty)$ é a flecha final da estrutura, no tempo infinito, quando o efeito da fluência e do envelhecimento do concreto passam a ter incrementos desprezíveis na flecha.

Um fato que chamou a atenção foi a grande diferença entre a flecha elástica, a flecha imediata e a flecha total (tempo infinito). Fato que demonstra a importância da avaliação criteriosa da flecha imediata e diferida; e da comparação de seus valores com os limites impostos pela Norma.

A laje em questão só atendeu ao limite imposto pela Norma com uma espessura igual a 28 cm. Entretanto, considerou-se que lajes lisas com espessuras maiores do que 25 cm não são competitivas economicamente devido ao grande volume de concreto que demandam e pelo aumento considerável de carga devido ao seu peso próprio.

Percebeu-se que o fator que teve maior influência foi a taxa de armadura de tração na laje, porque o momento fletor solicitante é consideravelmente maior do que o momento de fissuração para todas as situações. Assim, por a peça estar fissurada, seu comportamento é fortemente influenciado pela taxa de armação.

Percebendo que a solução em laje lisa não seria a ideal economicamente e procurando manter as vantagens de um pavimento sem vigas, optou-se pela solução em laje cogumelo nervurada. Dessa forma, seria possível reduzir a carga da estrutura, ao reduzir seu peso próprio, o que levaria a uma redução das flechas.

Escolheu-se trabalhar com lajes nervuradas com seção trapezoidal e, para isso, adotou-se as fôrmas plásticas da fabricante *Atex*, já incorporadas ao modelo estrutural do software CAD/TQS. Optou-se por fôrmas plásticas, pois essas são empregadas quase que exclusivamente hoje em dia para a execução de lajes nervuradas, por sua alta produtividade e racionalidade.

Foram calculadas as flechas para diversos tipos de nervuras até que a flecha limite fosse atendida com o menor consumo de concreto possível, de modo a reduzir as cargas de peso próprio da estrutura e também os gastos na compra dos materiais. Abaixo apresenta-se os resultados obtidos também para o 1º pavimento do edifício. O cálculo detalhado pode ser visto no anexo A4 CÁLCULO DA FLECHA CRÍTICA NO 1o PAVIMENTO.

Tabela 5. 3 - Flechas calculadas pelo método bilinear para o ponto crítico da laje do 1º pavimento para diferentes fôrmas da laje cogumelo nervurada.

h [cm]	Flecha elástica		Método Bilinear				Flecha Total
	PP + PERM	0,4xACID	PP + PERM		0,4xACID		
	a _c [mm]	a _c [mm]	a(t = 0) [mm]	a(t = ∞) [mm]	a(t = 0) [mm]	a(t = ∞) [mm]	a(t = ∞) [mm]
31 (10+21) Atex 610	10,2	1,9					
36 (10+26) Atex 610	7,3	1,2	25,72	42,77	1,14	1,14	43,91
40 (10+30) Atex 660	5,4	0,7	18,20	31,26	0,66	0,66	31,92
38 (8+30) Atex 660	6,0	0,8	17,83	31,12	0,75	0,75	31,87

Para as lajes nervuradas, de modo a atender os requisitos estruturais em situação de incêndio, tem-se as dimensões mínimas apresentadas a seguir.

Tabela 5. 4 - Dimensões mínimas das lajes nervuradas.

TRRF (min)	Nervuras Combinações de b _{min} /d' ¹⁾ (mm/mm)			Capa* h/d' ²⁾ (mm/mm)
	1	2	3	
60	100/35	120/25	190/15	80/10

¹⁾ b_{min} corresponde à largura mínima da nervura no nível do centróide das armaduras
²⁾ h é a espessura da laje de capa
* Para garantir a função corta-fogo

Portanto, considerando as limitações impostas pela possibilidade de incêndio e também os resultados do cálculo das flechas, adotou-se as fôrmas plásticas mostradas a seguir.

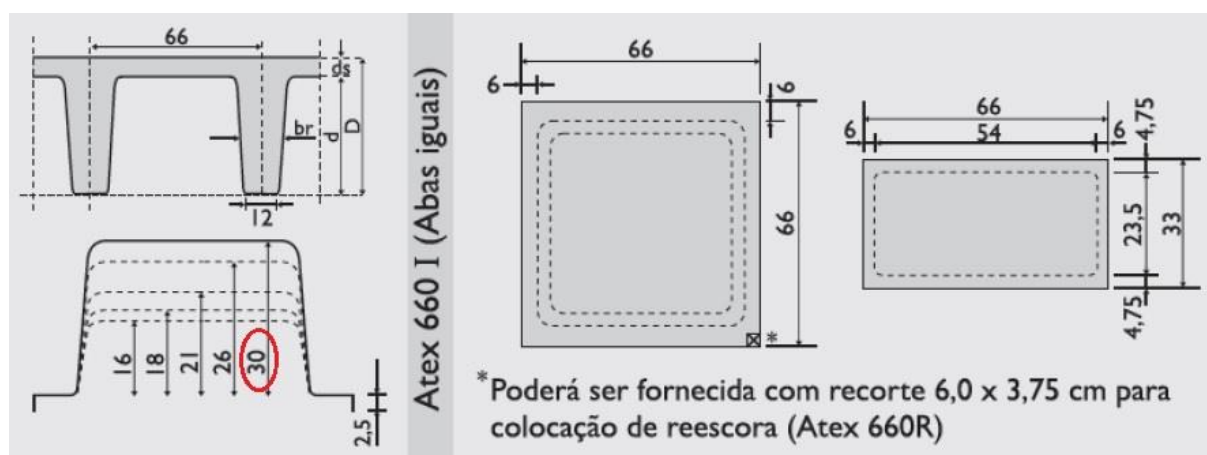


Figura 5. 4 - Características geométricas da fôrma plástica adotada para as lajes nervuradas do edifício.

Tabela 5. 5 - Dimensões da fôrma plástica adotada para as lajes nervuradas do edifício.

d ₁ [cm]	d _s [cm]	D [cm]	b _i [cm]	b _s [cm]	b _r [cm]	A [cm ²]	I [cm ⁴]
30,0	8,0	38,0	12,0	22,2	17,1	1.008	114.715

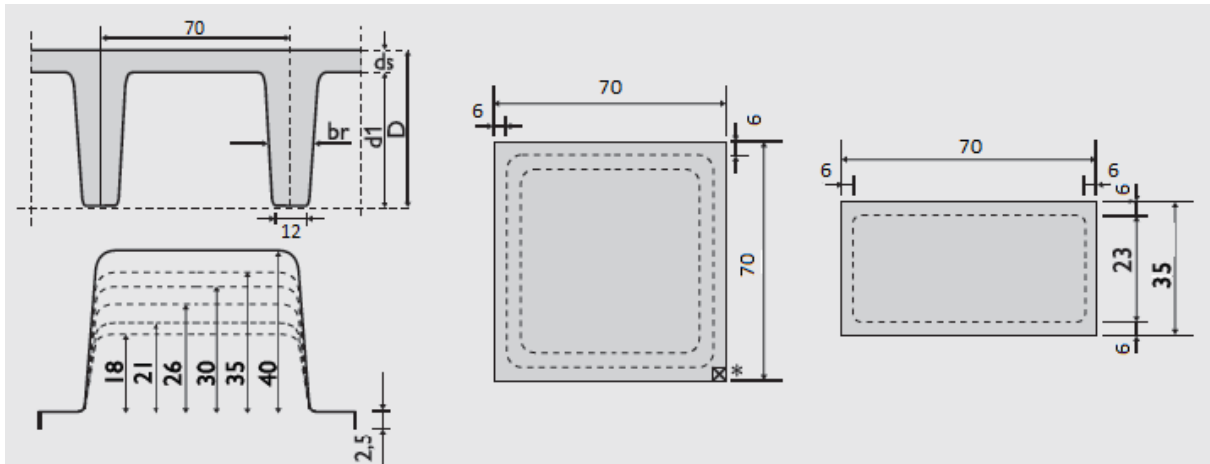


Figura 5. 5 - Características geométricas da fôrma plástica adotada para a laje L101 do edifício.

Tabela 5. 6 - Dimensões da fôrma plástica adotada para a laje L101 do edifício.

d1 [cm]	ds [cm]	D [cm]	bi [cm]	bs [cm]	br [cm]	A [cm ²]	I [cm ⁴]
35,0	8,0	43,0	12,0	20,0	16,0	1.085	164.577

As flechas correspondentes a cada um dos pavimentos com as suas soluções estruturais finais adotadas podem ser vistas no apêndice A5 MAPAS DE FLECHA DOS PAVIMENTOS.

5.1.2 DETALHAMENTO À FLEXÃO

O detalhamento das lajes do edifício foi realizado com a utilização do *software* CAD/TQS. Como foi dito no item 3.1.3 deste memorial, utilizou-se um modelo de grelha equivalente para modelar as lajes nervuradas dos pavimentos. Essa grelha foi formada por barras ortogonais com inércia à flexão e à torção tão próximas quanto possível das inércias reais da própria laje. No caso de lajes nervuradas, o CAD/TQS discretiza cada nervura como uma barra da grelha.

Após o processamento – análise matricial – do modelo de grelha citado, fez-se a transferência dos esforços resultantes para o dimensionamento das lajes. Ao fazer essa transferência de esforços, o CAD/Lajes (um dos sistemas que formam o CAD/TQS) recebe os dados, que podem ser visualizados através de uma interface gráfica, o Editor Rápido de Armadura. Nesse editor, pode-se visualizar os diagramas de momentos fletores nas direções horizontal e vertical, o diagrama de esforços cortantes e também as faixas de distribuição de armadura geradas automaticamente pelo processamento.

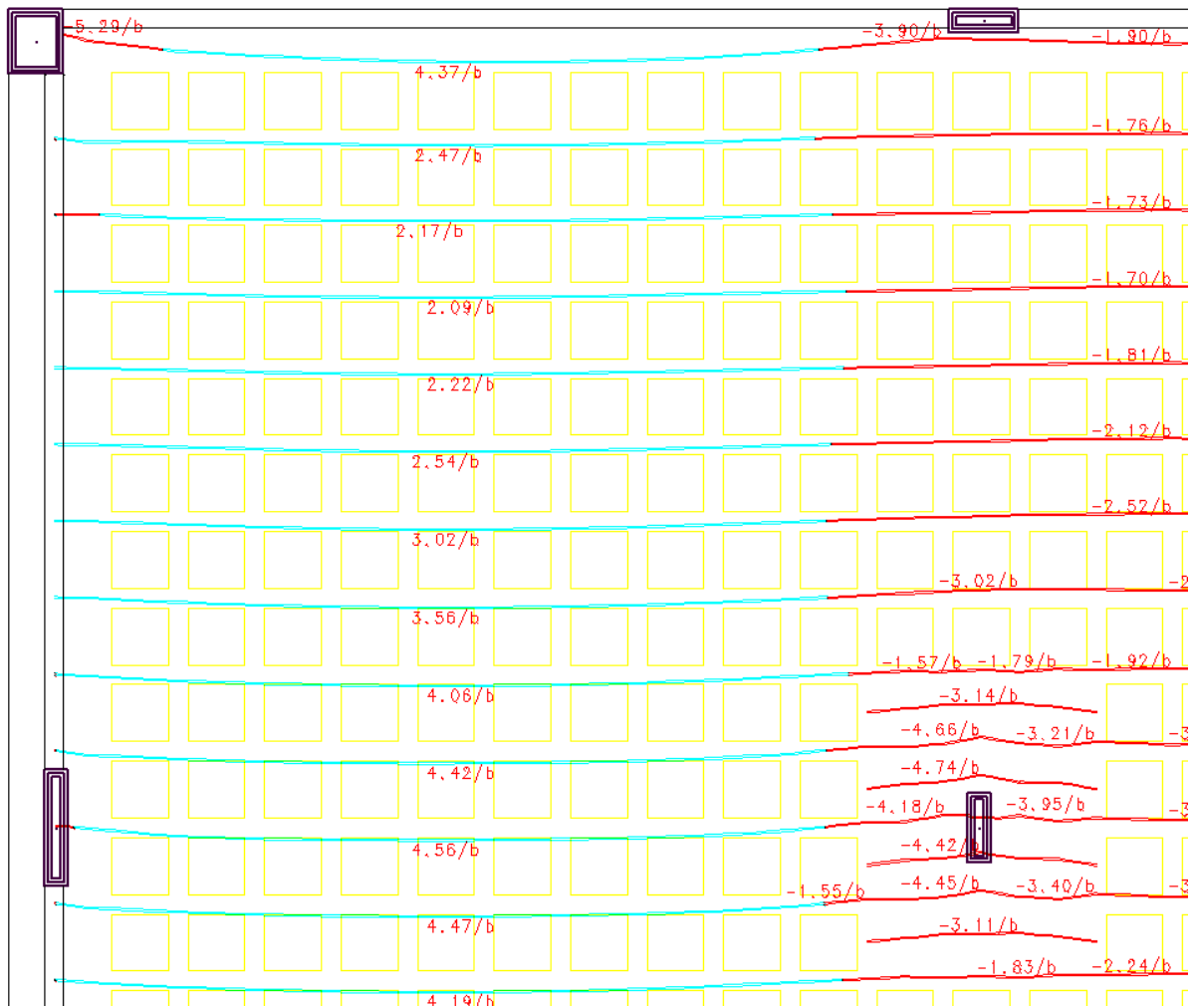


Figura 5. 6 – Detalhe do diagrama de momentos fletores das barras horizontais da grelha - L205.

Os valores dos momentos podem ser visualizados por metro (/m) de laje ou por barra (/b) da grelha. No caso da figura acima, por se tratar de uma laje nervurada, preferiu-se trabalhar visualizando os esforços por nervura.

essa armadura de base que correspondesse à área de aço mínima para a nervura. Ao se escolher uma armadura de base, pode-se gerar as faixas de armadura complementar onde for necessário.

A seguir descreve-se em detalhes como foi feito o detalhamento das armaduras positivas horizontais da laje L205 (primeiro pavimento). As demais lajes do edifício foram detalhadas de modo semelhante e o detalhamento final pode ser visto nas plantas em anexo.

A armadura de base adotada na laje L205 foi 2 ϕ 8,0 mm. A seguir apresenta-se uma figura que ilustra as faixas complementares geradas a partir da armadura de base. O texto dentro dessas faixas representa o momento fletor máximo dentro da faixa (em toneladas-metro/ nervura), a área de aço necessária para resistir a esse momento fletor (em centímetros quadrados/ nervura) e o detalhamento, respectivamente.

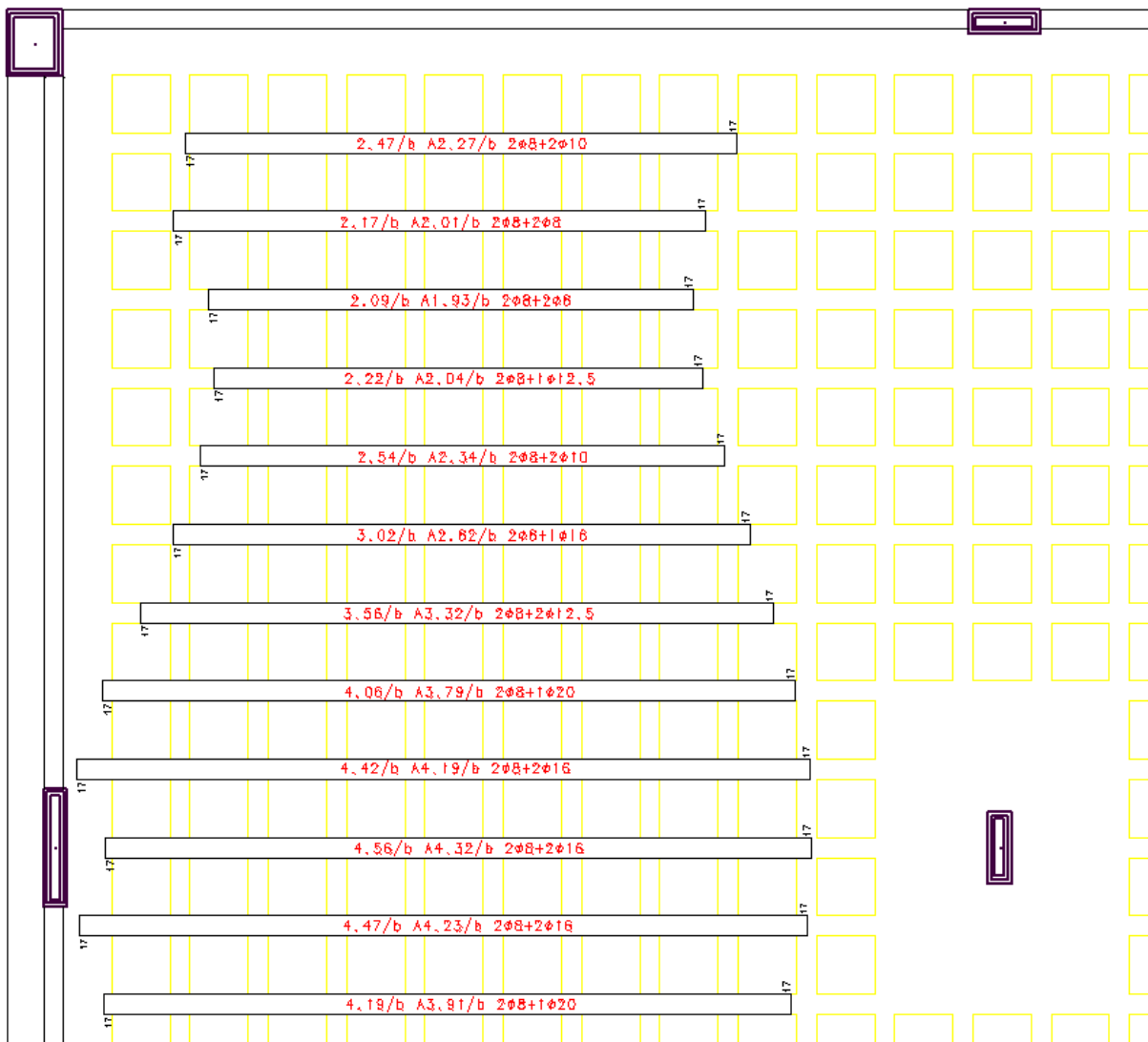


Figura 5. 8 – Detalhe das faixas de armadura complementar à armadura de base – L205 – Armadura positiva horizontal.

A partir das faixas de armadura complementar mostradas acima, procedeu-se à homogeneização dessas faixas. A primeira faixa homogeneizada, por exemplo, surgiu a partir da média ponderada dos esforços de quatro faixas. As pontas das faixas homogeneizadas foram editadas para que coincidissem com as faces das nervuras de modo a facilitar o posicionamento dos ferros durante a obra.

Uma observação importante a ser feita nessa etapa é que nem sempre foi escolhido o detalhamento mais econômico possível para as faixas homogeneizadas. Nos casos em que o detalhamento da faixa complementar resultou em duas barras, alterou-se esse detalhamento para um correspondente com apenas uma barra e que também atendesse a área de aço necessária. Essa medida foi tomada para que se possa garantir que as barras tenham cobertura adequada e também que a distância mínima entre elas seja respeitada, de acordo com as prescrições da NBR 6118:2014, item 18.3.2.2.

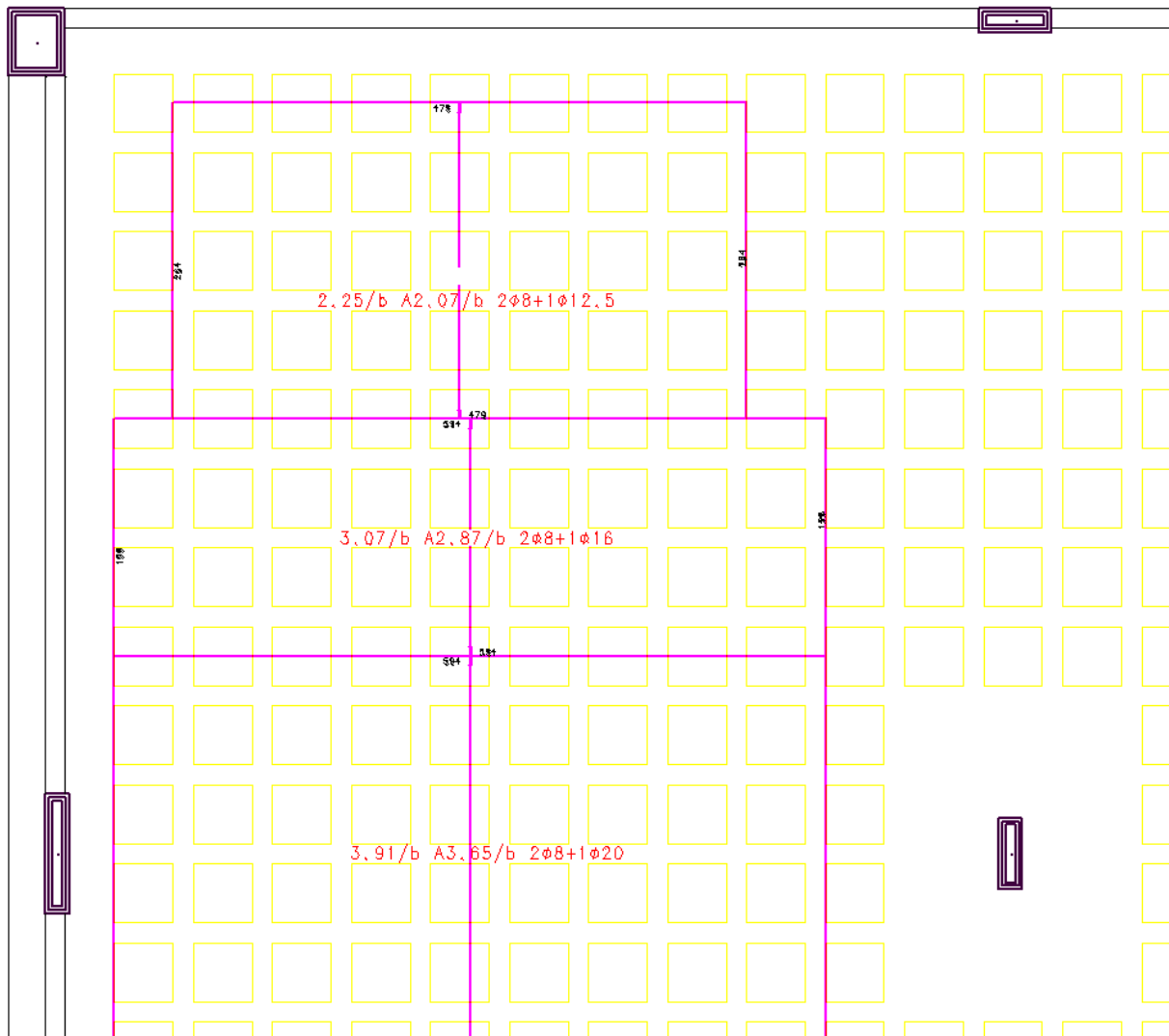


Figura 5. 9 - Detalhe das faixas complementares homogeneizadas – L205 – Armadura positiva horizontal.

Finalmente, após a definição e edição das faixas de armadura complementar e também da edição das faixas de armadura de base, gerou-se as armaduras correspondentes.

Nas regiões dos capitéis, os momentos fletores positivos são nulos. Os ferros posicionados nessa região correspondem à armadura contra o colapso progressivo da estrutura ($A_{s,ccp}$). Essa armadura foi calculada de acordo com as prescrições da NBR 6118: 2014, em seu item 19.5.4.

$$A_{s,ccp} \geq \frac{1,5 \cdot F_{Sd}}{f_{yd}} \quad (5.9)$$

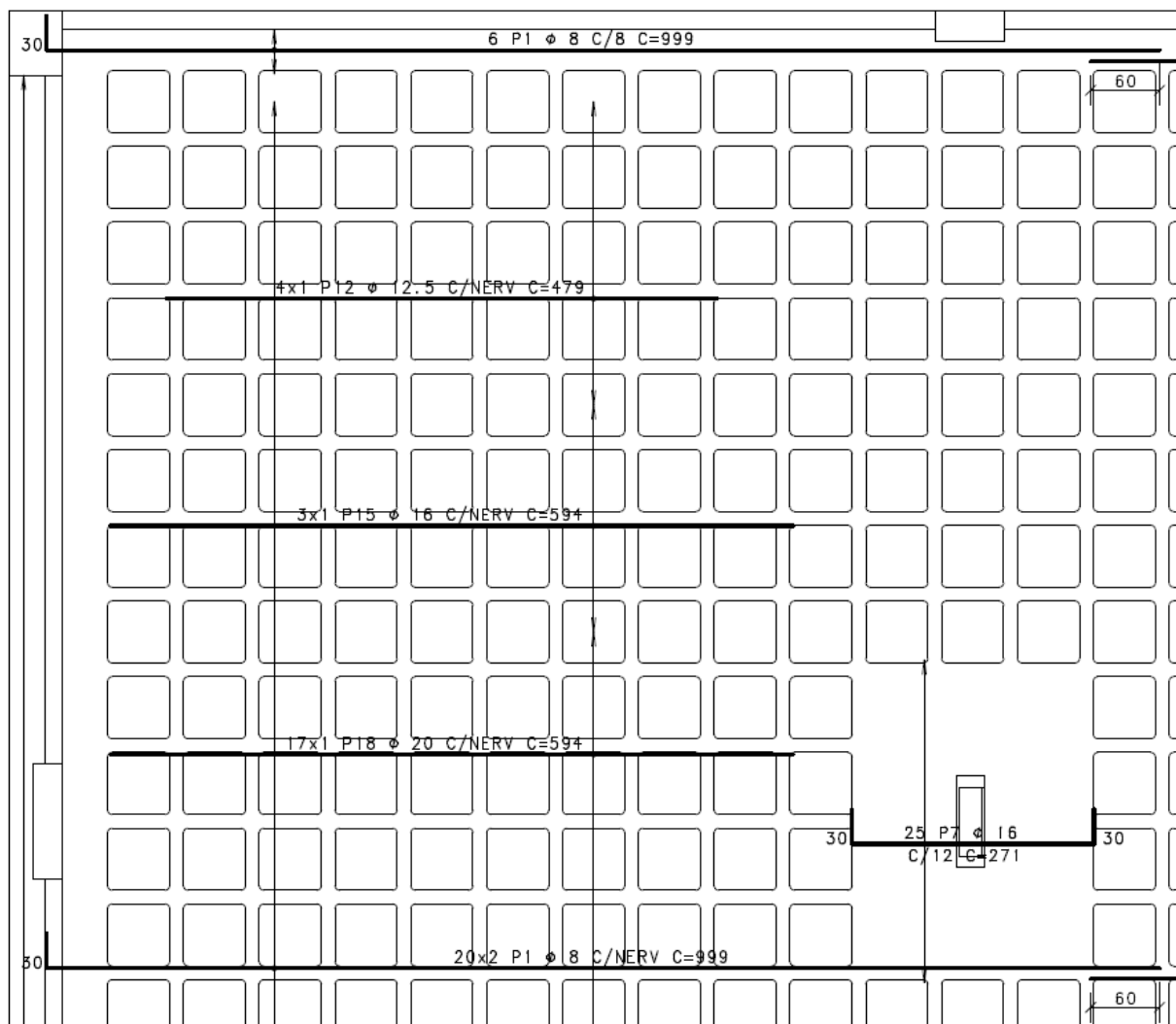


Figura 5. 10 - Detalhe das armações positivas horizontais do primeiro pavimento.

As armações positivas verticais foram detalhadas de forma semelhante, seguindo os mesmos passos descritos acima.

Em relação as armações negativas, tanto horizontal quanto vertical, o procedimento também é semelhante. Não se usou armadura de base, pois nesse projeto não se encontrou

qualquer situação na qual a sua adoção seria vantajosa. Dessa forma, a homogeneização é feita a partir das faixas originais geradas pelo CAD/TQS ao invés de ser feita a partir das faixas complementares criadas.

Uma observação importante em relação ao detalhamento das armaduras negativas das lajes nervuradas é que se optou por distribuí-las uniformemente pela capa ao invés de concentrá-las nas nervuras da laje. Essa medida foi tomada de modo a prevenir fissuras na região superior da capa, no ponto médio entre nervuras. Considerou-se que, detalhando dessa forma, haverá um melhor funcionamento da laje.

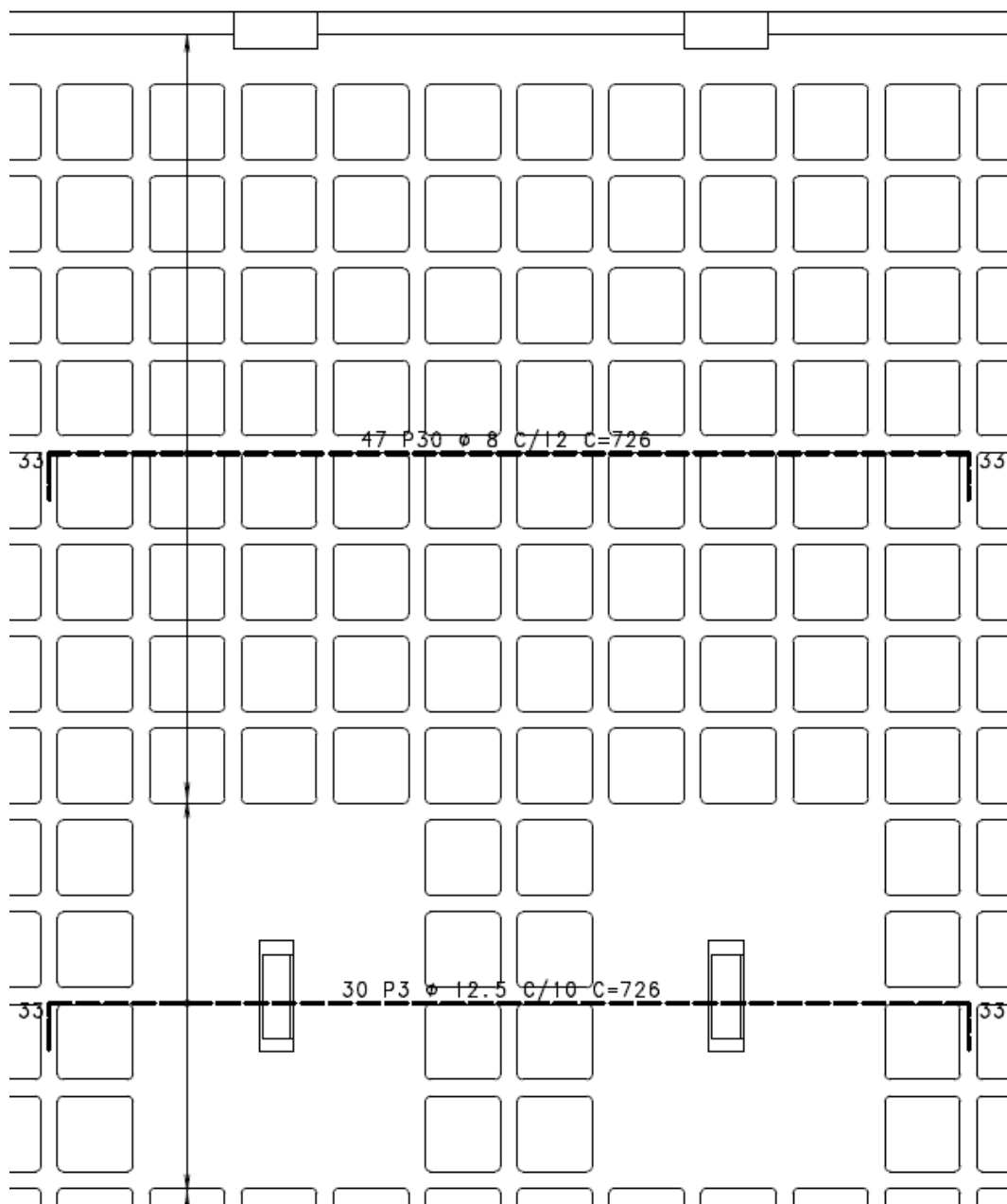


Figura 5. 11 – Detalhe das armações negativas horizontais do primeiro pavimento.

5.1.3 DETALHAMENTO PARA ESFORÇOS DE CISALHAMENTO

O detalhamento da armação das lajes nervuradas para combate aos esforços de cisalhamento foi feito de forma manual após a obtenção dos esforços pelo CAD/TQS. No Editor Rápido de Armadura do *software*, pode-se gerar também as faixas de distribuição de estribos destinados a resistir aos esforços cortantes nas nervuras. Essas faixas foram geradas apenas para que se obtivesse o valor do esforço em cada uma das nervuras que precisam de armação. A definição de que uma nervura precisa ou não de armação transversal é feita de acordo com o item 19.4.1 da NBR 6118:2014.

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (5.10)$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd}$$

Tabela 5. 7 - Verificação ao cisalhamento na laje nervurada do primeiro pavimento – L205.

Resistência característica do concreto	f_{ck} [MPa]	30
Largura da nervurada (adotada)	b_w [cm]	12,8
Altura útil da laje (adotada)	d [cm]	35,6
Armadura de tração adotada	A_{s1} [cm ²]	1,00
Resistência inferior do concreto à tração	$f_{ctk,inf}$ [MPa]	2,03
	f_{ctd} [MPa]	1,45
Tensão resistente do concreto ao cisalhamento	τ_{Rd} [MPa]	0,36
Taxa de armadura de tração	ρ_1	0,22%
Coefficiente	k	1,244
Força cortante resistente de cálculo	V_{Rd1} [kN]	26,40
Força cortante solicitante a partir da qual é necessária armadura	$V_{sk,máx}$ [kN]	18,90

A partir daí fez-se também um cálculo para que determinar qual é o esforço solicitante máximo para quatro detalhamentos diferentes de estribos ($\phi 5,0$ c/12, $\phi 6,3$ c/12, $\phi 8,0$ c/12 e $\phi 10,0$ c/12). Para isso, utilizou-se a calculadora de força cortante em seção retangular do CAD/TQS. Os resultados são apresentados a seguir.

Tabela 5. 8 - Esforços cortantes limites para definição do detalhamento transversal das nervuras.

Largura b [cm]	Altura útil d [cm]	Detalhamento	Armadura transversal correspondente A_{sw} [cm ² /m]	Esforço cortante solicitante máximo $V_{sk,máx}$ [kN]
12,8	35,6	Sem armadura	0	18,90
12,8	35,6	$\phi 5,0$ c/12	3,26	60
12,8	35,6	$\phi 6,3$ c/12	5,19	80
12,8	35,6	$\phi 8,0$ c/12	8,33	110
12,8	35,6	$\phi 10,0$ c/12	13,08	158
12,8	35,6	Ruína da biela comprimida	-	165

A seguir ilustra-se uma região da laje com os respectivos esforços cortantes por nervura determinados pelo processamento da grelha equivalente no CAD/TQS. A partir desses valores e dos valores determinados na tabela acima escolheu-se qual seria o detalhamento de cada nervura da laje.

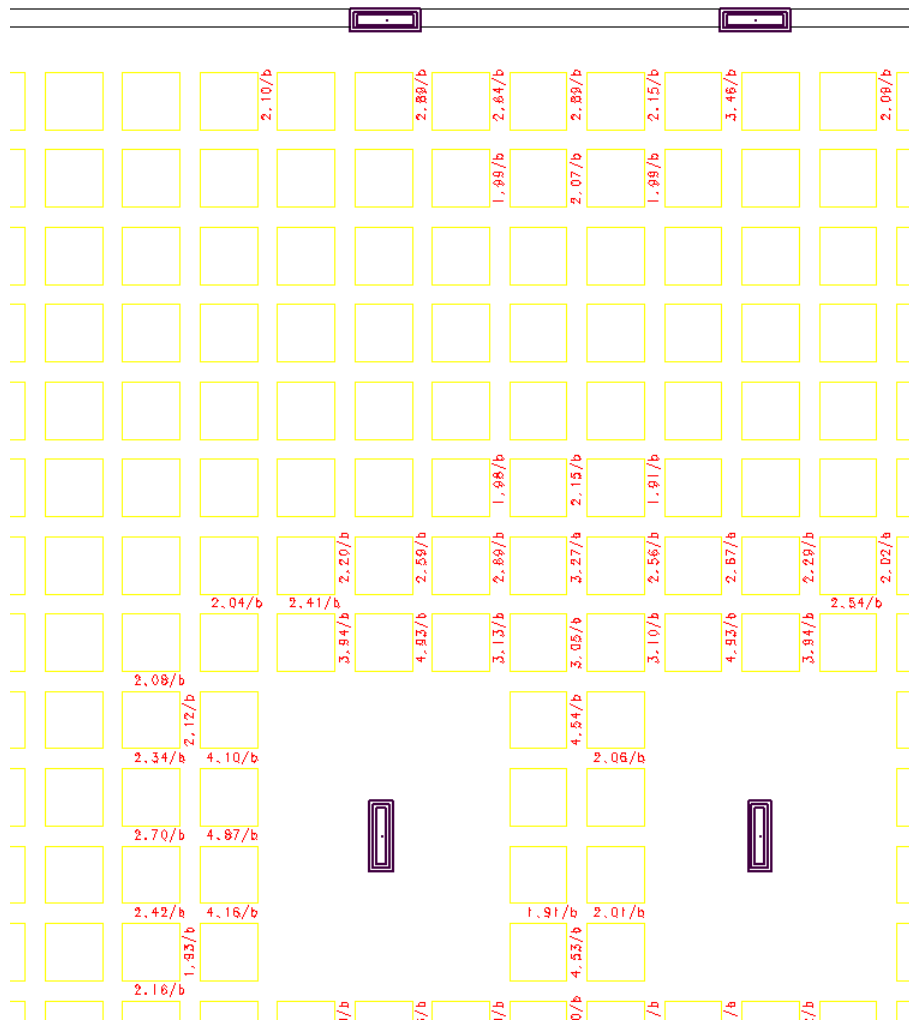


Figura 5. 12 – Detalhe dos esforços de cisalhamento obtidos pelo CAD/TQS – L205..

Enquanto se fazia esse detalhamento foi-se criticando os esforços obtidos pelo CAD/TQS. Nos casos em que haviam esforços onde não se esperava ou o contrário, retirou-se ou adicionou-se os respectivos ferros de modo a respeitar o caminho provável das cargas pela estrutura.

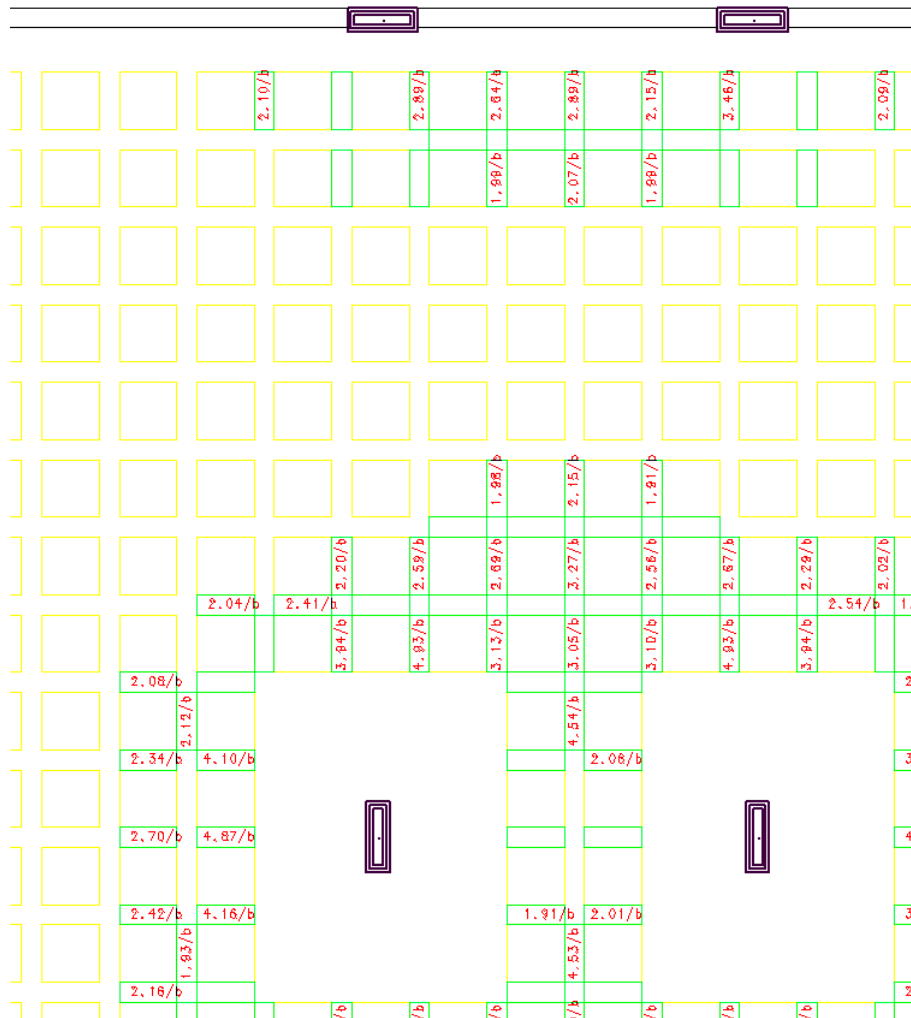


Figura 5. 13 - Detalhe das faixas de armadura de cisalhamento – L205.

5.1.4 VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO

Como foi dito no item 3.1.2.1 deste memorial, a punção nas lajes será verificada a partir do método previsto pela Norma Brasileira. As forças verticais também serão obtidas pelo processamento dos esforços através do CAD/TQS. Porém, o efeito dos momentos solicitantes na ligação laje-pilar será determinado a partir do método simplificado descrito anteriormente.

Para que se possa demonstrar o procedimento adotado para essa verificação, faz-se a verificação completa para uma ligação laje-pilar em um dos pavimentos. Os demais casos serão verificados da mesma forma. Escolheu-se o encontro entre a laje L205 e o pilar P29, que é o ponto mais crítico desta verificação no primeiro pavimento da obra.

Inicialmente, essa verificação resultou nos valores indicados a seguir.

Tabela 5. 9 – Verificação inicial à punção para a laje L205 sobre o pilar P29, do primeiro pavimento.

Resistência característica do concreto	f_{ck} [MPa]	30
Dimensão do pilar na direção da excentricidade	c_1 [cm]	60,0
Dimensão do pilar na direção perpendicular à excentricidade	c_2 [cm]	20,0
Altura da laje	h [cm]	38,0
Altura útil da laje	d [cm]	34,30
Situação de cálculo	Pilar interno, com momento aplicado	
Força normal solicitante	F_{sk} [kN]	64,6
Perímetro crítico no contorno C	u_0 [cm]	160,0
Tensão solicitante no contorno C	$\tau_{sd,0}$ [MPa]	1,98
Tensão resistente de compressão diagonal do concreto	τ_{Rd2} [MPa]	5,09
$\tau_{Rd2} \geq \tau_{sd,0} \rightarrow$ OK. O concreto resiste ao esmagamento		
Armadura de flexão na direção x	$A_{s(x)}$ [cm ²]	12,27 ($\phi 12,5$ c/10)
Taxa geométrica de armação na direção x	ρ_x	0,36%
Armadura de flexão na direção y	$A_{s(y)}$ [cm ²]	15,34 ($\phi 12,5$ c/8)
Taxa geométrica de armação na direção y	ρ_y	0,45%
Taxa geométrica de armação	ρ	0,40%
Tensão de compressão no plano paralelo ao da laje	σ_{cp}	0
Perímetro crítico no contorno C'	u [cm]	591,03
Tensão solicitante no contorno C'	τ_{sd} [MPa]	0,54
Tensão resistente à tração diagonal	τ_{Rd1} [MPa]	0,52
$\tau_{Rd1} < \tau_{sd} \rightarrow$ Calcular armação para resistir à punção		

Percebeu-se, a partir dos valores obtidos, que a tensão solicitante no contorno C' não ficou distante da tensão resistente à tração diagonal. Assim, ao invés de fazer o detalhamento de uma armadura para resistir a esses esforços de punção, optou-se por aumentar um pouco a armação negativa sobre esse pilar de modo que a tensão resistente resultasse maior ou igual a solicitante e não fosse necessário prever essa armadura contra a punção. Essa decisão foi tomada porque a armação de punção é de difícil execução na obra; também porque esse seria um dos únicos pontos de toda a estrutura a receber armadura contra a punção; além dos fatores citados, a alteração necessária da armação negativa da laje foi muito pequena, apenas reduzir o espaçamento dos ferros de 10 cm para 8 cm.

Tabela 5. 10 - Verificação final à punção para a laje L205 sobre o pilar P29, do primeiro pavimento

Resistência característica do concreto	f_{ck} [MPa]	30
Dimensão do pilar na direção da excentricidade	c_1 [cm]	60,0
Dimensão do pilar na direção perpendicular à excentricidade	c_2 [cm]	20,0
Altura da laje	h [cm]	38,0
Altura útil da laje	d [cm]	34,30
Situação de cálculo	Pilar interno, com momento aplicado	
Força normal solicitante	F_{sk} [kN]	64,6
Perímetro crítico no contorno C	u_0 [cm]	160,0
Tensão solicitante no contorno C	$\tau_{sd,0}$ [MPa]	1,98
Tensão resistente de compressão diagonal do concreto	τ_{rd2} [MPa]	5,09
$\tau_{rd2} \geq \tau_{sd,0} \rightarrow$ OK. O concreto resiste ao esmagamento		
Armadura de flexão na direção x	$A_{s(x)}$ [cm ²]	15,34 ($\phi 12,5$ c/8)
Taxa geométrica de armação na direção x	ρ_x	0,45%
Armadura de flexão na direção y	$A_{s(y)}$ [cm ²]	15,34 ($\phi 12,5$ c/8)
Taxa geométrica de armação na direção y	ρ_y	0,45%
Taxa geométrica de armação	ρ	0,45%
Tensão de compressão no plano paralelo ao da laje	σ_{cp}	0
Perímetro crítico no contorno C'	u [cm]	591,03
Tensão solicitante no contorno C'	τ_{sd} [MPa]	0,54
Tensão resistente à tração diagonal	τ_{rd1} [MPa]	0,54
$\tau_{rd1} \geq \tau_{sd} \rightarrow$ Não há necessidade de armação contra punção		

5.2 MARQUISE

No presente projeto está prevista uma marquise para servir de cobertura e proteger a entrada principal da escola. De acordo com o projeto de arquitetura, essa marquise possui um vão de 4,25 metros e é inacessível a pessoas. Não foram fornecidas informações referentes a quais serão os revestimentos adotados, por isso a carga de revestimento considerada foi de 1,0 kN/m², valor comumente utilizado quando não se dispõe de maiores informações.

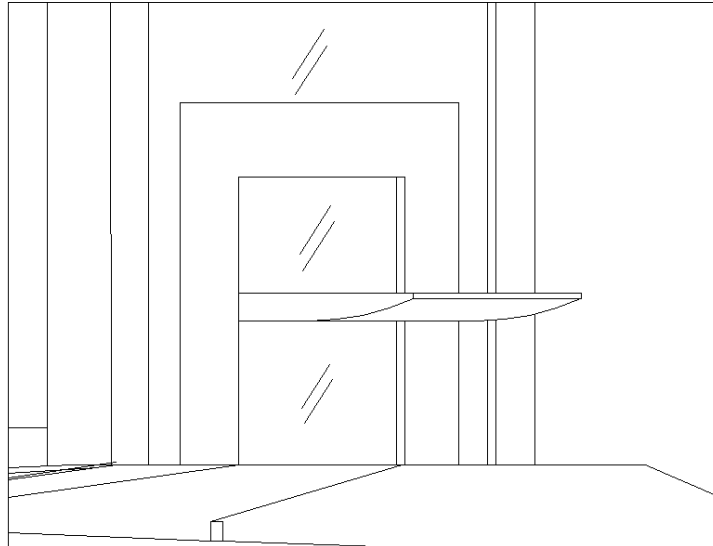


Figura 5.14 - Detalhe da fachada principal do prédio para mostrar a marquise.

Como a marquise do projeto possui um vão elevado, optou-se por adotar vigas invertidas no sentido do balanço, dividindo a laje da marquise em várias lajes menores armadas em sua direção transversal.

A determinação do número de vigas invertidas foi feita a partir da máxima largura colaborante da seção T, de acordo com o item 14.6.2.2 da NBR 6118:2014.

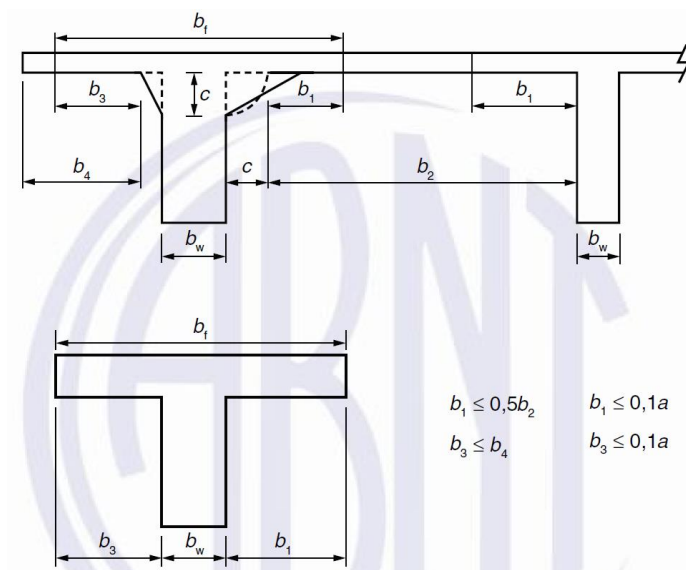


Figura 5.15 - Largura da mesa colaborante da seção T.

O valor “a” corresponde à distância entre pontos de momento fletor nulo. Essa distância pode ser estimada em função do vão e das condições de apoio da viga. Como trata-se de uma viga em balanço, tem-se:

$$a = 2,00 \cdot l = 2,00 \cdot 4,25 = 8,50 \text{ m} \quad (5.11)$$

$$b_1 \leq 0,1 \cdot a = 0,1 \cdot 8,50 = 0,85 \text{ m} \quad (5.12)$$

Para que as distâncias entre as vigas ficassem aproximadamente constantes, dividiu-se a dimensão transversal ao balanço por três, obtendo-se uma distância entre eixos de viga da ordem de 1,63 m. Dessa forma, b_1 assumiu o valor 0,81 m, menor do que o limite calculado acima. Assim, adotou-se quatro vigas com uma distância aproximada entre elas de 1,63 m.

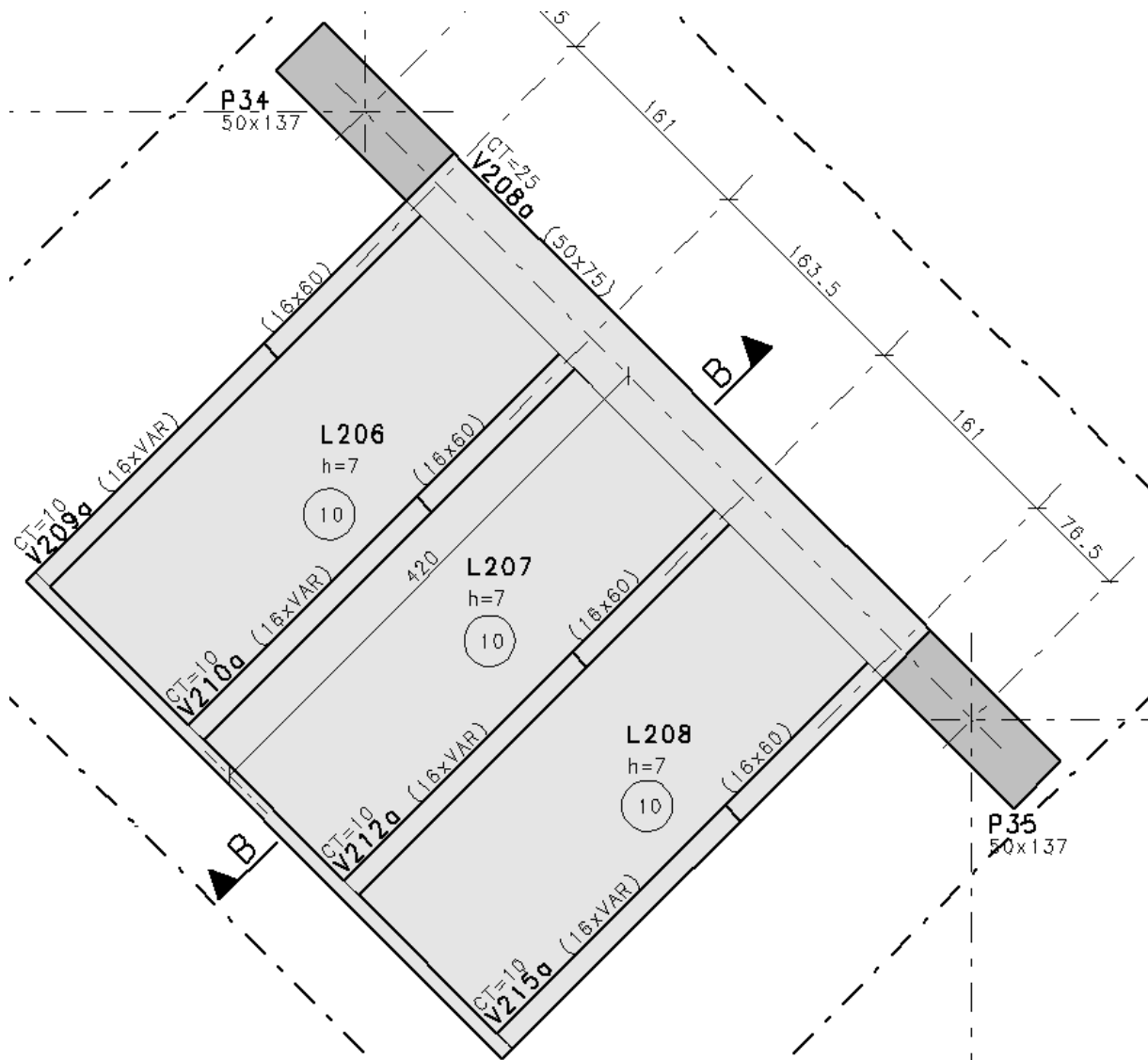


Figura 5. 16 - Detalhe da forma do 1º pavimento - Marquise em planta.

Por ser inacessível a pessoas, a sobrecarga mínima, de acordo com a NBR 6120:2000, é de 0,5 kN/m². Inicialmente, admitiu-se a possibilidade de acúmulo de água sobre a marquise, caso o sistema escoamento de águas pluviais estivesse entupido. Entretanto, o carregamento total após essa consideração ficou com um valor alto (8,2 kN/m²) e, aliado ao grande vão da marquise, tornou a solução desfavorável do ponto de vista econômico. Principalmente por causa dos altos esforços de torção introduzidos na viga de apoio da marquise, que precisaria de uma seção transversal grande e um concreto cuja resistência característica fosse maior que a do resto da estrutura.

Dessa forma, procurou-se uma outra solução estrutural que prevenisse o acúmulo de água sobre a marquise e, portanto, resultasse em estruturas menores e mais econômicas. A seguir, apresenta-se um detalhe da forma do 1º pavimento para ilustrar a solução adotada para a marquise. De modo a prevenir o acúmulo de água sobre a marquise resolveu-se adotar duas lajes, uma sobre a outra, com uma fôrma de caixão perdido entre elas.

Mesmo adotando essa nova solução, ainda é preciso que seja feito um sistema de drenagem de águas pluviais nessa marquise. Há essa necessidade, porque a vida útil da obra é maior que a vida útil da impermeabilização. Com o tempo, pode ser que haja entrada de água por eventuais fissuras.

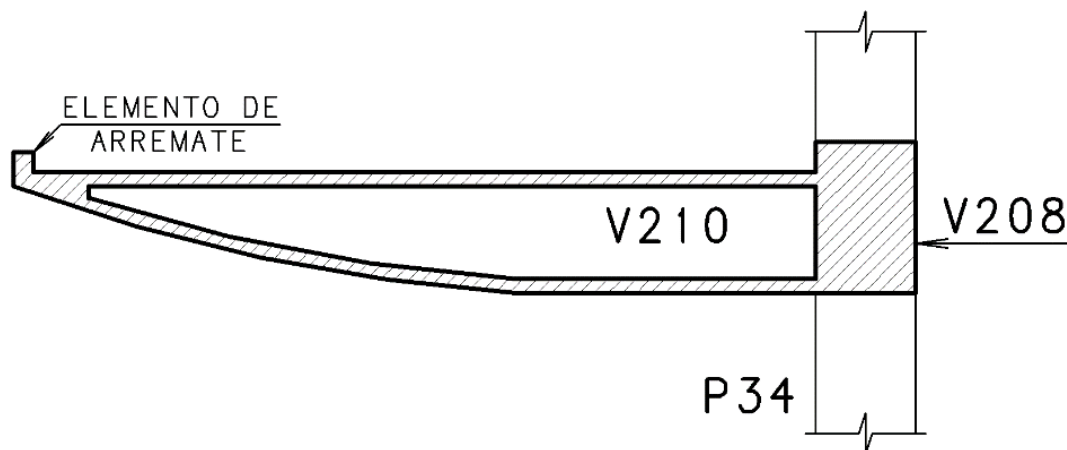


Figura 5. 17 - Corte parcial B-B da forma do 1º pavimento – Marquise em corte.

Assim, o carregamento total sobre cada laje da marquise é igual a:

$$P. P. = 0,07 \cdot 25 = 1,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carregamento total} = 3,25 \text{ kN/m}^2$$

5.2.1 VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS

Por se tratar de uma estrutura em balanço, a flecha máxima de acordo com a tabela 13.3 da NBR 6118:2014 é:

$$a_{lim} = \frac{2 \cdot l}{250} = \frac{2 \cdot 4.250 \text{ mm}}{250} = 34 \text{ mm} \quad (5.13)$$

A flecha das vigas mais críticas foi calculada utilizando-se o método bilinear, que foi apresentado no item 5.1.1.2 desta monografia. Os resultados obtidos são apresentados a seguir.

Tabela 5. 11 - Flechas calculadas para as vigas mais críticas da marquise.

b [cm]	h [cm]	Flecha elástica		Método Bilinear				Flecha Total
		PP + PERM	0,4xACID	PP + PERM	0,4xACID	Flecha Total		
		a_c [mm]	a_c [mm]	$a(t=0)$ [mm]	$a(t=\infty)$ [mm]	$a(t=0)$ [mm]	$a(t=\infty)$ [mm]	$a(t=\infty)$ [mm]
16	60	7,9	0,3	14,5	25,1	0,3	0,3	25,4

A obtenção desses resultados é apresentada no procedimento constante no apêndice A3 CÁLCULO DA FLECHA DAS VIGAS DA MARQUISE.

5.2.2 DIMENSIONAMENTO

As lajes da marquise, tanto as de cima quanto as de baixo, são lajes em uma direção contínuas. Dessa forma, pode-se modelá-las como vigas contínuas, como na figura abaixo.

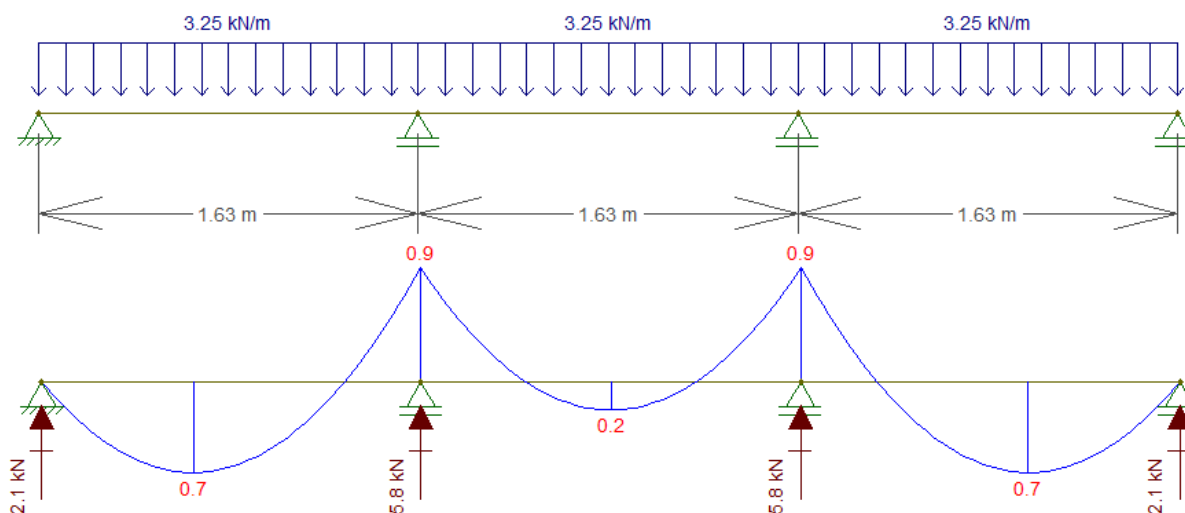


Figura 5. 18 - Esquema estático e diagrama de momentos fletores das lajes da marquise.

Tabela 5. 12 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para as lajes da marquise.

Largura	Altura útil	Momento fletor	Altura da linha neutra	Armadura principal	Detalhamento
b [cm]	d [cm]	M [kN.m]	x [cm]	A_s [cm ²]	

100	4,685	0,7	0,26	$A_{s(mín)}$	$\phi 6,3$ c/ 15
100	4,685	-0,9	0,26	$A_{s(mín)}$	$\phi 6,3$ c/ 15

A partir das reações das lajes, pôde-se determinar o carregamento total sobre as vigas da marquise. E, assim, seus esquemas estáticos e diagramas de momentos fletores

- Vigas V210 e V212

$$\text{Peso próprio} = (0,16 \cdot 0,60) \cdot 25 = 2,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reações das lajes} = 2 \cdot 5,8 = 11,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento total} = 14,0 \text{ kN/m}$$

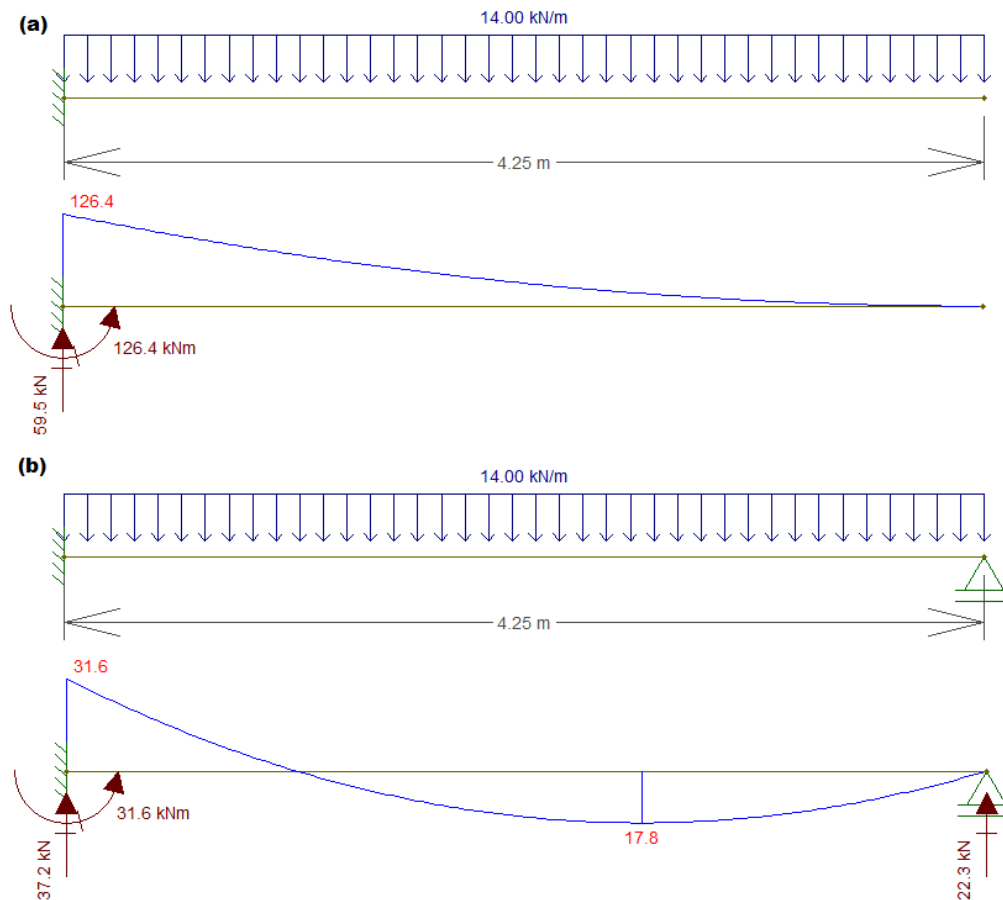


Figura 5. 19 - Esquemas estáticos e diagramas de momentos fletores das vigas V210 e V12 da marquise.

Tabela 5. 13 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para as vigas V210 e V212 da marquise.

Largura b [cm]	Altura útil d [cm]	Momento fletor M [kN.m]	Altura da linha neutra x [cm]	Armadura principal A_s [cm ²]	Detalhamento
16	54,0	-126,4	15,94	8,55	4 $\phi 20$
16	56,5	17,8	2,12	$A_{s(mín)}$	2 $\phi 10$

- Vigas V209 e V215

$$\text{Peso próprio} = (0,16 \cdot 0,60) \cdot 25 = 2,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reações das lajes} = 2 \cdot 2,1 = 4,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento total} = 6,6 \text{ kN/m}$$

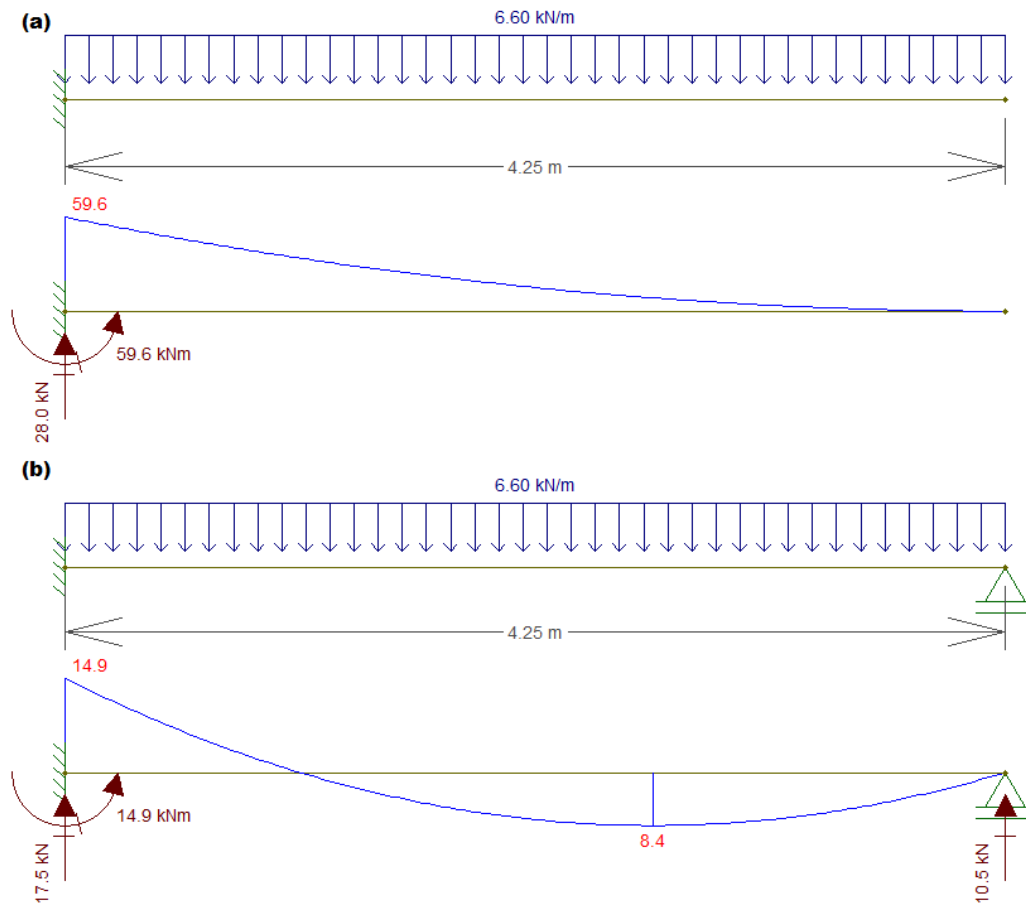


Figura 5. 20 - Esquemas estáticos e diagramas de momentos fletores das vigas V209 e V215 da marquise.

Tabela 5. 14 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para as vigas V209 e V215 da marquise.

Largura b [cm]	Altura útil d [cm]	Momento fletor M [kN.m]	Altura da linha neutra x [cm]	Armadura principal As [cm ²]	Detalhamento
16	54,8	-59,6	6,88	3,69	4 ϕ 12,5
16	56,5	8,4	2,12	As(mín)	2 ϕ 10

Por fim, com as reações de apoio dessas quatro vigas, pôde-se determinar o carregamento da viga V208, o seu esquema estático e obter os seus diagramas de esforços solicitantes.

$$\text{Peso próprio} = (0,50 \cdot 0,75) \cdot 25 = 9,38 \text{ kN/m}$$

$$\text{Esquadria (vidro - NBR 6120)} = 0,60 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento distribuído total} \cong 10,0 \text{ kN/m}$$

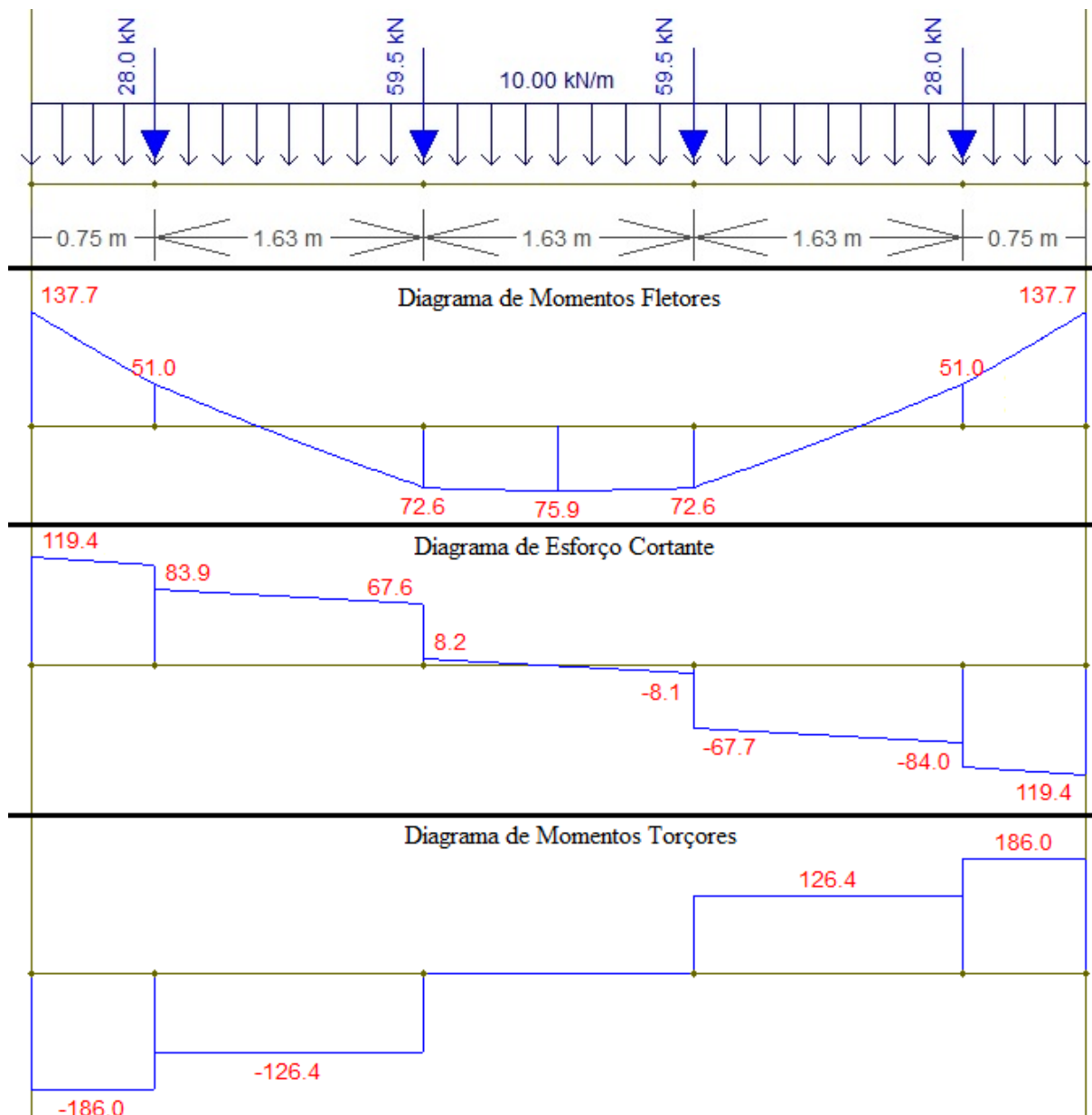


Figura 5. 21 - Esquema estático da viga V208 e os seus respectivos diagramas de esforços solicitantes.

Tabela 5. 15 - Determinação da armadura de flexão necessária para a viga V208 da marquise

Largura b [cm]	Altura útil d [cm]	Momento fletor M [kN.m]	Altura da linha neutra x [cm]	Armadura necessária A _s [cm ²]
50	70,25	-137,7	3,85	6,45
50	70,45	75,9	2,61	5,63

Tabela 5. 16 - Determinação da armadura de cisalhamento necessária para a viga V208 da marquise.

Largura	Altura útil	Esforço cortante	Força cortante resistente	Armadura necessária
b [cm]	d [cm]	V [kN]	V_{Rd2} [kN]	A_{sw} [cm ² /m]
50	70,25	119,4	1.788,4	$A_{sw(mín)}$

Tabela 5. 17 - Determinação da armadura de torção necessária e o detalhamento da viga V208 da marquise.

Seção transversal	b_w [cm]	50,0
	d [cm]	70,25
Esforço de torção característico (máx.)	T_{sk} [kN.m]	186,0
Espessura da parede da seção vazada equivalente	A/u [cm]	15,00
	2.c1 [cm]	9,50
	h_e [cm]	15,00
Momento torçor resistente de cálculo, relativo à ruína por esmagamento do concreto	T_{Rd2} [kN.m]	297,0
Verificação da ação combinada de torção e cortante	0,97	OK
Área de aço dos estribos necessária para resistir à torção (por face da viga)	$A_{90/s}$ [cm ² /m]	14,26
Área total de estribos necessária (em toda a seção transversal da viga)	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	28,52 φ12,5 c/ 8 (2R)
Soma das áreas das seções das barras longitudinais	$A_{sl/ue}$ [cm ²]	14,26
Parcela necessária nas faces superior e inferior da viga	A_{sl} [cm ²]	4,99
Parcela necessária nas faces laterais da viga	A_{sl} [cm ²]	8,56
Armadura de flexão negativa	$A_{s(-)}$ [cm ²]	6,45
Armadura de flexão positiva	$A_{s(+)}$ [cm ²]	5,63
Armadura de pele	$A_{s,pele}$ [cm ²]	3,75
Área total de aço na face superior da viga	$A_{s,sup}$ [cm ²]	11,44 (4 φ20)
Área total de aço na face inferior da viga	$A_{s,inf}$ [cm ²]	10,62 (6 φ16)
Área total de aço nas faces laterais da viga	$A_{s,lat}$ [cm ²]	12,31 (6 φ16)

5.3 CORTINAS DE CONTENÇÃO

Neste projeto, a garagem é semienterrada e há esquadrias em vários trechos nesse pavimento. O esquema dessas regiões é similar à situação (a) retratada na Figura 3.3. Nesses casos, adotou-se vigas específicas para apoiar a cortina, abaixo das janelas, chamadas de VCORTs. Escolheu-se seções transversais para essas vigas tais que elas possuam inércia suficiente para apoiar as cortinas correspondentes. As demais cortinas, onde não há esquadrias previstas pelo projeto de arquitetura, se apoiam em uma viga deitada na garagem (pé da cortina) e nas lajes correspondentes do térreo. A exceção a essa regra é a cortina da região do fosso inglês, já que as lajes do térreo não chegam até ela. Nesse caso, também se adotou uma VCORT apoiada nas vigas do próprio pavimento térreo.

Por serem cortinas de apenas um lance, com altura pequena e, conseqüentemente, sujeitas a uma carga de empuxo do solo não tão grande, adotou-se uma espessura de 16 cm. Esse valor foi escolhido para que se respeitasse o item 13.2.2 da NBR 6118:2014. A maioria dos tramos das cortinas será dimensionada como lajes armadas em uma direção, por causa da relação de vãos.

As cortinas da região da rampa têm algumas particularidades. Para a cortina 12, que está na região curva da rampa, optou-se por pedir por uma contenção geotécnica que impeça que o empuxo de terra solicite essa cortina. Tomou-se essa decisão para que não fosse necessário mobilizar o efeito de arco nessa estrutura. Além disso, na cortina 13 adotou-se uma contenção em L – essa cortina não tem apoio no seu bordo superior, por estar no limite do lote. Assim, optou-se por engastar essa cortina na laje da rampa e calculá-la em balanço.

5.3.1 DIMENSIONAMENTO COMO PLACA (EMPUXO DO SOLO)

Como foi dito no item 3.1.1, as placas podem funcionar em cruz ou em uma direção, essa definição foi feita a partir da relação de vãos para cada tramo da cortina e também dos apoios efetivamente considerados. A tabela a seguir apresenta essa definição para as cortinas do projeto.

Tabela 5. 18 - Formas de cálculo das cortinas.

	Vão ℓ_x [cm]	Vão ℓ_y [cm]	$\lambda = \ell_y/\ell_x$	Forma de cálculo
Cortina 1				
Tramo a	167,5	363,5	2,17	Uma direção (x)
Tramos b, c e d	363,5	1.893,5	5,21	Uma direção (y)
Tramo e	220,5	151,5	0,69	Em cruz
Cortina 2				
Tramo a	162,5	220,5	1,36	Em cruz
Cortina 3				
Tramo a	195,5	523	2,68	Uma direção (y)
Cortina 4				
Tramos a, b e c	187,5	1.953,5	10,42	Uma direção (y)
Cortina 5				
Tramo a	303,6	363,5	1,20	Em cruz
Tramo b	638,5	363,5	0,57	Em cruz
Tramo c	353,1	363,5	1,03	Em cruz
Tramo d	376,5	211,5	0,56	Em cruz
Cortina 6				
Tramo a	222	363,5	1,64	Em cruz
Tramo b	199	382,5	1,92	Uma direção (x)
Tramo c	128,6	363,5	2,83	Uma direção (x)
Cortina 7				
Tramos a, b, c e d	187,5	2.759,5	14,72	Uma direção (y)
Cortina 8				
Tramos a, b, c e d	357,5	2.446,1	6,84	Uma direção (y)
Cortina 9				
Tramo a	207,5	602,5	2,90	Uma direção (y)
Cortina 10				
Tramo a	195,5	698,5	3,57	Uma direção (y)
Cortina 11				
Tramo a	363,5	1.138,5	3,13	Uma direção (y)

O cálculo das cortinas foi feito de forma majoritariamente manual. O software FTOOL foi utilizado para a obtenção dos esforços solicitantes das cortinas em uma direção (y), devido à carga triangular. Para o cálculo das cortinas em cruz, utilizou-se o método de Marcus quando a cortina possuía apoios em seus quatro bordos ou tabelas adequadas quando possuía um dos bordos em balanço.

A seguir apresenta-se com detalhes o cálculo da cortina 1 para exemplificar o cálculo das cortinas em uma direção e em cruz, já que essa cortina possui tramos com os dois casos. Por fim, apresenta-se tabelas com os resultados de todas as cortinas.

O tramo a, como foi apresentado na tabela acima, funciona como uma laje em uma direção – horizontal. Dessa forma, essa laje pode ser calculada como uma viga de 1,0 metro de largura e 16 cm de espessura. Entretanto, cada faixa de um metro dessa cortina possui um carregamento distinto, já que o empuxo do solo varia linearmente com a profundidade. Nesses casos, convencionou-se nesse projeto adotar o carregamento equivalente a um terço da altura da cortina. A figura a seguir ilustra essa consideração.

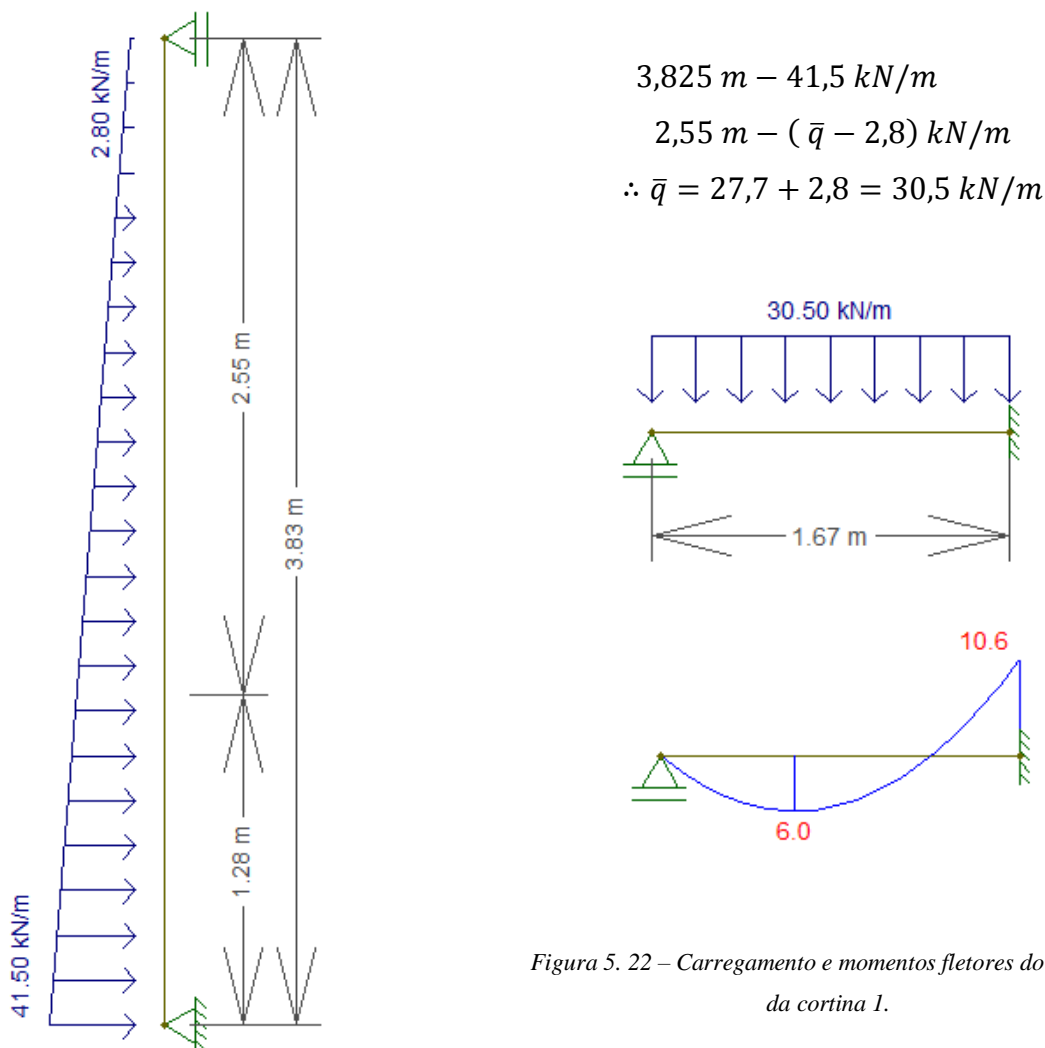


Figura 5. 22 – Carregamento e momentos fletores do tramo a da cortina 1.

Tabela 5. 19 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para o tramo a da cortina 1.

Largura b [cm]	Altura útil d [cm]	Momento fletor M [kN.m]	Altura da linha neutra x [cm]	Armadura principal As [cm ²]	Detalhamento
100	12,375	10,6	1,29	2,88	φ6,3 c/ 10
100	12,375	6,0	0,72	As(mín)	φ6,3 c/ 12

Os tramos *b*, *c* e *d* dessa mesma cortina também funcionam em uma direção, mas nesse caso é a direção vertical. A seguir são mostrados o carregamento e os esforços desse caso.

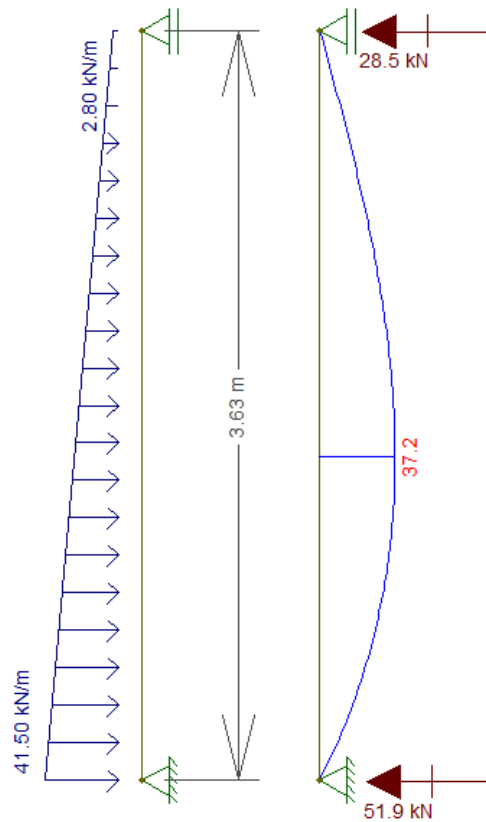


Figura 5. 23 - Carregamento e momentos fletores dos tramos *b*, *c* e *d* da cortina 1.

Tabela 5. 20 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para os tramos *b*, *c* e *d* da cortina 1.

Largura <i>b</i> [cm]	Altura útil <i>d</i> [cm]	Momento fletor <i>M</i> [kN.m]	Altura da linha neutra <i>x</i> [cm]	Armadura principal <i>A_s</i> [cm ²]	Detalhamento
100	12,375	37,2	5,21	11,64	φ12,5 c/ 10

A armadura secundária adotada em todos os casos foi igual a armadura mínima para uma laje com altura de 16 cm e f_{ck} de 30 MPa – que corresponde a um detalhamento de φ6,3 c/ 12. Escolheu-se esse detalhamento ao invés do indicado pela Norma para armaduras de distribuição para que se pudesse minimizar a abertura de trincas devido à retração do concreto, já que as cortinas desse projeto possuem extensões consideráveis.

Por fim, o tramo *e* da cortina 1 funciona como uma laje em cruz. Essa laje é simplesmente apoiada em três de seus bordos – VCORT1 no bordo superior, V1 (viga deitada no pavimento da garagem) no bordo inferior e cortina 2 no bordo direito. O bordo esquerdo é considerado livre, já que o pilar P3 não possui inércia suficiente na direção do carregamento para ser considerado um apoio. Além disso, da mesma forma como foi feito no tramo *a*, é preciso escolher um critério para que o carregamento seja constante e se possa utilizar tabelas adequadas para lajes com carregamento distribuído uniformemente. No caso de lajes em cruz, adota-se uma média entre os carregamentos nos bordos superior e inferior.

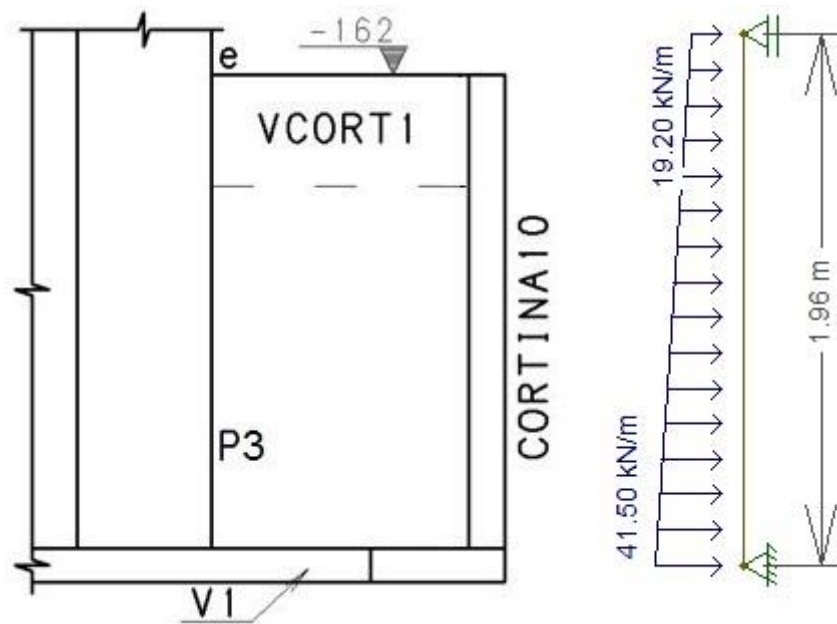


Figura 5. 24 – Detalhe da forma do tramo e da cortina 1 e respectivo carregamento.

A seguir, apresenta-se os momentos fletores calculados a partir dos coeficientes de uma tabela adequada para lajes retangulares com três bordos apoiados e um livre, com carregamento uniformemente distribuído.

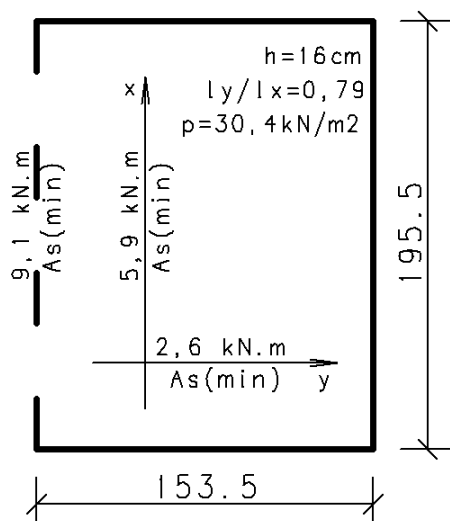


Figura 5. 25 - Momentos fletores e respectivas armações do tramo e da cortina 1.

Seguindo os mesmos procedimentos descritos acima, calculou-se os tramos das demais dez cortinas do projeto. A seguir apresenta-se os resultados obtidos.

Tabela 5. 21 - Momentos fletores positivos e respectivas armações das cortinas.

Cortina (tramo)	Forma de cálculo	Direção	Momento fletor positivo M [kN.m]	Altura da linha neutra x [cm]	Armadura A_s [cm ²]	Detalhamento
2 (a)	Em cruz (Bordo livre)	Horizontal	7,6	0,91	$A_{s(mín)}$	$\phi 6,3$ c/ 12
		Vertical	1,2	0,67	$A_{s(mín)}$	$\phi 6,3$ c/ 12
3 (a)	Em uma direção	Principal	14,6	1,18	3,95	$\phi 8$ c/ 12
		Secundária	-	-	-	$\phi 6,3$ c/ 12
4 (a, b e c)	Em uma direção	Principal	13,6	1,09	3,67	$\phi 8$ c/ 12
		Secundária	-	-	-	$\phi 6,3$ c/ 12
5 (a)	Em cruz (Bordo livre)	Horizontal	3,6	0,45	$A_{s(mín)}$	$\phi 6,3$ c/ 12
		Vertical	20	1,64	5,50	$\phi 10$ c/ 14
5 (b)	Em cruz (Caso 2)	Horizontal	9,3	0,74	$A_{s(mín)}$	$\phi 6,3$ c/ 12
		Vertical	22,8	1,89	6,32	$\phi 10$ c/ 12
5 (c)	Em cruz (Caso 4)	Horizontal	7,6	0,60	$A_{s(mín)}$	$\phi 6,3$ c/ 12
		Vertical	4,8	0,47	$A_{s(mín)}$	$\phi 6,3$ c/ 12
5 (d)	Em cruz (Bordo livre)	Horizontal	1,5	0,45	$A_{s(mín)}$	$\phi 6,3$ c/ 12
		Vertical	13,2	1,06	3,56	$\phi 8$ c/ 14
6 (a)	Em cruz (Caso 2)	Horizontal	6,1	0,48	$A_{s(mín)}$	$\phi 6,3$ c/ 12
		Vertical	1,7	0,44	$A_{s(mín)}$	$\phi 6,3$ c/ 12
6 (b)	Em uma direção	Principal	5,1	0,45	$A_{s(mín)}$	$\phi 6,3$ c/ 12
		Secundária	-	-	-	$\phi 6,3$ c/ 12
6 (c)	Em uma direção	Principal	3,6	0,45	$A_{s(mín)}$	$\phi 6,3$ c/ 12
		Secundária	-	-	-	$\phi 6,3$ c/ 12
7		Principal	13,6	1,09	3,67	$\phi 8$ c/ 12

(a, b, c e d)	Em uma direção	Secundária	-	-	-	φ6,3 c/ 12
8 (a, b, c e d)	Em uma direção	Principal	36,2	3,13	10,48	φ12,5 c/ 10
		Secundária	-	-	-	φ6,3 c/ 12
9 (a)	Em uma direção	Principal	16,2	1,31	4,40	φ8 c/ 10
		Secundária	-	-	-	φ6,3 c/ 12
10 (a)	Em uma direção	Principal	14,6	1,18	3,95	φ8 c/ 12
		Secundária	-	-	-	φ6,3 c/ 12
11 (a)	Em uma direção	Principal	37,2	3,22	10,81	φ12,5 c/ 10
		Secundária	-	-	-	φ6,3 c/ 12

Tabela 5. 22 - Momentos fletores negativos e respectivas armações das cortinas.

Cortina (tramos)	Momento fletor negativo			Altura da linha neutra x [cm]	Armadura As [cm ²]	Detalhamento ⁽¹⁾
	X ₁ [kN.m]	X ₂ [kN.m]	X _{unif} [kN.m]			
5 (a-b)	-31,7	0,0	-25,4	2,12	7,09	φ6,3 c/ 12 + φ8 c/ 10
5 (b-c)	-23,5	-19,6	-21,6	1,78	5,96	φ6,3 c/ 12 + φ8 c/ 14
5 (c-d)	-19,6	-28,0	-23,8	1,97	6,62	φ6,3 c/ 12 + φ8 c/ 12
6 (a-b)	-13,0	-10,1	-11,6	0,93	3,11	φ6,3 c/ 12 + φ5 c/ 20
6 (b-c)	-10,1	-25,2	-25,2 ⁽²⁾	2,10	7,03	φ6,3 c/ 12 + φ8 c/ 10

⁽¹⁾ As armaduras negativas são corridas ao longo de todas as cortinas, com o detalhamento correspondente à armadura mínima (φ6,3 c/ 12). Nos trechos em que há momento negativo alto, adota-se um complemento à essa armadura corrida.

⁽²⁾ No caso do tramo c da cortina 6, considera-se que a cortina 5 não apoia de modo eficiente o seu bordo. Dessa forma, esse tramo foi calculado em balanço e, por isso, o momento não foi uniformizado.

5.3.2 DIMENSIONAMENTO COMO VIGA PAREDE

Inicialmente, fez-se o levantamento dos carregamentos verticais que agem sobre o plano das cortinas. Esses carregamentos são devidos às reações das lajes do térreo e também ao peso próprio dessas placas. Na garagem, por não haver laje, não há carregamento dessas vigas-parede.

As reações das lajes do térreo nas cortinas foram obtidas a partir do processamento simplificado do *software* CAD/TQS. Nesse processamento é utilizado o processo baseado em uma análise rígido-plástica, segundo a qual a laje, no estado limite último, se divide em painéis rígidos, que giram em torno de “charneiras ou rótulas plásticas”. Esse processo é previsto pela NBR 6118:2014, em seu item 14.7.6.1.

A seguir apresenta-se os carregamentos verticais citados para as cortinas do projeto.

Tabela 5. 23 - Carregamentos verticais que atuam sobre as cortinas.

	Largura b [cm]	Altura h [cm]	Peso próprio [kN/m]	Reação das lajes do térreo [kN/m]	Carregamento Total [kN/m]
Cortina 1	16	390	15,60	27,10	42,70
Cortina 2	16	228	9,12	31,50 ⁽¹⁾	40,62
Cortina 3	16	228	9,12	6,75 ⁽²⁾	15,87
Cortina 4	16	220	8,80	1,00 ⁽³⁾	9,80
Cortina 5	16	390	15,60	24,10	39,70
Cortina 6	16	390	15,60	22,00	37,60
Cortina 7	16	220	8,80	1,00 ⁽³⁾	9,80
Cortina 8	16	390	15,60	1,00 ⁽³⁾	16,60
Cortina 9	16	240	9,60	1,00 ⁽³⁾	10,60
Cortina 10	16	228	9,12	1,00 ⁽³⁾	10,12
Cortina 11	16	390	15,60	26,10	41,70

⁽¹⁾ Reação de apoio da escada 1.

⁽²⁾ Reação de apoio da escada 3.

⁽³⁾ Estas cortinas só recebem a carga vertical de janelas. Considera-se uma carga de 1,0 kN/m para não prever uma carga muito baixa.

Calculou-se a relação l/h para cada um dos vãos das cortinas para que se pudesse determinar se o comportamento dessa cortina nesse trecho seria de viga parede ou de viga esbelta, conforme o critério apresentado em 3.4.

Tabela 5. 24 - Determinação do comportamento de cada cortina em função da sua relação l/h .

	Vão l [cm]	Altura h [cm]	Relação l/h	Comportamento
Cortina 1				
Vão a	167,5	390	0,43	Viga-parede
b	817,5	390	2,10	Viga-parede
c	315	390	0,81	Viga-parede
d	761	390	1,95	Viga-parede
e	151,5	228	0,66	Viga-parede
Cortina 2				
Vão a	162,5	228	0,71	Viga-parede
Cortina 3				
Vão a	523	228	2,29	Viga esbelta
Cortina 4				
Vão a	600	220	2,73	Viga esbelta
b	700	220	3,18	Viga esbelta
c	678	220	3,08	Viga esbelta
Cortina 5				
Vão a	303,6	390	0,78	Viga-parede
b	638,5	390	1,64	Viga-parede
c	353	390	0,91	Viga-parede
d	211,5	390	0,54	Viga-parede
Cortina 6				
Vão a	222	390	0,57	Viga-parede
b	199	390	0,51	Viga-parede
c	128,6	390	0,33	Viga-parede
Cortina 7				
Vão a	678	220	3,08	Viga esbelta
b	700	220	3,18	Viga esbelta
c	700	220	3,18	Viga esbelta
d	681,5	220	3,10	Viga esbelta
Cortina 8				
Vão a	359	390	0,92	Viga-parede
b	657,5	390	1,69	Viga-parede
c	700	390	1,79	Viga-parede
d	676	390	1,73	Viga-parede
Cortina 9				
Vão a	602,5	240	2,51	Viga esbelta
Cortina 10				
Vão a	698,5	228	3,06	Viga esbelta
Cortina 11				
Vão a	315	390	0,81	Viga-parede

b	793,5	390	2,03	Viga-parede
---	-------	-----	------	-------------

A partir dos carregamentos verticais obtidos e dos esquemas estáticos dessas vigas-parede, utilizou-se o *software* FTOOL para determinar os momentos fletores solicitantes nesses elementos. A seguir apresenta-se o procedimento completo de cálculo para cortina 1 e depois os resultados obtidos para as demais cortinas.

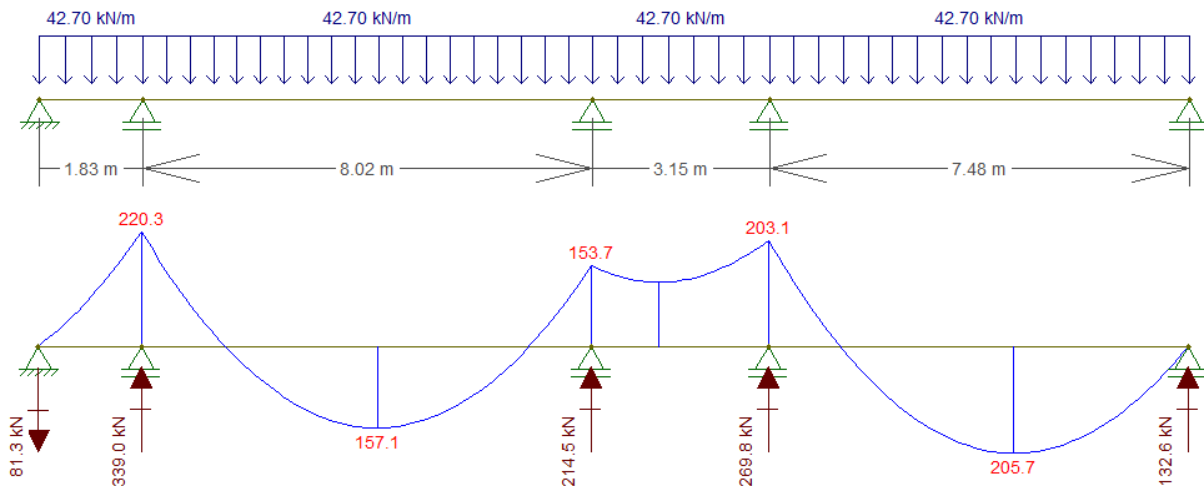


Figura 5. 26 – Esquema estático e diagrama de momentos fletores da cortina 1 (viga-parede).

Utilizando-se as equações (3.6) a (3.9) apresentadas anteriormente, calcula-se as armações necessárias para as vigas-parede.

No caso da cortina 1, trata-se de uma viga-parede com mais de dois vãos. Os esforços máximos situam-se próximos aos extremos da viga. Assim, será utilizada a equação (3.8) para a determinação do braço de alavanca.

(a) Momento fletor positivo máximo (vão extremo)

$$Z = 0,10 \cdot 3,90 \cdot \left(2,5 + 2 \cdot \frac{7,48}{3,90} \right) \quad 1 < \frac{7,48}{3,90} < 2,5 \quad (5.14)$$

$$\therefore Z = 2,47 \text{ metros}$$

$$A_{s(nec)}^+ = \frac{1,4 \cdot 205,7}{2,47 \cdot 43,48} = 2,68 \text{ cm}^2 \quad (5.15)$$

(b) Momento fletor negativo máximo (primeiro apoio intermediário)

$$Z = 0,10 \cdot 3,90 \cdot \left(2,5 + 2 \cdot \frac{8,02}{3,90} \right) \quad 1 < \frac{8,02}{3,90} < 2,5 \quad (5.16)$$

$$\therefore Z = 2,58 \text{ metros}$$

$$A_{s(nec)}^- = \frac{1,4 \cdot 220,3}{2,58 \cdot 43,48} = 2,75 \text{ cm}^2 \quad (5.17)$$

O cálculo da armadura longitudinal mínima para as vigas-parede foi realizado de acordo com o procedimento descrito por ARAÚJO (Vol. 4, 2014). Segundo esse autor, uma vez que as tensões normais nas vigas-parede não possuem uma variação linear, não se pode usar a mesma expressão de $A_{s(mín)}$ deduzida para vigas esbeltas. A expressão geral, no entanto, se mantém válida.

$$A_{s(mín)} = \frac{M_r}{Z \cdot f_{yd}} \quad (5.18)$$

O momento de fissuração é menor do que $M_r = bh^2f_{ct}/6$. Logo, as taxas de armadura mínima necessárias para as vigas-parede são menores do que para as vigas esbeltas.

Para as vigas-parede, pode-se escrever o momento de fissuração na forma

$$A_{s(mín)} = k_1 \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot f_{ct} \quad (5.19)$$

onde $k_1 < 1$ é um coeficiente determinado numericamente, empregando-se o método dos elementos finitos.

Adotando-se a expressão (3.7) para o braço de alavanca e substituindo na equação (5.18), pode-se escrever

$$A_{s(mín)} = \left(\beta \cdot \frac{f_{ct}}{f_{yd}} \right) \cdot b \cdot h \quad (5.20)$$

$$\beta = \frac{k_1}{0,9 \cdot (3 + k_2)}$$

sendo $1 < k_2 = l/h < 2$.

Na tabela a seguir apresentam-se os resultados obtidos com o método dos elementos finitos para as vigas-parede biapoiadas com uma carga uniformemente distribuída na sua face superior.

Tabela 5. 25 - Armadura mínima para vigas-parede.

$k_2 = l/h$	k_1	β	$\lambda = \beta/0,20$
2,0	0,91	0,20	1,00
1,5	0,73	0,18	0,90
1,25	0,57	0,15	0,75
1,0	0,38	0,11	0,55
$A_{s(mín)VP} = \lambda \cdot A_{s(mín)VE}$			
$A_{s(mín)VP}$ = armadura mínima de vigas-parede			
$A_{s(mín)VE}$ = armadura mínima de vigas esbeltas			

Interpolando-se os valores da tabela acima, obteve-se os valores de armadura mínima para as vigas-parede do projeto. A seguir apresenta-se o cálculo da armadura mínima da cortina 1.

$$k_2 = \frac{l}{h} = \frac{748}{390} = 1,92 \quad (5.21)$$

Interpolando-se linearmente, obtém-se o valor de $k_1 = 0,87$

$$\beta = \frac{0,87}{0,9 \cdot (3 + 1,92)} = 0,197 \quad (5.22)$$

Por fim, obtém-se o valor de λ e a armadura mínima.

$$\lambda = \frac{0,197}{0,2} = 0,987 \quad (5.23)$$

$$A_{s(min)} = 0,987 \cdot (0,15\% \cdot 16 \text{ cm} \cdot 390 \text{ cm}) = 9,24 \text{ cm}^2 \quad (5.24)$$

Repetindo-se o procedimento descrito acima para as demais cortinas, obteve-se os resultados apresentados a seguir.

Tabela 5. 26 - Detalhamento das cortinas como vigas-parede.

	Braço de alavanca Z [m]	Momento máximo M _{máx} [kN.m]	Área de aço A _s [cm ²]	Detalhamento
Cortina 1	2,47	205,7	9,28	2x6 φ10
		-220,3	9,65	Mudar p/ φ6,3 c/10 ⁽²⁾
Cortina 2	1,00	14,0	2,15	OK ⁽¹⁾
		-	-	-
Cortina 3	1,53	53,1	5,45	2x4 φ10
		-	-	-
Cortina 4	1,47	34,7	5,26	2x2 φ16
		-48,4	5,26	2x2 φ16
Cortina 5	2,13	88,9	8,66	2x6 φ10
		-113,8	8,66	OK ⁽¹⁾
Cortina 6	0,99	14,4	2,80	OK ⁽¹⁾
		-19,0	2,80	OK ⁽¹⁾
Cortina 7	1,47	38,2	5,26	2x2 φ16
		-48,5	5,26	2x2 φ16
Cortina 8	2,37	63,0	9,08	2x6 φ10
		-85,1	9,08	OK ⁽¹⁾
Cortina 9	1,61	46,0	5,74	2x2 φ16
		-	-	-
Cortina 10	1,53	61,3	5,45	2x2 φ16
		-	-	-
Cortina 11	2,56	215,5	9,46	2x7 φ10
		-250,0	9,46	Mudar p/ φ6,3 c/10 ⁽²⁾

⁽¹⁾ Por se tratar de uma verificação, indica-se “OK” nos casos em que não é preciso adicionar ou substituir os ferros do detalhamento da cortina como placa, ao empuxo de terra.

⁽²⁾ Nesse caso, optou-se por alterar o detalhamento da armadura negativa horizontal obtido pelo cálculo da cortina como placa, ao empuxo de terra.

Para que se pudesse posicionar as armaduras corretamente, seguiu-se as recomendações a seguir para escolher os detalhamentos mostrados na tabela acima.

- Nas vigas-parede um só vão, a armadura do banzo deve ser distribuída em uma altura de $0,15h_e$ a $0,20h_e$ (Figura 5. 27);
- Essa armadura deve ser levada de apoio a apoio, sem escalonamento, e deve ser ancorada na zona de apoio;
- Para as vigas-parede contínuas, deve-se dispor a armadura do banzo inferior corrida ao longo de todo o comprimento da parede. Se houver necessidade, essa armadura pode ser emendada por traspasse em cima dos apoios intermediários;
- A armadura sobre os apoios intermediários deve ser distribuída nas faixas indicadas na Figura 5. 28. Pelo menos a metade dessa armadura deve ser prolongada por todo o comprimento da parede. A outra metade pode ser interrompida a $0,4h_e$ das faces do apoio intermediário;
- A armação negativa é distribuída apenas em uma faixa de $0,8h_e$. Na faixa superior com $0,2h_e$ de altura, coloca-se a fração $0,5(l/h_e - 1) \geq 0,25$ da armadura calculada e o restante é distribuído na faixa de $0,6h_e$;
- Na faixa superior restante, quando $h > l$, deve-se colocar uma malha ortogonal com preponderância de barras horizontais;

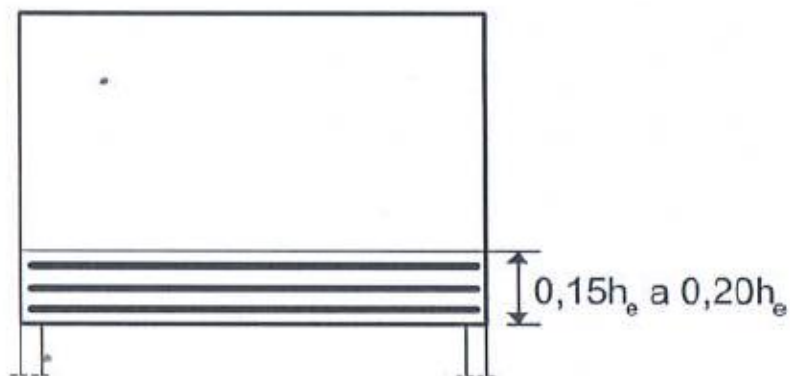


Figura 5. 27 – Distribuição da armadura no banzo tracionado da viga-parede. (ARAÚJO, 2014).

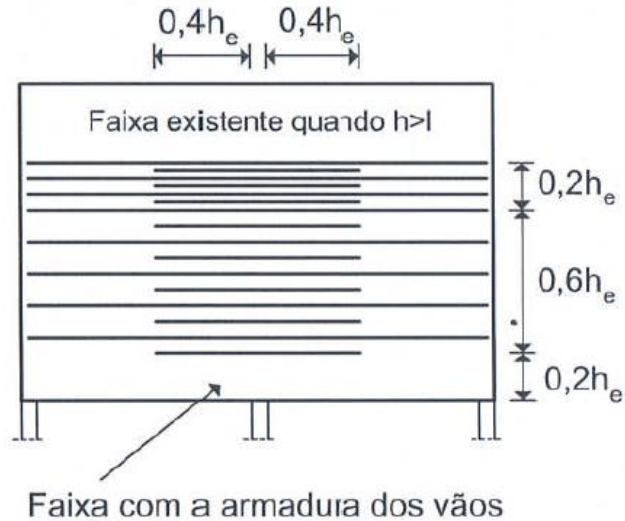


Figura 5. 28 – Distribuição das armadura sobre os apoios intermediários. (ARAÚJO, 2014)

5.3.3 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE CORTINA

Os carregamentos dessas vigas foram obtidos a partir das reações de apoio do cálculo das cortinas como placas ao empuxo de terra. Essas reações de apoio foram obtidas da modelagem no *software* FTOOL e inseridas como carga uniformemente distribuída no modelo do CAD/TQS.

Adotou-se, inicialmente, uma seção transversal de 30x50 cm para essas vigas. A partir daí, fez-se o processamento pelo CAD/TQS, da mesma forma que foi feito para as demais vigas do projeto. A única particularidade dessas vigas é que foram modeladas “deitadas”, ou seja, no modelo estrutural do CAD/TQS foram lançadas com seção 50x30, já que o carregamento real é horizontal e o carregamento no *software* é vertical.

Analisou-se os diagramas de esforços solicitantes e a quantidade de armadura necessária para resistir a esses esforços. Nos casos em que houve necessidade de armadura dupla ou excesso de armadura, optou-se por alterar a seção para 40x50 cm.

5.4 ESCADAS

5.4.1 ESCADA 1

Como foi dito na descrição do projeto de arquitetura, o edifício possui quatro escadas distintas. A primeira delas, chamada de escada 1, conecta a garagem ao pátio externo da escola, possui um lance e dois patamares.

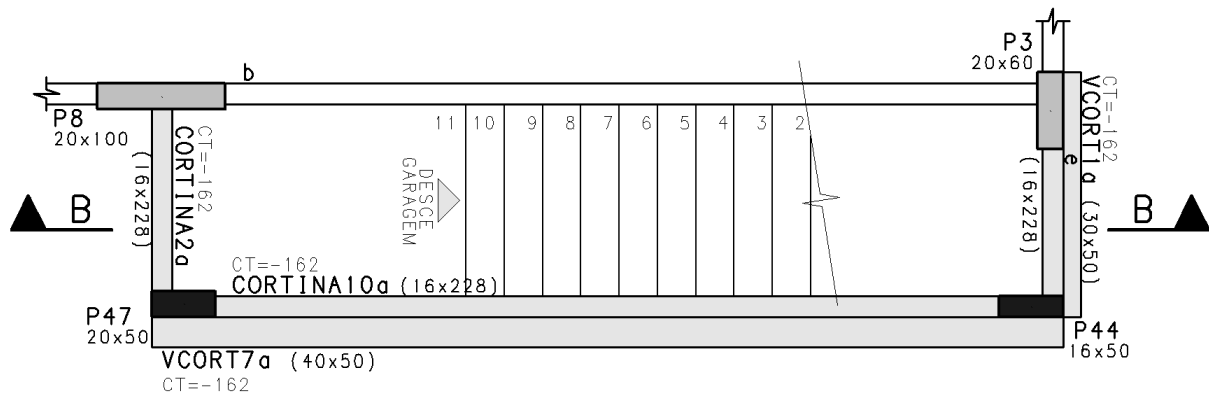


Figura 5.29 - Detalhe da forma do térreo (rotacionada) para representar a escada 1.

No projeto de arquitetura, foram previstos onze degraus, dez deles com espelho de 17,5 cm e um com 12,5 cm. Sabe-se que isso é desconfortável e até perigoso para os usuários. Dessa forma, alterou-se o espelho dos degraus para que todos ficassem com o mesmo valor. Assim, a escada ficou com onze degraus com espelho de 17,05 cm e piso de 30 cm.

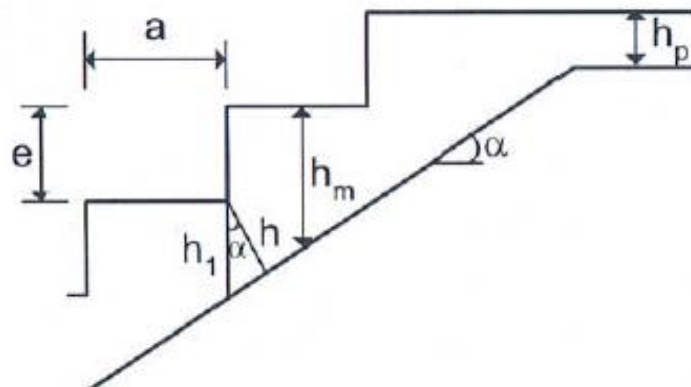


Figura 5.30 - Parâmetros geométricos usados para o cálculo do peso próprio de escadas.

Para a escada 1, tem-se os seguintes parâmetros geométricos (ilustrados na figura acima). Adotou-se inicialmente o valor de 12 cm para h .

Tabela 5.27 - Parâmetros geométricos adotados inicialmente para a escada 1.

e [cm]	a [cm]	α [graus]	h [cm]	h_1 [cm]	h_m [cm]	PP [kN/m ²]
17,05	30	29,6	12	13,80	22,32	5,6

A seguir especifica-se os carregamentos em cada um dos trechos da escada.

$P.P. (trecho\ inclinado) = 5,6\ kN/m^2$

$Revestimento = 1,0\ kN/m^2$

$Sobrecarga = 3,0\ kN/m^2$

$Carregamento\ total = 9,6\ kN/m^2$

$P.P. (patamar) = 3,0\ kN/m^2$

$Revestimento = 1,0\ kN/m^2$

$Sobrecarga = 3,0\ kN/m^2$

$Carregamento\ total = 7,0\ kN/m^2$

Inicialmente, projetou-se essa escada para ser armada longitudinalmente, apoiando-se na nas cortinas 1 e 2. O esquema estático e o diagrama de momentos fletores dessa solução são apresentados a seguir.

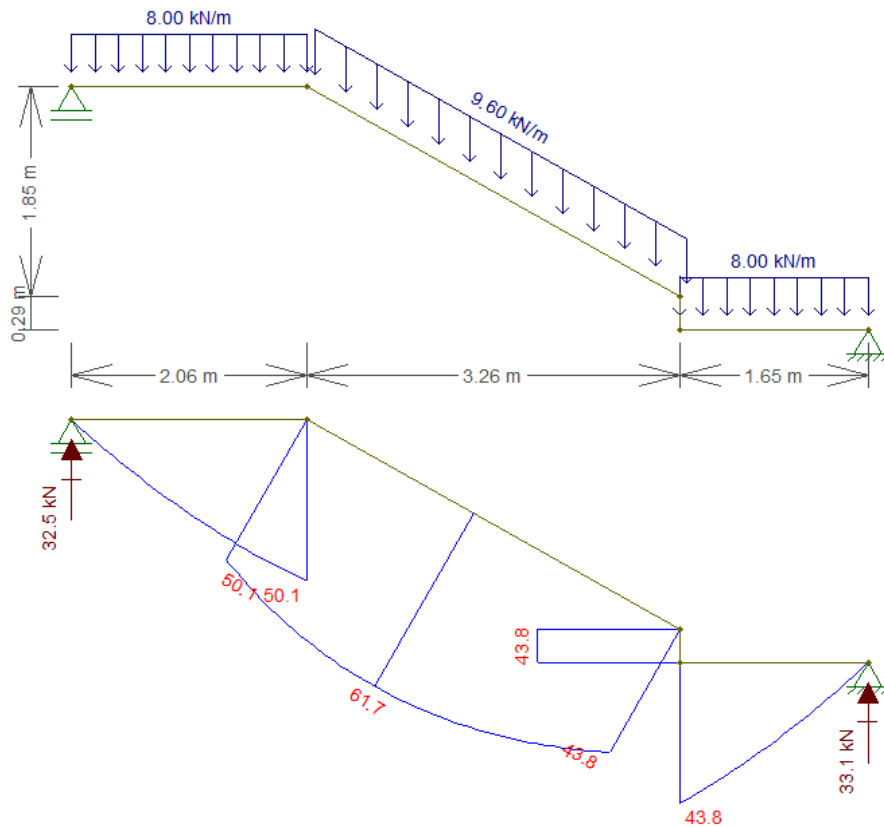


Figura 5. 31 - Esquema estático adotado inicialmente e respectivo diagrama de momentos fletores da escada 1.

Percebeu-se que os valores de momentos fletores obtidos foram elevados. Com essa configuração, a escada com a espessura adotada de 12 cm precisaria de armadura dupla. Seria necessário adotar uma espessura de 16 cm para que essa escada funcionasse com armadura simples. Essa solução foi, então, descartada, por se mostrar antieconômica.

A nova solução proposta foi armar a escada transversalmente. Nesse caso, a escada se apoia na cortina 10 e em uma viga de escada inclinada, que segue o traçado longitudinal da escada. Essa solução é mostrada na figura a seguir, o corte da forma (ver Figura 5. 29).

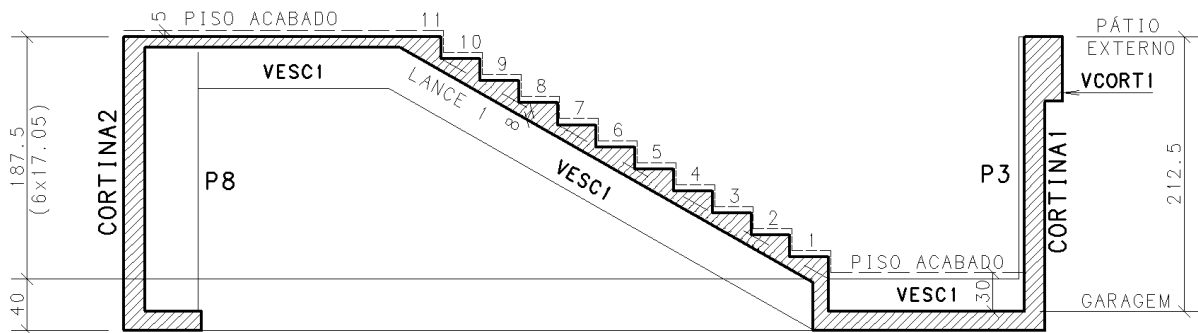


Figura 5.32 - Escada 1 em corte - corte parcial B-B na forma do térreo.

Como se pode observar no corte acima, a espessura adotada para a escada nessa solução foi de 8 cm, valor mínimo para lajes de piso não em balanço, de acordo com o item 13.2.4.1 da NBR 6118:2014.

A particularidade a ser destacada para essa solução é em relação ao cálculo da área de aço necessária a partir do momento fletor obtido, porque a zona comprimida da seção é triangular e não retangular, como a maioria das vigas. Dessa forma, a determinação dos coeficientes adimensionais k_x e k_z a partir do k_{md} é diferente das tabelas convencionais. A tabela utilizada foi a que foi feita por MARTINS, 2014.

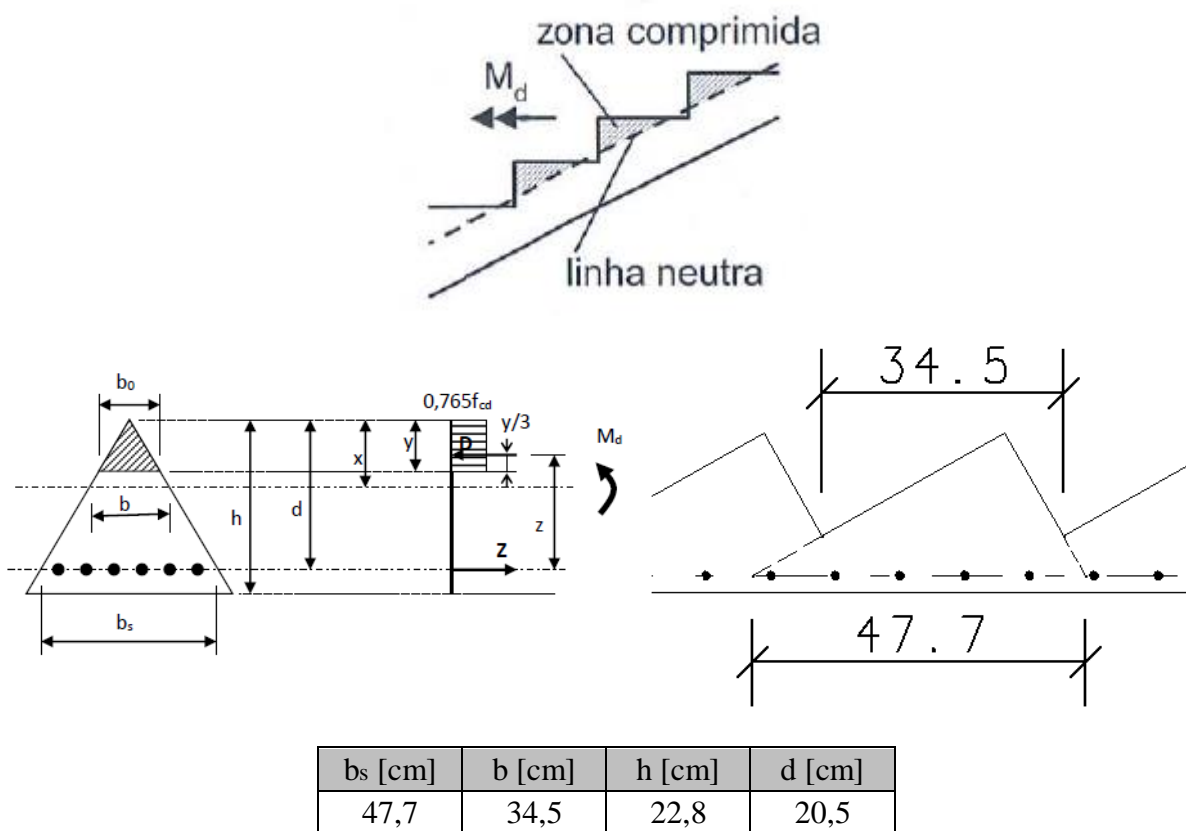


Figura 5.33 - Parâmetros geométricos para o cálculo dos coeficientes adimensionais para dimensionamentos à flexão - seção triangular.

$$M_k = 2,9 \text{ kN.m/m} \cdot 0,477 \text{ m} = 1,38 \text{ kN.m} \quad (5.25)$$

Tabela 5. 28 - Dimensionamento à flexão de seção transversal triangular.

M _k [kN.m]	k _{md}	k _x	k _z	A _s [cm ² /b _s]	A _s [cm ² /m]	A _s (mín)
1,38	0,005	0,045	0,976	0,22	0,47	ϕ6,3 c/10

Para a armadura secundária da escada 1, longitudinal nesse caso, foi adotado o detalhamento de ϕ6,3 c/15 posicionado acima da armadura principal. Além disso, seguindo-se uma recomendação de ARAÚJO (Vol. 4, 2014), adotou-se uma armadura transversal negativa para combater a fissuração excessiva no encontro entre a escada e a cortina 10.

Em relação a viga de escada 1 (VESC 1), adotou-se uma seção transversal de 16x50. Os carregamentos dessa viga são constituídos pelo seu peso próprio, carga de alvenaria sobre ela e a reação de apoio da própria escada.

$$\text{Peso Próprio} = (0,16 \cdot 0,50) \cdot 25 = 2,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Alvenaria} = 1,83 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ kN/m}^2 = 4,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação da escada} = 7,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento total} = 13,4 \text{ kN/m}$$

O cálculo dos esforços foi realizado utilizando-se o FTOOL. A seguir, apresenta-se o esquema estático e os diagramas de esforços solicitantes.

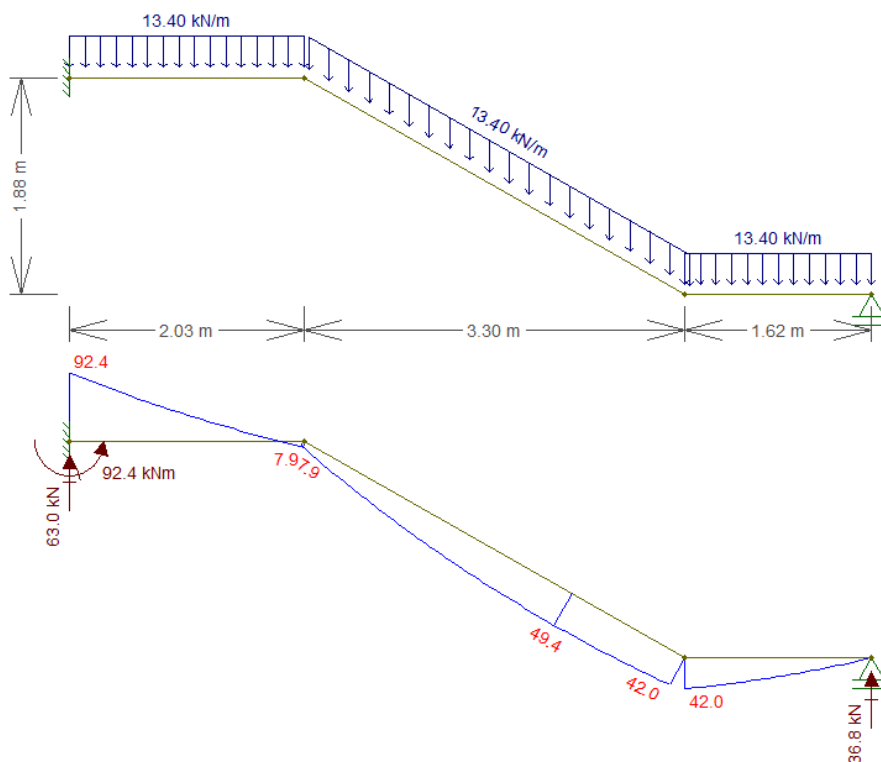


Figura 5. 34 - Esquema estático e diagrama de momentos fletores da VESC1.

Tabela 5. 29 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para a VESCI.

Largura b [cm]	Altura útil d [cm]	Momento fletor M [kN.m]	Altura da linha neutra x [cm]	Armadura principal As [cm ²]	Detalhamento
16	44,9	-92,4	14,14	7,58	4 ϕ 16
16	46,2	49,4	6,82	3,66	2 ϕ 16

5.4.2 ESCADA 2

A outra escada que nasce na garagem liga esse pavimento ao térreo (escada 2), possui dois lances e patamar em leque. Esta será armada longitudinalmente e terá dois patamares, ambos com enchimento para formar os quatro degraus em leque.

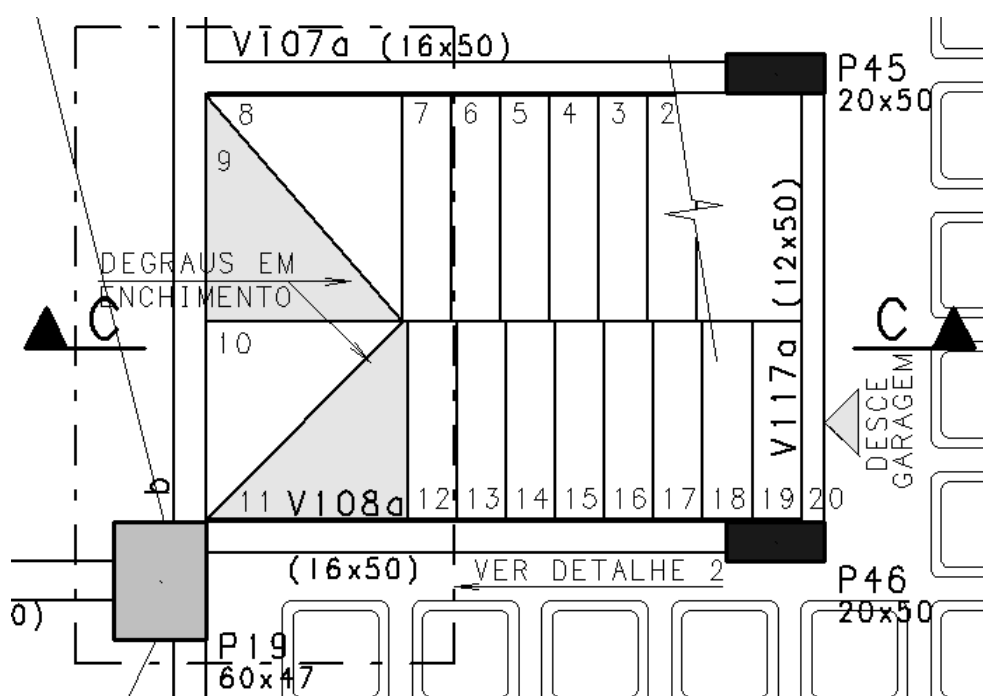


Figura 5. 35 - Detalhe da forma do térreo, mostrando a escada 2 em planta.

Essa escada possui 20 degraus, cada um deles com 17,5 cm de espelho e 25 cm de piso, conforme previsto no projeto de arquitetura. O piso escolhido pelo arquiteto é menor que do mínimo recomendado (26 cm). Além disso, o fato do seu patamar ser em leque seria um problema para a aprovação do projeto junto ao Corpo de Bombeiros se essa escada fosse considerada como rota de fuga em um eventual incêndio. Dessa forma, se fosse um projeto a ser realmente construído, seria necessário pedir que o arquiteto fizesse alterações na escada.

Tabela 5. 30 - Parâmetros geométricos da escada 2.

e [cm]	a [cm]	α [graus]	h [cm]	h _l [cm]	h _m [cm]	PP [kN/m ²]
17,50	25	35,0	12	14,65	23,40	5,8

$$P.P. (\text{trecho inclinado}) = 5,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carregamento total} = 9,8 \text{ kN/m}^2$$

$$P.P. (\text{patamar}) = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Enchimento} = 0,0875 \cdot 21 \approx 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carregamento total} = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

Essa escada é armada longitudinalmente. O lance 1 se apoia na viga V28 no nível da garagem e na viga de escada VESC2 no nível dos patamares da escada. Essa viga de escada, por sua vez, se apoia no pilar P19 e em no montante M1. Já o lance 2, se apoia na VESC2 e na viga V117 no nível do térreo. A seguir ilustra-se os esquemas estáticos e diagramas de momentos fletores do lance 1 dessa escada.

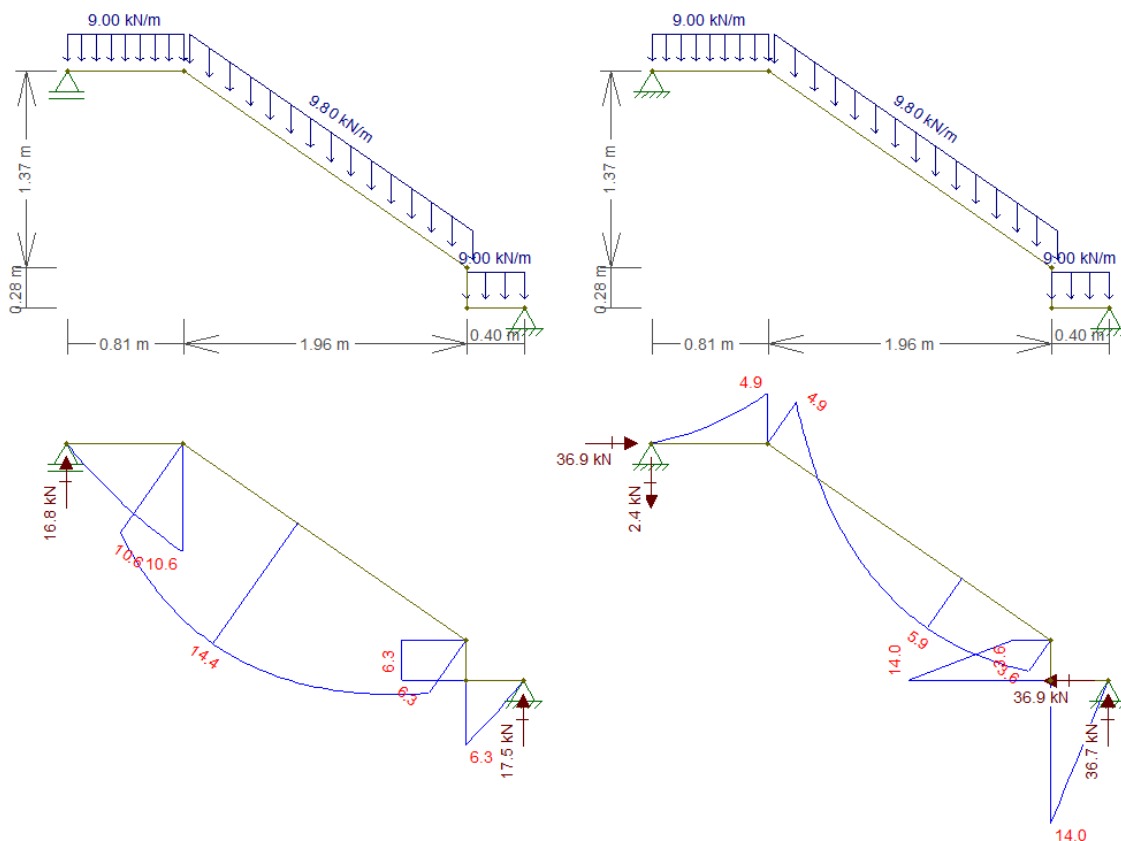


Figura 5. 36 - Esquemas estáticos e momentos fletores do lance 1 da escada 2.

Tabela 5. 31 - Determinação da armadura e o respectivo detalhamento à flexão para o lance 1 da escada 2.

Largura b [cm]	Altura útil d [cm]	Momento fletor M [kN.m]	Altura da linha neutra x [cm]	Armadura principal As [cm ²]	Detalhamento
100	9,6	10,6	1,11	3,73	φ8 c/ 12

100	9,7	-4,9	0,50	$A_{s(\text{mín})}$	$\phi 6,3 \text{ c/ } 15$
100	9,5	14,4	5,22	5,22	$\phi 10 \text{ c/ } 15$
100	9,6	14,0	1,49	5,01	$\phi 8 \text{ c/ } 10$

A armadura secundária dessa escada é a transversal. Essa armadura é adotada e não calculada. Nesse caso, adotou-se o detalhamento de $\phi 6,3 \text{ c/ } 15$ para a armadura transversal.

O lance 2 foi calculado e detalhado da mesma forma. A VESC2 foi calculada e detalhada de forma similar a apresentada anteriormente para a VESC1. Na planta de armações das escadas encontra-se o detalhamento final dos elementos citados.

5.4.3 ESCADA 3

Há uma escada que liga a região central do térreo ao pátio externo (escada 3). É uma escada de um lance, com seis degraus. Os seis degraus possuem espelho com 18 cm e piso de 30 cm.

Esta também será armada longitudinalmente e não apresenta nenhuma peculiaridade do ponto de vista de cálculo e detalhamento. O procedimento adotado foi o mesmo que foi apresentado com detalhes para o lance 1 da escada 2. O detalhamento final dessa escada é apresentado na planta de armações de escada.

5.4.4 ESCADA 4

Trata-se da escada principal da escola, que liga o térreo até o terraço, possui seis lances e três patamares que serão igualados, já que o pé-direito entre os pavimentos é o mesmo e os degraus também são iguais. Cada um dos lances possui 10 degraus com espelho de 17,5 cm e piso de 30 cm.

Esta escada é autoportante com o patamar em balanço, ou seja, não possui apoio no nível intermediário (do patamar), apenas nos níveis dos pavimentos.

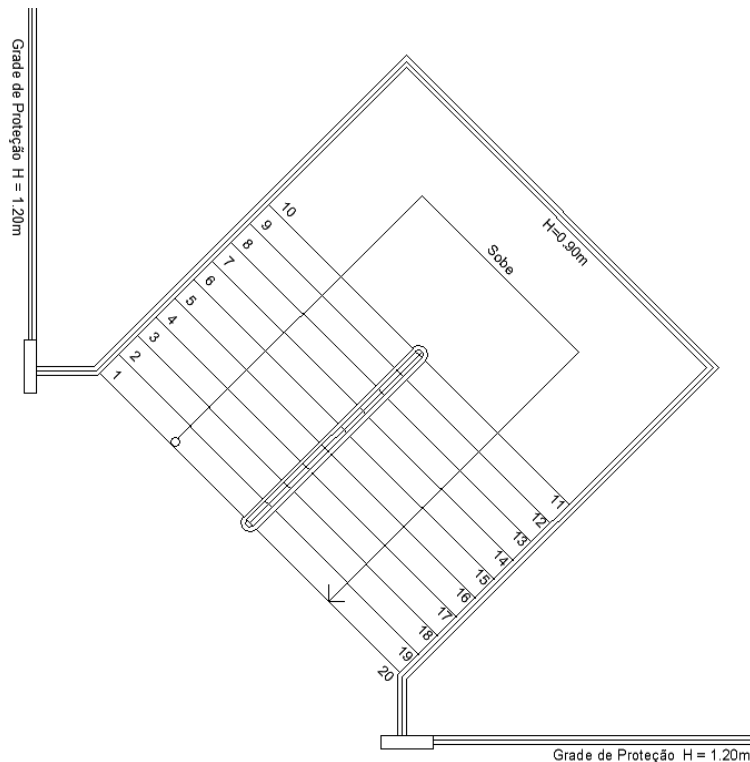


Figura 5. 37 - Detalhe do projeto de arquitetura - Escada 4.

A primeira alternativa de solução estrutural adotada para essa escada foi a de laje armada longitudinalmente em balanço, engastada nas vigas dos pavimentos. Essa modelagem foi realizada no CAD/TQS, no Modelador Estrutural, ao se utilizar as ferramentas de lançamento de elementos inclinados e pisos auxiliares. Essa modelagem foi feita por causa da preocupação com a flecha apresentada por essa escada.

A escada foi discretizada como um pórtico espacial formado por elementos de grelha inclinados e retos. Dessa forma, verificou-se a flecha para diferentes espessuras dos lances e patamares. A verificação da flecha foi feita por um método diferente do que o descrito no item 5.1.1.2 deste memorial, constituindo-se por multiplicadores dos carregamentos inseridos no CAD/TQS de modo a levar em consideração o efeito da fluência.

Percebeu-se, então, que mesmo que se adotasse uma espessura de 25 cm para os lances e para o patamar, a flecha obtida seria da ordem de 8 cm, quase o dobro do limite de Norma para esse caso.

Dessa forma, alterou-se a solução estrutural dessa escada para uma segunda alternativa, na qual a escada é constituída por degraus apoiados individualmente em uma viga balcão inclinada entre os pavimentos. Essa viga balcão forma um pórtico espacial entre os pavimentos.

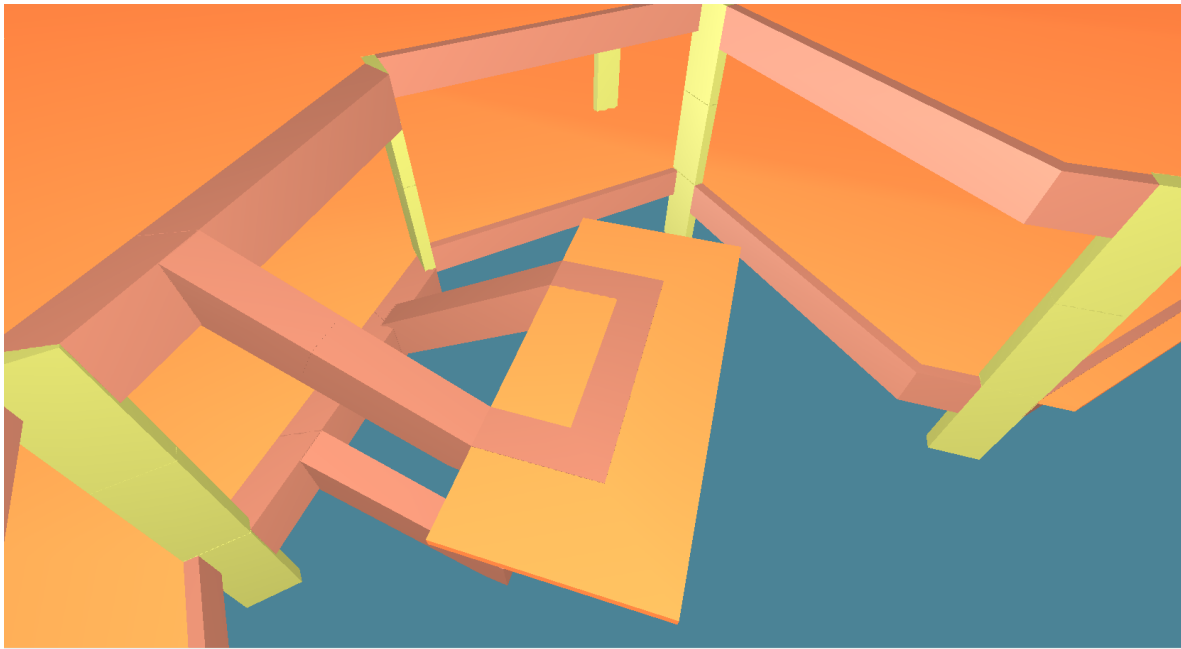


Figura 5. 38 - Detalhe do modelo 3D do edifício no CAD/TQS

Adotou-se, para os degraus da escada, uma seção transversal retangular de 40x7 cm. De modo que se mantém o piso livre da escada de 30 cm, como previsto na arquitetura e cada degrau entre em 10 cm nas vigas de escada. Os carregamentos, o esquema estático e o diagrama de momentos fletores de cada um dos degraus são apresentados a seguir.

$$\text{Peso próprio} = (0,30 \cdot 0,07) \cdot 25 = 0,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Revestimento} = (0,30 \cdot 0,07) \cdot 21 = 0,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = \frac{(0,30 \cdot 2,50)}{2,50} \cdot 3,0 = 0,9 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento total} = 1,9 \text{ kN/m}$$

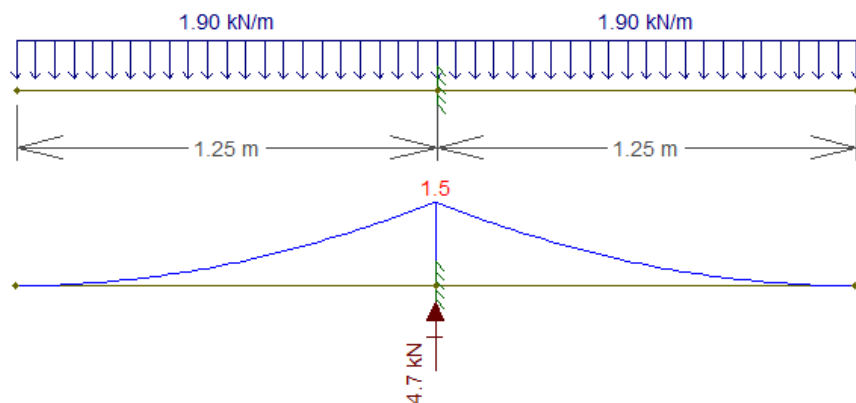


Figura 5. 39 - Esquema estático e diagrama de momentos fletores dos degraus – Escada 4

Para que se pudesse inserir a carga que os degraus transferem para as vigas inclinadas no Modelador Estrutural do CAD/TQS, fez-se a separação entre cargas permanentes e acidentais, para que o *software* pudesse fazer a alternância de cargas.

O momento torçor máximo que os degraus podem transferir para as vigas inclinadas ocorre na situação em que a carga de um lado do balanço é máximo e do outro, mínima. Essa situação é ilustrada a seguir.

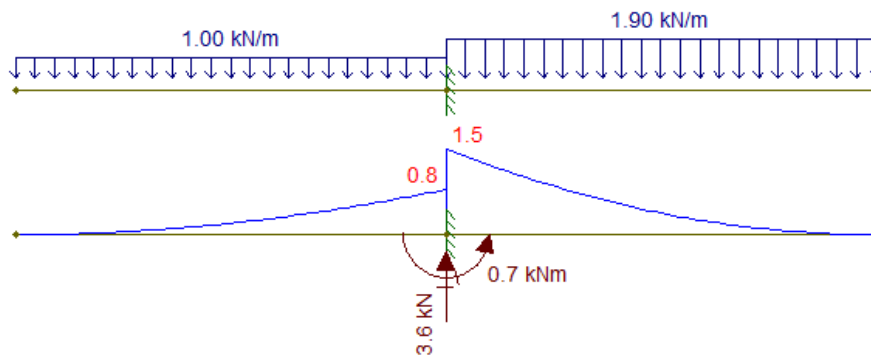


Figura 5. 40 - Situação em que há a maior torção possível dos degraus da escada nas suas vigas inclinadas.

Essa torção possui um valor pequeno em comparação com a torção presente nos elementos inclinados, advinda do efeito de pórtico. Mesmo assim, ela foi considerada manualmente ao se fazer o dimensionamento das vigas de escada, já que não foi possível inseri-la no Modelador do CAD/TQS.

Para o patamar da escada, se adotou uma laje com espessura de 10 cm.

Todas as análises, verificações e esforços foram obtidos no modelo de Pórtico Espacial do CAD/TQS. A primeira verificação que foi feita – a mais crítica – foi a da flecha dessa escada.

Inicialmente, verificou-se a flecha do pórtico formado pelas vigas. A flecha limite para este pórtico, de acordo com a NBR 6118:2014, é:

$$a_{lim} = \frac{2 \cdot l}{250} = \frac{2 \cdot 4.165 \text{ mm}}{250} = 33,32 \text{ mm} \quad (5.26)$$

Para esse elemento especial, a verificação da flecha foi feita através de uma majoração dos carregamentos no próprio CAD/TQS, para considerar o efeito da fluência. O caso de carregamento utilizado é apresentado a seguir.

$$\text{Caso 18} = 2,3 \cdot PP + 2 \cdot PERM + 0,4 \cdot ACID \quad (5.27)$$

Foi-se alterando a seção transversal dessas vigas de escada até que se obtivesse a menor flecha possível sem usar dimensões excessivas de modo a comprometer o aspecto estético. A seção final adotada para as três vigas foi de 50x70. A figura a seguir ilustra a flecha do pórtico

para a seção transversal escolhida – as barras azuis representam a estrutura indeformada e as verdes, a deformada com os respectivos valores de deslocamento vertical.

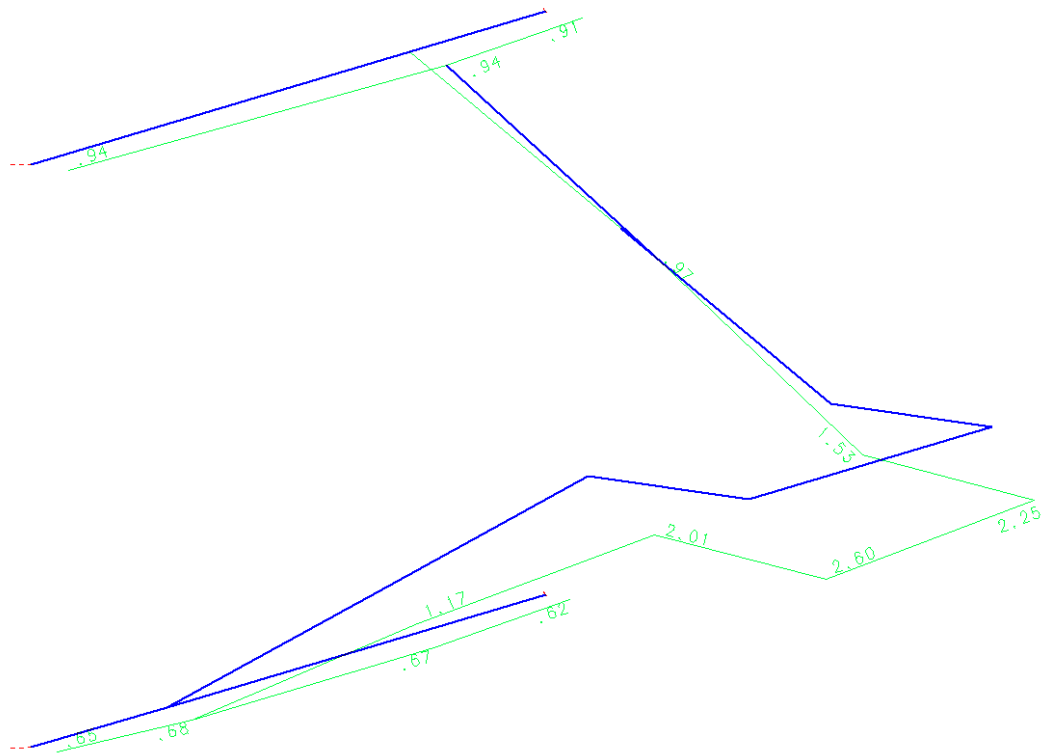


Figura 5. 41 - Flechas do pórtico espacial formado pelas vigas de escada.

A flecha limite para todo o conjunto da escada, incluindo o patamar é maior, já que o balanço total também é maior.

$$a_{lim} = \frac{2 \cdot l}{250} = \frac{2 \cdot 5.306 \text{ mm}}{250} = 42,45 \text{ mm} \quad (5.26)$$

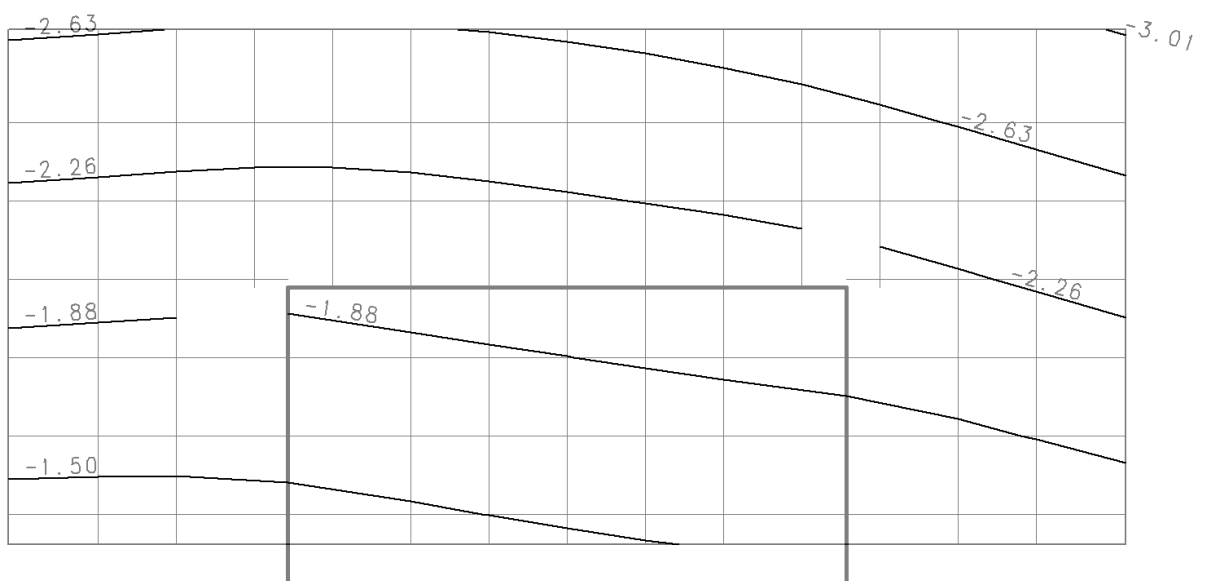


Figura 5. 42 - Flechas totais no patamar da escada 4.

Assim, pode-se perceber que a flecha máxima da escada seria 3,01 cm, valor menor que o limite permitido por Norma.

Por fim, a partir dos esforços obtidos pelo processamento do pórtico espacial do edifício, fez-se o detalhamento das vigas de escada. As seções mais críticas do ponto de vista da flexão foram verificadas à flexão composta normal, já que os esforços normais apresentaram valores não desprezíveis. Além disso, fez-se a verificação do efeito conjunto entre torção e esforço cortante. A seguir apresenta-se os diagramas de momentos fletores e momentos torçores.

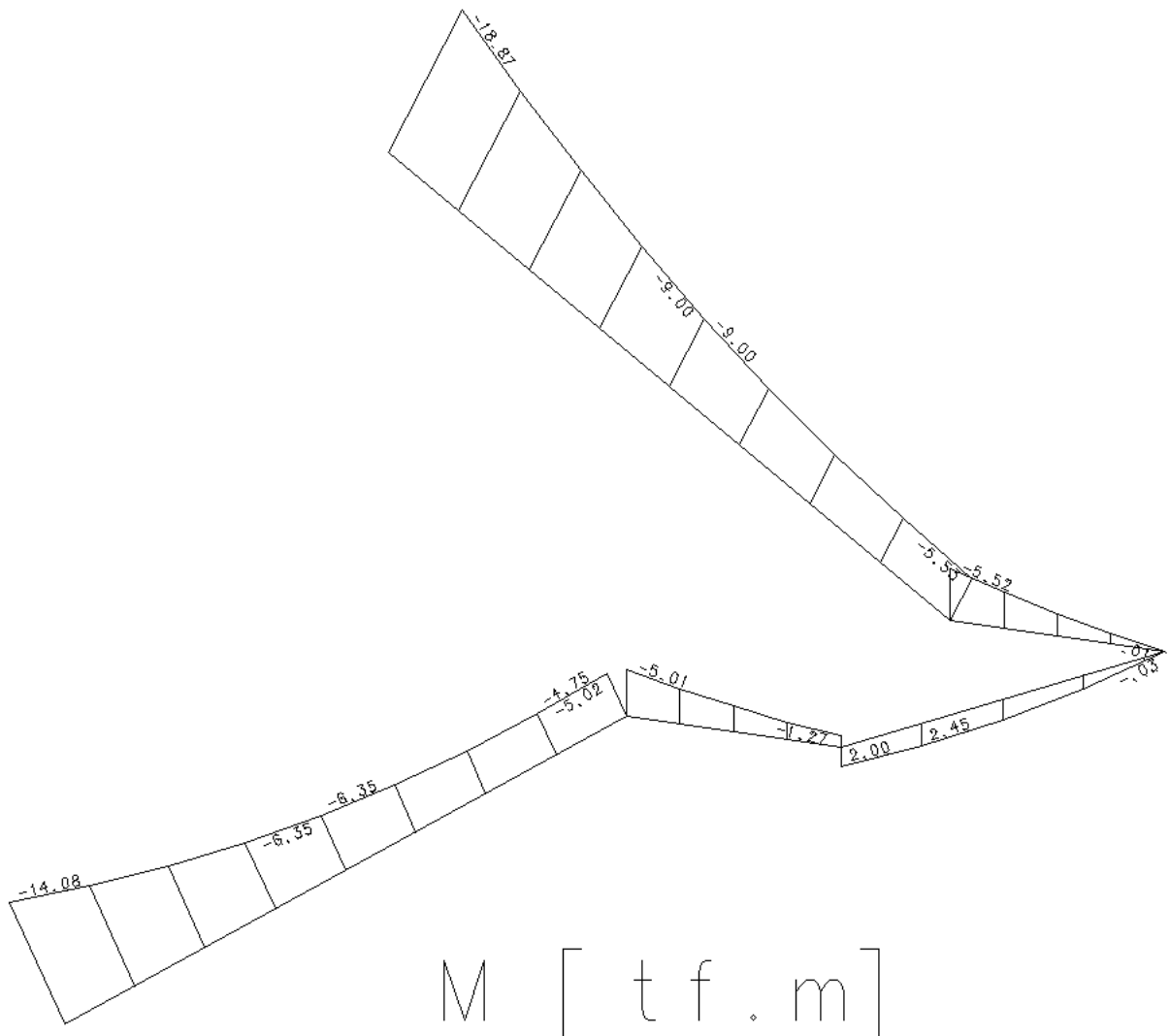


Figura 5. 43 - Diagrama de momentos fletores das VESCs - Escada 4.

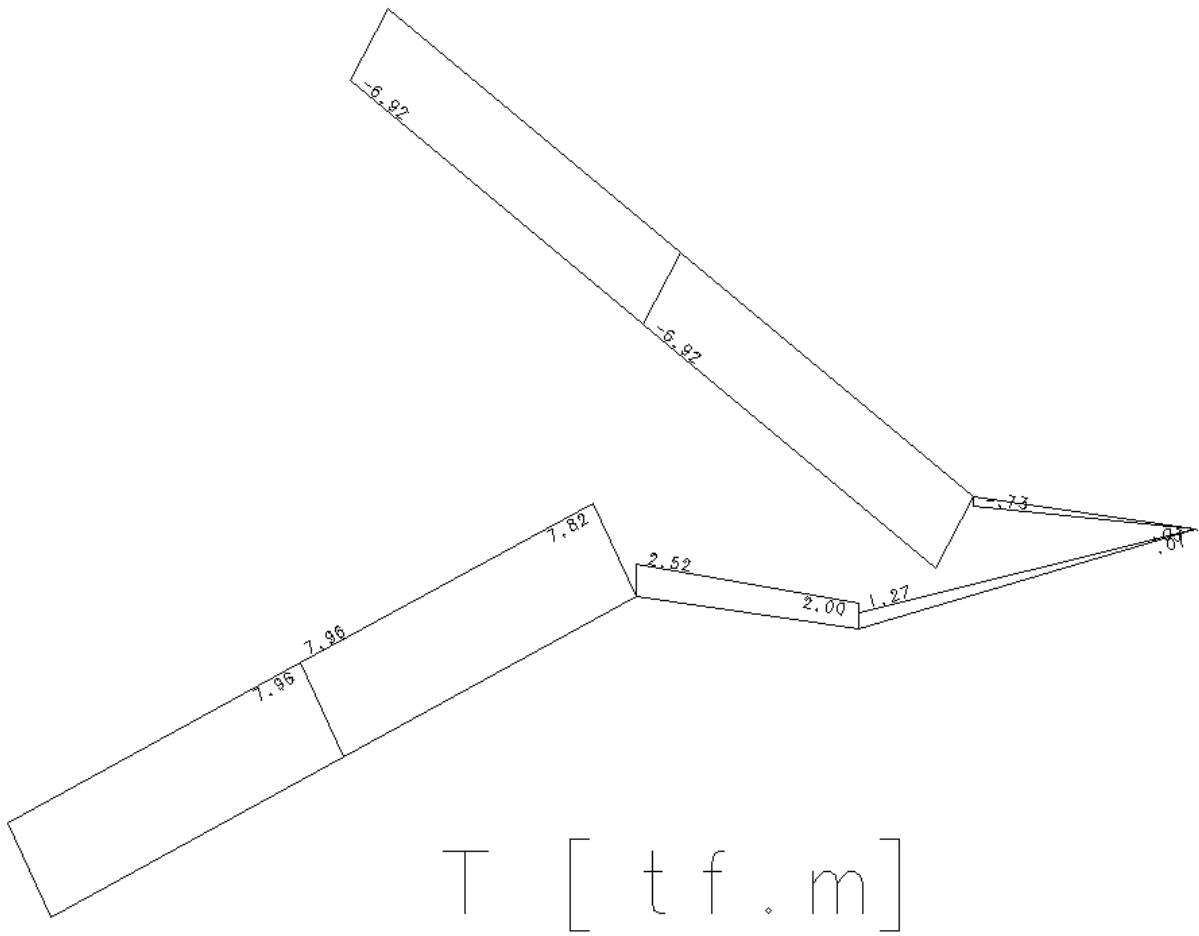


Figura 5. 44 - Diagrama de momentos torçores das VESCs - Escada 4.

5.5 VIGAS

5.5.1 VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS

A verificação das flechas das vigas foi realizada ao se fazer a verificação das lajes, já que esta foi feita a partir da grelha de cada pavimento, formada pelas lajes e vigas.

5.5.2 DETALHAMENTO

O detalhamento da grande maioria das vigas deste projeto foi realizado utilizando-se o *software* CAD/TQS. Houve algumas exceções em casos particulares, como a viga V208, cujo detalhamento foi descrito anteriormente.

Ao utilizar o CAD/TQS há duas possibilidades de processamento para que se obtenha os esforços solicitantes das vigas. Um deles é por meio do pórtico espacial formado pelos pilares e vigas do edifício com o efeito de diafragma rígido das lajes considerado. A outra opção de processamento das vigas é a grelha de cada um dos pavimentos. Essa grelha é a mesma que foi utilizada para a obtenção dos esforços solicitantes das lajes nervuradas do projeto.

Neste projeto optou-se por utilizar o processamento de grelha, pavimento a pavimento, para se obter os esforços solicitantes das vigas.

O método de cálculo dos momentos fletores utilizado pelo CAD/Vigas (mais um dos sistemas que formam o CAD/TQS) é o método da propagação de momentos. Outro ponto importante que deve ser destacado em relação ao funcionamento do *software* é que, ao lançar as cargas no Modelador Estrutural, o engenheiro faz a distinção entre cargas permanentes e acidentais. Isso é importante porque a partir dessa distinção, ao se realizar o processamento da estrutura, é realizada uma alternância de cargas de forma automática. Dessa forma, é possível se obter os valores máximos e mínimos dos esforços solicitantes em cada um dos vãos e apoios das vigas.

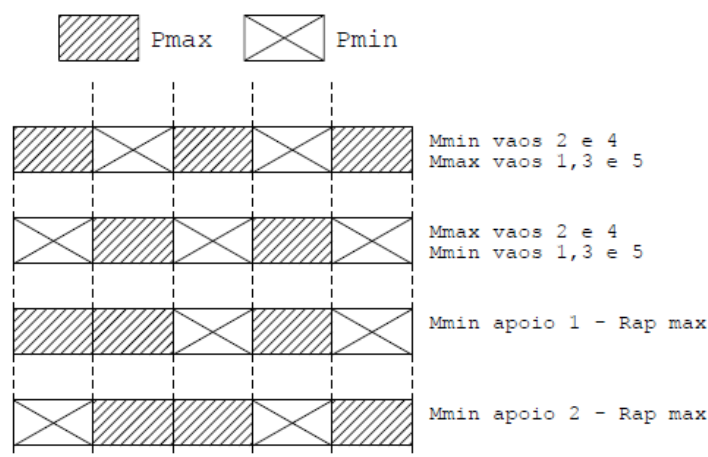


Figura 5. 45 - Esquema da alternância de cargas realizada pelo CAD/TQS. (Manual Vigas 05- TQS).

Inicialmente, após a extração de dados do modelo estrutural, processamento da grelha do pavimento e transferência de esforços do CAD/Grelha para o CAD/Vigas, fez-se o processamento da consistência e cálculo de esforços de todas as vigas do pavimento. A partir desse processamento, fez-se uma análise crítica dos esforços obtidos para identificar se não houve nenhum erro de inserção de dados no modelo ou mesmo no processamento. Depois dessa análise, fez-se uma relação de vigas do pavimento. O objetivo dessa relação é ter um controle das vigas que existem ou não e se alguma tem alguma particularidade e deve ser separada das demais. Além disso, enquanto se fazia a relação de vigas, analisou-se a possibilidade de igualar vigas que possuíssem a mesma seção transversal, mesmo esquema estático e esforços suficientemente próximos para que se fizesse o mesmo detalhamento para elas.

Depois que a relação de vigas estava pronta, fez-se o processamento de armaduras para as vigas marcadas como mais críticas na relação de vigas e para as vigas únicas no pavimento. Neste foi gerado o relatório geral de vigas para o pavimento e a base de dados de desenho das vigas. Este último é um detalhamento automático da viga gerado pelo CAD/TQS. Esse detalhamento foi visualizado e editado no Editor Rápido de Armadura do CAD/Vigas. Enquanto fazia-se a edição desse detalhamento, pôde-se verificar os valores obtidos para cada uma das vigas no relatório geral e também verificar se alguma mensagem de erro ou de aviso havia sido gerada.

Para exemplificar os passos realizados, faz-se o detalhamento da viga V217, do primeiro pavimento da estrutura. A seguir apresenta-se o esquema estático e os diagramas de solicitações dessa viga.

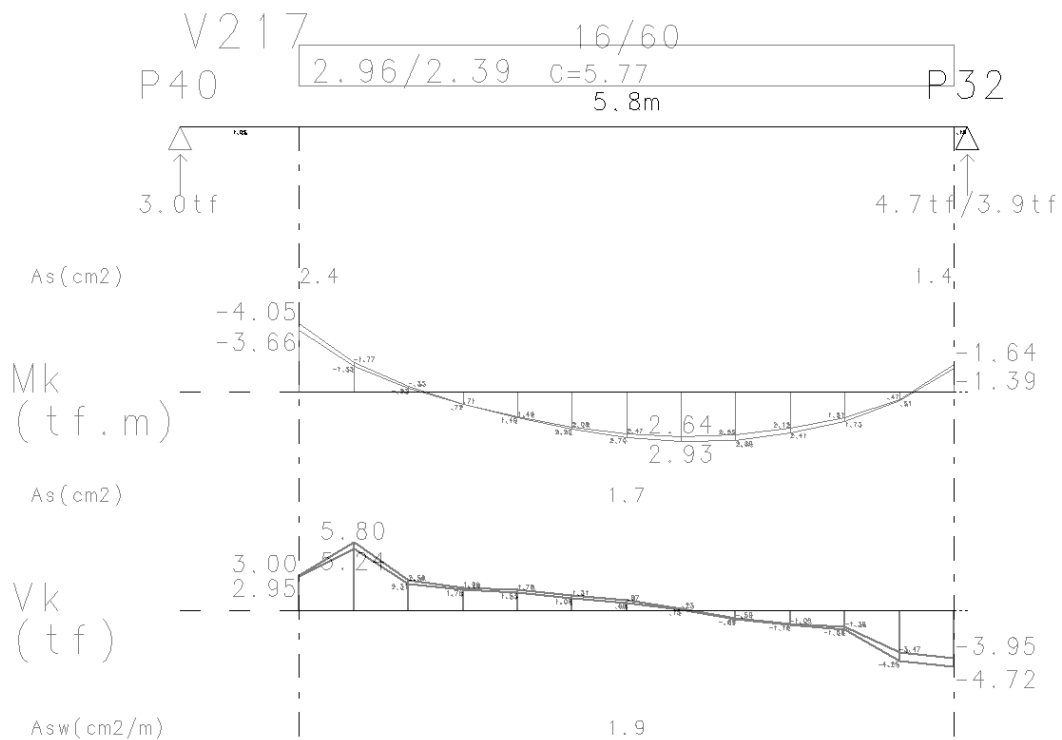


Figura 5. 46 - Esquema estático e diagramas de solicitações da viga V217.

Verificou-se o detalhamento automático do CAD/TQS como um todo. Principalmente se o detalhamento escolhido era o melhor do ponto de vista de funcionamento da estrutura, de economia de material, de facilidade de execução em obra, etc. Por exemplo, só se engastou essa viga nos seus pilares de apoio (P40 e P32) porque se considerou que esses possuem inércia adequada para isso. Se esse não fosse o caso, os ferros negativos sobre os apoios extremos seriam retirados e o porta estribo seria levado até o apoio de modo que a viga funcionasse como biapoiada. Além disso, verificou-se se os ferros estavam adequadamente ancorados a partir do diagrama de momentos fletores após a decalagem. Nos casos em que o comprimento do ferro automático do TQS se mostrou menor do que o esperado, aumentou-se o seu comprimento. Em alguns casos, alterou-se o detalhamento dos estribos da viga, os quais estavam dispostos em três faixas distintas com mesma bitola e espaçamentos muito pouco diferentes. Nesses casos, excluiu-se as faixas com espaçamento maior e adotou-se uma faixa única com o menor espaçamento de modo a facilitar a execução, sendo que a perda em excesso de material seria desprezível.

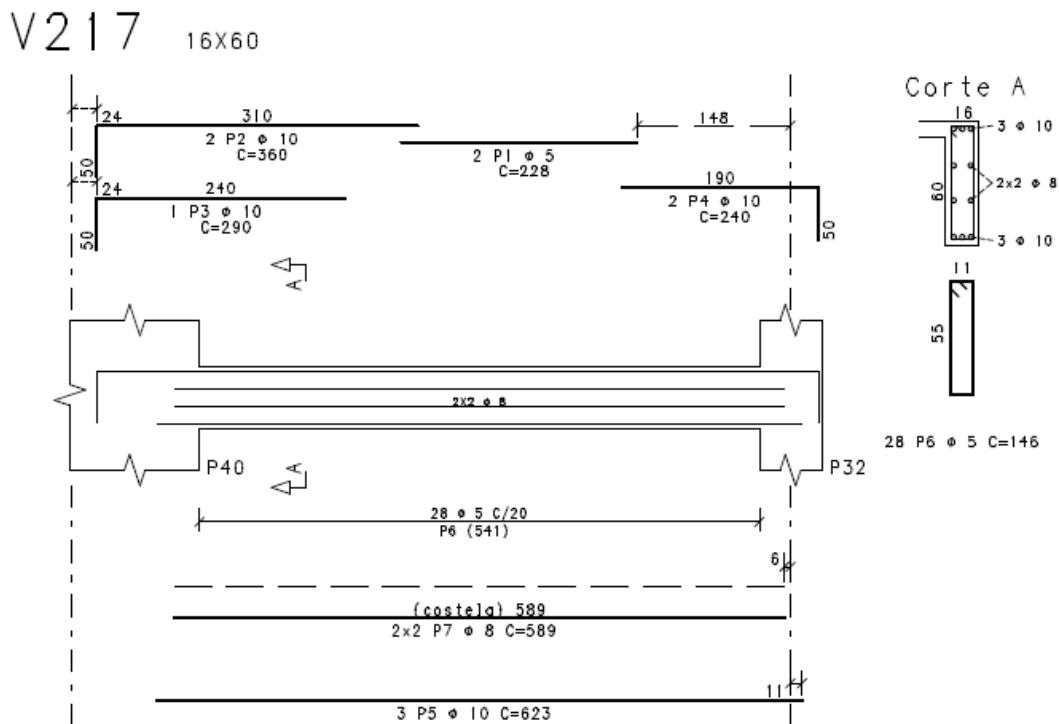


Figura 5. 47 - Detalhamento final da viga V217 após as edições realizadas..

5.6 PILARES

Os pilares também foram dimensionados e detalhados com a utilização do CAD/TQS. Os esforços solicitantes desses elementos foram obtidos pelo processamento do pórtico espacial do edifício. Este é feito para todo o edifício e é solicitado pelas cargas verticais e horizontais, tais como vento e empuxo de terra.

Primeiro foi feito o Processamento Global do edifício, com a geração e o processamento do modelo de pórtico espacial. Além disso, nesse momento foram transferidos os esforços para os pilares.

No CAD/Pilar, fez-se o processamento de todos os pilares do edifício. Neste foram feitos a inicialização de projeto; a montagem de carregamentos e dimensionamento de armaduras; o resumo de detalhamento; e o relatório geral de pilares. A seguir, fez-se uma conferência do resumo de detalhamento dos pilares para servir como uma primeira verificação dos resultados. Nessa etapa foram conferidos os seguintes pontos:

- Existência de algum lance sem dimensionamento – procurou-se determinar a razão para tal através da análise dos esforços do pórtico espacial e da forma dos pavimentos. Essa verificação foi repetida até que todos os lances fossem dimensionados;
- Método utilizado pelo CAD/TQS para o cálculo dos efeitos locais de 2ª ordem – dependendo do índice de esbeltez (λ) do lance, o *software* calcula os efeitos de 2ª ordem

por diferentes métodos. Procurou-se, sempre que possível, adotar uma seção transversal para os lances de tal forma que o índice de esbeltez resultasse menor que 90 e se pudesse utilizar o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada;

- Taxa de aço necessária – nos casos em que esse valor ultrapassou 4,0% verificou-se a razão para tal e fez-se as mudanças adequadas para que se pudesse obter valores abaixo desse limite;

Durante as verificações citadas, definiu-se a seção transversal de cada um dos lances, de cada pilar. Assim, escolheu-se também se seria necessário adotar mudanças de seção nos pilares e em que pavimento seria essa feita. Procurou-se realiza-las em um único pavimento, a não ser em casos específicos.

Após todas as verificações terem sido feitas e todos os lances liberados, iniciou-se a relação de pilares. A partir de uma análise das formas dos pavimentos e do resumo de detalhamento, verificou-se quais pilares tinham esforços e, principalmente, detalhamentos similares e, assim, poderiam ser igualados. Além disso, nessa relação, definiu-se qual dos pilares igualados seria o principal, o mais crítico, para que somente este pudesse ser detalhado. O procedimento da relação de pilares foi semelhante ao que foi descrito anteriormente para a relação de vigas.

Com a relação de pilares pronta, procedeu-se à Equivalência de Pilares, dentro do CAD/Pilar. Marcou-se, nessa etapa, quais eram os pilares principais e os respectivos pilares que seriam igualados, de acordo com o que foi definido na relação de pilares. Esse procedimento foi feito dentro do CAD/TQS, porque este verifica se realmente todas as seções transversais e pés-direitos dos lances dos pilares que se deseja igualar realmente são iguais.

Depois criou-se o arquivo de subprojeto dos pilares diferentes e fez-se o processamento desse subprojeto. Neste, fez-se o desenho dos pilares a partir do detalhamento automático do CAD/TQS. O *software* determina as armações dos lances através de um processo iterativo, no qual faz uma discretização da seção transversal em um número de divisões definidas pelo projetista nos critérios de projeto. No caso, cada dimensão dos lances foi dividida em 10 seções menores. Cada uma das 100 áreas criadas recebe os parâmetros do concreto, a não ser as áreas em que o CAD/Pilar posiciona uma barra de armadura. Assim, o processamento se dá para diferentes detalhamentos até que os esforços resistentes sejam maiores que os solicitantes.

Quando os pilares diferentes foram desenhados, pôde verificar o detalhamento através do Editor Rápido de Armadura. Neste, procedeu-se uma verificação do detalhamento automático realizado e foram feitas mudanças neste. As principais mudanças realizadas nessa etapa foram

no número de barras longitudinais em cada um dos lances, ao se comparar com os lances adjacentes, de modo a não haver grande diferença; na disposição dessas barras, de tal forma que essa se adequasse à direção dos momentos solicitantes; verificou-se se todas as barras longitudinais estavam protegidas à flambagem por armadura transversal adequada, com o uso de ganchos quando necessário; no detalhamento da armadura transversal em casos especiais, como no caso de lances solicitados transversalmente pelo empuxo de terra.

A seguir, a título de exemplo, apresenta-se os resultados obtidos para o lance 3 do pilar P6 e o seu detalhamento.

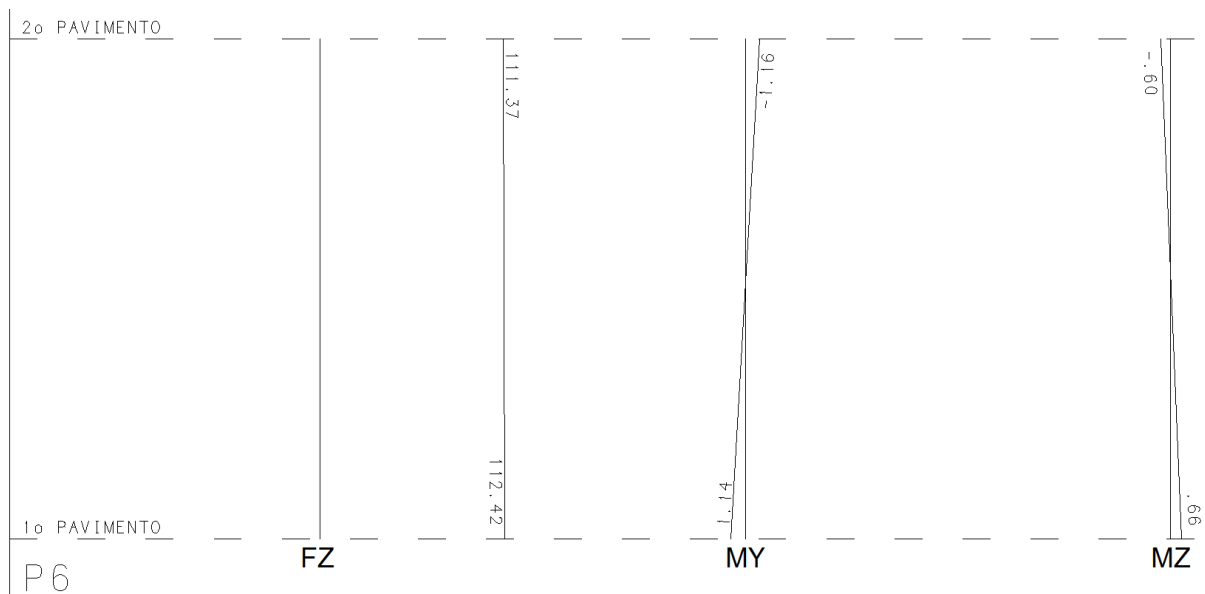


Figura 5. 48 - Esforços solicitantes do pilar P6 - lance 3

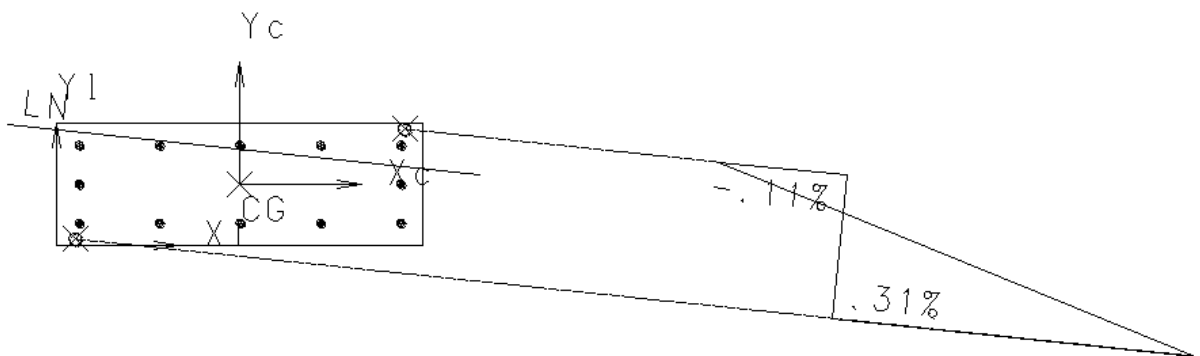


Figura 5. 49 - Seção retangular sob flexão oblíqua: deformações (lance 3 – P6).

Concreto

=====

Área total..... 1200.0 cm2
 Área por elemento..... 12.000 cm2
 Número de elementos..... 100
 Fck..... 300. kgf/cm2
 GamaC..... 1.40

Aço

====

Área total..... 14.7 cm2
 Número de elementos..... 12
 Fyk..... 5000. kgf/cm2
 Tipo de aço..... A
 GamaS..... 1.15
 Módulo de elasticidade..... 2100000.

Resultado do cálculo

=====

Dimensionamento..... OK
 Carregamento de As máximo 2
 Força normal 157. tf
 Momento Mx 6. tfm
 Momento My -5. tfm
 As existente 14.7cm2 { 1.23% }
 As necessário 13.3cm2 { 1.11% }

Lista de carregamentos

=====

Caso	Sistema	Fz tf	Mx tfm	My tfm	
1	Central	157.	-6.	-5.	OK
2	Central	157.	6.	-5.	OK
3	Central	157.	3.	5.	OK
4	Central	144.	-6.	-5.	OK
5	Central	144.	6.	-5.	OK
6	Central	144.	3.	5.	OK

Figura 5. 50 - Verificação dos resultados de cálculo da seção 3 do pilar P6.

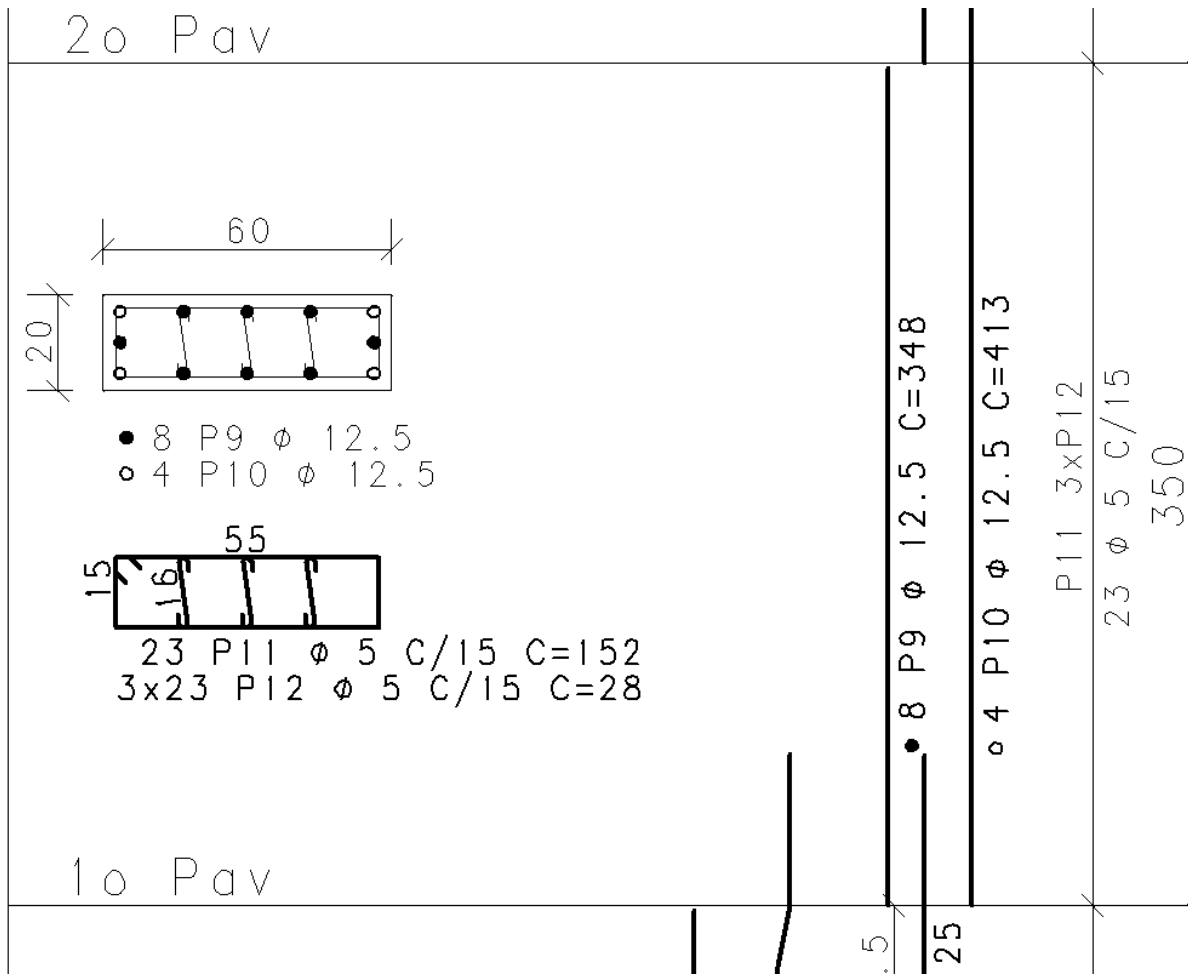


Figura 5. 51 - Detalhamento final do lance 3 do pilar P6.

6. CONCLUSÕES

Como já havia sido concluído no término do projeto final I, depois das análises realizadas e ratificadas pelos dimensionamentos e detalhamentos feitos nessa etapa, a solução em concreto armado para o projeto de estruturas do edifício em questão é viável técnica e economicamente.

Sabe-se que há diversas soluções estruturais possíveis. Por isso, cabe ao engenheiro analisá-las e escolher a melhor delas considerando aspectos de teoria das estruturas, segurança, funcionalidade, durabilidade, facilidade de execução e economia.

Verificou-se a importância do uso de um *software* para o processamento do modelo estrutural, cálculo dos esforços e das flechas elásticas. Através dessa modelagem computacional é possível analisar o comportamento da estrutura de forma mais próxima da realidade. Dessa forma, pode-se reduzir a quantidade de aproximações e simplificações ao se fazer os cálculos e, conseqüentemente, a incerteza dos resultados obtidos.

Também é muito importante que se faça uma análise dos resultados obtidos, já que o programa faz o processamento matemático dos dados fornecidos, que não necessariamente está de acordo com o comportamento físico da estrutura. Caso sejam inseridos dados errados ou escolhidos critérios que não sejam adequados, os dados de saída do programa estarão errados. A análise dos dados por um engenheiro especializado é fundamental.

Um fato que chamou atenção em relação aos dados obtidos foi a importância da consideração minuciosa da flecha em estruturas de concreto armado. Caso a flecha utilizada para a comparação com a flecha limite de Norma fosse a flecha elástica ou se desconsiderasse o efeito da fissuração ou da flecha diferida, o erro cometido seria considerável. Esse erro teria conseqüências graves no funcionamento da estrutura, causando desconforto aos usuários da edificação e patologias em elementos não-estruturais, principalmente nas alvenarias.

Outro parâmetro que não é sempre lembrado, porém é importante e não pode ser desconsiderado é o projeto da estrutura em situação de incêndio. Como pôde ser observado ao longo deste memorial, essa consideração definiu as dimensões da maioria dos elementos estruturais do edifício.

Por fim, pode-se afirmar que os objetivos do projeto foram atingidos, uma vez que foi necessária uma consulta extensa à bibliografia especializada e os conhecimentos adquiridos ao longo das disciplinas puderam ser revisados e até extrapolados; realizou-se também consultas a diversos manuais dos sistemas que formam o *software* CAD/TQS, nos quais pôde-se analisar os métodos utilizados para os cálculos, além de escolher os critérios mais adequados dentre os disponibilizados pelo programa.

BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120:2000 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificação.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655:2015 – Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200:2012 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL, INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. ABNT NBR 6118:2014 Comentários e Exemplos de Aplicação. Editora IBRACON, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL. Recomendação 003:2015 – Memorial Descritivo do Projeto Estrutural, 2015.

ARAÚJO, J. M. Curso de concreto armado. Volumes 1 a 4. 4ª ed. Editora Dunas. Rio Grande do Sul, 2014.

ARAÚJO, J. M. Projeto estrutural de edifícios de concreto armado. 3ª ed. Editora Dunas. Rio Grande do Sul, 2014.

BASTOS, P. S. dos S. Marquises – Notas de aula. Disciplina 1365 – Estruturas de concreto IV. UNESP. Bauru, 2006.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA - BDMEP -

<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=bdmep/bdmep> - Acessado em 09/05/2016;

CARVALHO, R.C., FIGUEIREDO FILHO, J. R. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014. 4ª ed. Editora EdUFSCar. São Carlos, 2014.

CARVALHO, R.C., PINHEIRO, L.M. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2. ed. Editora PINI, 2013.

CLÍMACO, J.C.T.S. Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação. 2ª ed. revisada. Brasília: Editora Universidade de Brasília: Finatec, 2008.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETÓN (CEB). Boletim 158-E – *Design Manual on Cracking and Deformations*, 1985.

DAS, B. M., SOBHAN, K. Fundamentos de engenharia geotécnica. 8ª ed. São Paulo: Caenge Learning, 2014.

KIMURA, A. E. Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais. 1ª ed. São Paulo: PINI, 2007.

KNIJNIK, A., TAVARES, J. J. A. Escada autoportante sem apoio no patamar. Revista Estrutura, nº 81, p. 109-121. 1977

LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. Construções de concreto, vol. 1: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. 2 reimpr. Rio de Janeiro: Interciência, 2007.

LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. Construções de concreto, vol. 2: casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. 2 impr. Rio de Janeiro: Interciência, 2007.

LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. Construções de concreto, vol. 3: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. 3 impr. Rio de Janeiro: Interciência, 2007.

LIMA, J. S., PINHEIRO, L. M. Métodos simplificados para a verificação de punção excêntrica. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 9, n. 41, p. 1-22, 2007.

MARTINS, P. C. R. Notas de aula do curso de concreto protendido. Brasília, 2015.

MARTINS, P. C. R. Notas de aula do curso de concreto armado II. Brasília, 2016.

MARANGON, M. Geotecnia de fundações. Juiz de Fora. 2008

MORAES, M. C. Concreto Armado. Editora McGraw-Hill, 1982.

VÁRIOS AUTORES. Fundações: teoria e prática. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1998.

A1 CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE FLUÊNCIA E ENVELHECIMENTO DO CONCRETO

O cálculo detalhado do coeficiente de fluência seguindo-se o procedimento previsto no Anexo A da NBR 6118:2014 é apresentado a seguir.

Tabela A1. 1 - Cálculo detalhado do coeficiente de fluência de acordo com o Anexo A da Norma.

0. Dados de entrada		
Umidade relativa média do ambiente	U (%)	59,07
Espessura fictícia	2Ac/u (cm)	18,0
Resistência característica do concreto aos 28 dias	fck,28 (MPa)	30
Idade do concreto quando da aplicação do carregamento	t0 (dias)	28
Idade do concreto para a qual se deseja o coeficiente de fluência	t (anos)	70

1. Cálculo da fluência pelo Anexo A		
Idade do concreto para a qual se deseja o coeficiente de fluência	t (dias)	25550
Espessura fictícia segundo o Anexo A	$\gamma \cdot 2Ac/u$ (m)	0,21
Coeficiente de fluência rápida	ϕ_a	0,00
Coeficiente de deformação lenta irreversível	$\phi_{f\infty}$	3,67
Coeficiente que depende da umidade relativa do ambiente	ϕ_{1c}	2,38
Coeficiente que depende da espessura fictícia da peça	ϕ_{2c}	1,54
Coeficientes necessários para o cálculo de $\beta_f(t)$	A	240,14
	B	522,36
	C	407,53
	D	7949,23
Coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto	$\beta_f(t)$	0,99
	$\beta_f(t_0)$	0,40
Valor final do coeficiente de deformação lenta reversível	$\phi_{d\infty}$	0,40
Coeficiente relativo à deformação lenta reversível, função do tempo (t-t0) decorrido após o carregamento	$\beta_d(t)$	1,00
Coeficiente de fluência para o tempo t (Anexo A)	$\phi(t, t_0)$	2,58

O cálculo de acordo com o apêndice 4.1.2 do Boletim 158-E do CEB também é apresentado. Primeiramente, calculou-se a espessura fictícia (h_0) de acordo com esse procedimento.

$$h_0 = \lambda \cdot \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (A1.1)$$

onde, λ é um coeficiente que depende do ambiente no qual a obra está inserida. No caso, adotou-se $\lambda = 1,5$, por não se tratar de condições climáticas muito secas ou muito úmidas.

Adotando para o quociente $2A_c/u$ o mesmo valor adotado anteriormente, igual a 18 cm, obteve-se um coeficiente h_0 igual a 27 cm. O parâmetro φ_{fi} representa a umidade média do ambiente. Para $U=70\%$, $\varphi_{fi}=2,0$ e para $U=40\%$, $\varphi_{fi}=1,0$.

Assim, utilizando-se os ábacos fornecidos no Boletim determinou-se os coeficientes de fluência e de envelhecimento do concreto por interpolação linear. A seguir apresenta-se um desses ábacos como exemplo e depois os valores obtidos.

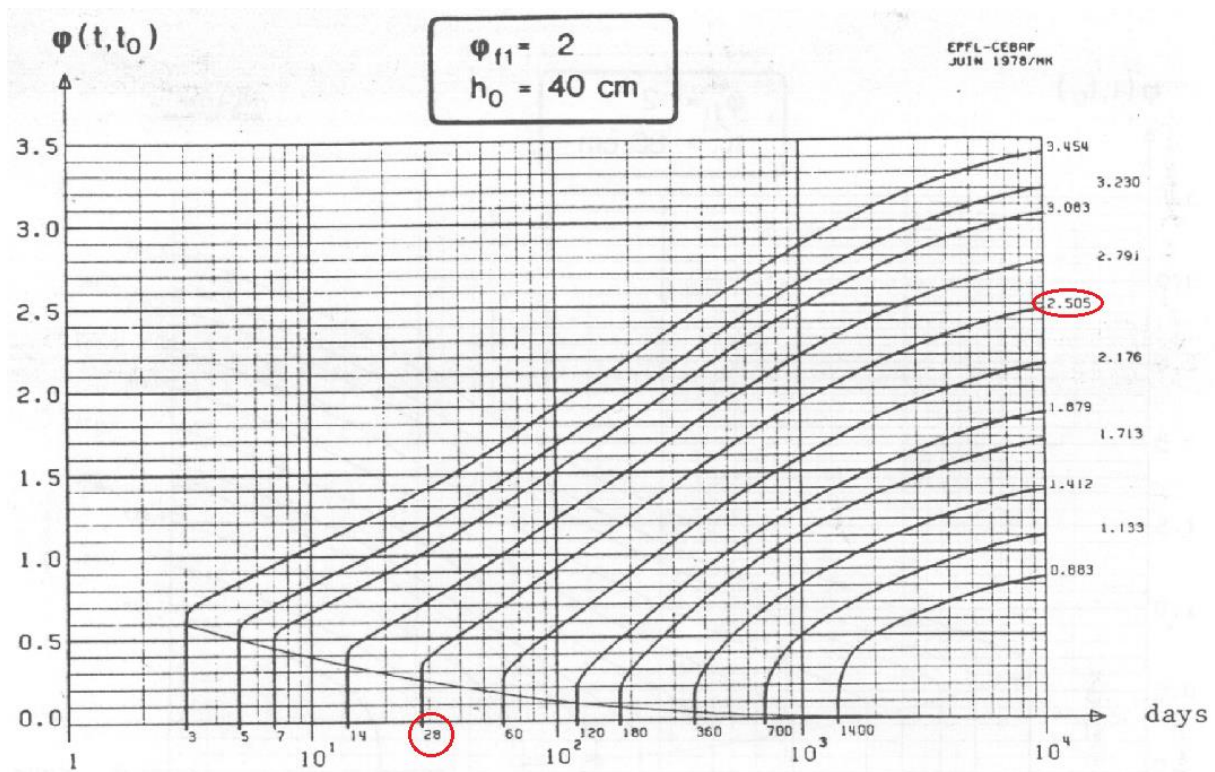


Figura A1. 1 - Ábaco para obtenção do coeficiente de fluência.

Tabela A1. 2 - Valores do coeficiente de fluência obtidos nos ábacos e interpolados linearmente.

$\varphi_{fi} = 2,0$	$\varphi = 2,611$	$\varphi_{fi} = 2,0$	$\varphi = 2,574$	$U = 59,07\%$	$\varphi = 2,926$
$h_0 = 20 \text{ cm}$		$h_0 = 27 \text{ cm}$			
$\varphi_{fi} = 2,0$	$\varphi = 2,505$				
$h_0 = 40 \text{ cm}$					
$\varphi_{fi} = 3,0$	$\varphi = 3,595$	$\varphi_{fi} = 3,0$	$\varphi = 3,539$		
$h_0 = 20 \text{ cm}$		$h_0 = 27 \text{ cm}$			
$\varphi_{fi} = 3,0$	$\varphi = 3,436$				
$h_0 = 40 \text{ cm}$					

Tabela A1. 3 - Valor do coeficiente de envelhecimento do concreto obtidos nos ábacos e interpolados linearmente.

$\varphi_{fl} = 2,0$	$\chi = 0,790$	$\varphi_{fl} = 2,0$	$\chi = 0,789$	$U = 59,07\%$	$\chi = 0,792$
$h_0 = 20 \text{ cm}$		$h_0 = 27 \text{ cm}$			
$\varphi_{fl} = 2,0$	$\chi = 0,786$			$h_0 = 27 \text{ cm}$	
$h_0 = 40 \text{ cm}$					
$\varphi_{fl} = 3,0$	$\chi = 0,800$	$\varphi_{fl} = 3,0$	$\chi = 0,798$		
$h_0 = 20 \text{ cm}$		$h_0 = 27 \text{ cm}$			
$\varphi_{fl} = 3,0$	$\chi = 0,795$				
$h_0 = 40 \text{ cm}$					

A2 PLANILHA DE CÁLCULO DAS FLECHAS PELO MÉTODO BILINEAR

A seguir é apresentada a planilha feita utilizando-se o software Microsoft Excel para a automatização do cálculo das flechas pelo método bilinear. As células foram nomeadas para que se facilitasse a execução e o entendimento da planilha.

A legenda das células também é apresentada abaixo.

Tabela A2. 1 - Legenda das células da planilha.

Títulos
Células com dados de entrada
Células com dados de saída de fórmulas e funções
Ênfase para o resultado final

Tabela A2. 2 - Planilha de cálculo das flechas pelo método bilinear.

	A	B	C
1	0. Dados de entrada		
2	Módulo de elasticidade do aço	E_s (GPa)	
3	Módulo de elasticidade secante do concreto	E_{cs} (GPa)	
4	Resistência à tração do concreto	f_{ct} (MPa)	
5	Coeficiente de fluência	ϕ	
6	Dimensões da seção transversal	b (m)	
7		h (m)	
8		d (m)	
9	Área de armadura	A_s [cm ²]	
10	Área da seção de concreto	A_c [cm ²]	
11	Taxa de armadura	ρ	=C9/C10
12	Razão entre a taxa de armadura de compressão e a de tração	ρ'/ρ	
13	Coeficiente de envelhecimento do concreto	χ	
14	Carga da viga	q (kN/m)	
15	Vão da viga	l (m)	
16	Tipo de barra		“Alta aderência” ou “Lisa”
17			
18	1. Cálculo da curvatura média		
19	Momento na seção crítica	M (kN.m)	
20	Momento de inércia da seção íntegra	I_c (m ⁴)	
21	Curvatura de base	$1/r_c$ (1/m)	=M/((E_{cm} *10 ⁶)* I_c)
22	Razão entre os módulos de elasticidade	α	=Es/Ecm
23		d/h	=d/h

24		d'/h	=SE(C12=0; 0; (h-d)/h)
25	Dados de entrada das tabelas e gráficos do anexo 4	$\alpha.\rho$	= $\alpha*\rho$
26		ρ'/ρ	=C12
27		$\chi.\phi$	= $\chi*\phi$
28		Coeficientes obtidos do Anexo 4.3.2 do Boletim 158 do CEB	Ks1
29	Ks2		
30	K ϕ 1		
31	K ϕ 2		
32	Curvatura no estágio I	1/r1 (t=0) (1/m)	=C28*C21
33		1/r1 (t= ∞) (1/m)	=C28*(1+(C30*\phi))*C21
34	Curvatura no estágio II	1/r2 (t=0) (1/m)	=C29*C21
35		1/r2 (t= ∞) (1/m)	=C29*(1+(C31*\phi))*C21
36	Distância entre o C.G. e a fibra inferior	y	
37	Módulo resistente à flexão (fibra inferior)	W	=Ic/(C36/100)
38	Momento de fissuração	Mr (kN.m)	=C37*(fct*10^3)
39	=SE(M>Mr; "Peça no Estádio II"; "Peça no Estádio I")		
40	Coeficiente de repartição	ζ (t=0)	=1-((PROCV(B16; AA1:AB2; 2; FALSO))*1*((Mr/M)^2))
41		ζ (t= ∞)	=1-((PROCV(B16; AA1:AB2; 2; FALSO))*0,5*((Mr/M)^2))
42	Curvatura média	1/rm (t=0) (1/m)	=((1-C40)*C32)+(C40*C34)
43		1/rm (t= ∞) (1/m)	=((1-C41)*C33)+(C41*C35)

44

45	2. Cálculo da flecha pelo método bilinear		
46	Flecha de base	ac (mm)	
47	Flecha no estágio I	a1 (t=0) (mm)	=C28*ac
48		a1 (t= ∞) (mm)	=C28*(1+(C30*\phi))*ac
49	Flecha no estágio II	a2 (t=0) (mm)	=C29*ac
50		a2 (t= ∞) (mm)	=C29*(1+(C31*\phi))*ac
51	Momento na seção crítica	MD (kN.m)	=M
52	Momento de fissuração na seção crítica	MrD (kN.m)	=C37*(fct*1000)
53	Coeficiente de repartição	ζ_b (t=0)	=1-((PROCV(B16; AA1:AB2; 2; FALSO))*1*(C52/C51))
54		ζ_b (t= ∞)	=1-((PROCV(B16; AA1:AB2; 2; FALSO))*0,5*(C52/C51))
55	Flecha total	a (t=0) (mm)	=((1-C53)*C47)+(C53*C49)
56		a (t= ∞) (mm)	=((1-C54)*C48)+(C54*C50)

A3 CÁLCULO DA FLECHA DAS VIGAS DA MARQUISE

Tabela A3. 1 - Cálculo da flecha das vigas da marquise.

0. Dados de entrada		
Módulo de elasticidade do aço	Es (GPa)	210
Módulo de elasticidade médio do concreto	Ecm (GPa)	26,84
Resistência à tração do concreto	fct (MPa)	2,03
Coefficiente de fluência	φ	2,58
Taxa de armadura	ρ	1,12%
Razão entre a taxa de armadura de compressão e a de tração	ρ'/ρ	0,16
Coefficiente de envelhecimento do concreto	χ	0,789
Carga da viga	q (kN/m)	14,0
Vão da viga	l (m)	4,25
Dimensões da seção transversal	b (m)	0,16
	h (m)	0,60
	d (m)	0,56
Tipo de barra	Alta aderência	

1. Cálculo da curvatura média		
Momento na seção crítica	M (kN.m)	126,44
Momento de inércia da seção íntegra	Ic (m ⁴)	2,88E-03
Curvatura de base	1/rc (1/m)	1,64E-04
Razão entre os módulos de elasticidade	α	7,82
Dados de entrada das tabelas e gráficos do anexo 4	d/h	0,93
	d'/h	0,07
	$\alpha \cdot \rho$	0,09
	ρ'/ρ	0,16
	$\chi \cdot \phi$	2,04
Coefficientes obtidos do Anexo 4.3.2 do Boletim 158 do CEB/FIB	Ks1	0,875
	K ϕ 1	0,745
	Ks2	2,000
	K ϕ 2	0,235
Curvatura no estágio I	1/r1 (t=0) (1/m)	1,4E-03
	1/r1 (t= ∞) (1/m)	4,18E-03
Curvatura no estágio II	1/r2 (t=0) (1/m)	3,27E-03
	1/r2 (t= ∞) (1/m)	5,26E-03
Distância entre o C.G. e a fibra inferior	y	30
Módulo resistente à flexão (fibra inferior)	W	9,60E-03
Momento de fissuração	Mr (kN.m)	19,46
Peça no Estádio II		
Coefficiente de repartição	ζ (t=0)	0,98
	ζ (t= ∞)	0,99
Curvatura média	1/rm (t=0) (1/m)	3,23E-03
	1/rm (t= ∞)(1/m)	5,24E-03

2. Cálculo da flecha pelo método bilinear		
Flecha de base	ac (mm)	7,93
Flecha no estágio I	a1 (t=0) (mm)	6,94
	a1 (t= ∞) (mm)	20,28
Flecha no estágio II	a2 (t=0) (mm)	15,86

	$a_2 (t=\infty) \text{ (mm)}$	25,48
Momento na seção crítica	$M_D \text{ (kN.m)}$	126,44
Momento de fissuração na seção crítica	$M_{rD} \text{ (kN.m)}$	19,46
Coeficiente de repartição	$\zeta_b (t=0)$	0,85
	$\zeta_b (t=\infty)$	0,92
Flecha total	$a (t=0) \text{ (mm)}$	14,49
	$a (t=\infty) \text{ (mm)}$	25,08

A4 CÁLCULO DA FLECHA CRÍTICA NO 1º PAVIMENTO

O ponto crítico da flecha na laje L205 ocorreu entre os pilares P31 e P39. A seguir apresenta-se o cálculo da flecha neste ponto.

Tabela A4. 1 Cálculo da flecha crítica do 1º pavimento – laje L205

0. Dados de entrada		
Módulo de elasticidade do aço	E_s (GPa)	210
Módulo de elasticidade secante do concreto	E_{cs} (GPa)	26,84
Resistência à tração do concreto	f_{ct} (MPa)	2,25
Coefficiente de fluência	ϕ	2,58
Dimensões da seção transversal	b (m)	1,00
	h (m)	0,38
	d (m)	0,35
Área de armadura	A_s [cm ²]	5,91
Área da seção de concreto	A_c [cm ²]	1313
Taxa de armadura	ρ	0,45%
Razão entre a taxa de armadura de compressão e a de tração	ρ'/ρ	0,00
Coefficiente de envelhecimento do concreto	χ	0,789
Tipo de barra	Alta aderência	

1. Cálculo da curvatura média		
Momento na seção crítica	M (kN.m)	31,7
Momento de inércia da seção íntegra	I_c (m ⁴)	1,37E-03
Curvatura de base	$1/r_c$ (1/m)	1,10E-04
Razão entre os módulos de elasticidade	α	7,82
Dados de entrada das tabelas e gráficos do anexo 4	d/h	0,92
	d'/h	0,00
	$\alpha \cdot \rho$	0,04
	ρ'/ρ	0,00
	$\chi \cdot \phi$	2,04
Coefficientes obtidos do Anexo 4.3.2 do Boletim 158 do CEB/FIB	K_{s1}	0,935
	K_{s2}	4,000
	$K_{\phi 1}$	0,850
	$K_{\phi 2}$	0,158
Curvatura no estágio I	$1/r_1$ (t=0) (1/m)	1,0E-04
	$1/r_1$ (t=∞) (1/m)	3,29E-04
Curvatura no estágio II	$1/r_2$ (t=0) (1/m)	4,41E-04
	$1/r_2$ (t=∞) (1/m)	6,20E-04
Distância da fibra mais tracionada	y	29,0
Módulo resistente à flexão	W	4,72E-03
Momento de fissuração	M_r (kN.m)	10,63
Peça no Estádio II		

Coeficiente de repartição	$\zeta (t=0)$	0,89
	$\zeta (t=\infty)$	0,94
Curvatura média	$1/r_m (t=0) (1/m)$	4,03E-04
	$1/r_m (t=\infty)(1/m)$	6,04E-04

2. Cálculo da flecha pelo método bilinear		
Flecha de base	$a_c (mm)$	6,00
Flecha no estágio I	$a_1 (t=0) (mm)$	5,61
	$a_1 (t=\infty) (mm)$	17,91
Flecha no estágio II	$a_2 (t=0) (mm)$	24,00
	$a_2 (t=\infty) (mm)$	33,78
Momento na seção crítica	$M_D (kN.m)$	31,70
Momento de fissuração na seção crítica	$M_{FD} (kN.m)$	10,63
Coeficiente de repartição	$\zeta_b (t=0)$	0,66
	$\zeta_b (t=\infty)$	0,83
Flecha total	$a (t=0) (mm)$	17,83
	$a (t=\infty) (mm)$	31,12

A5 MAPAS DE FLECHA DOS PAVIMENTOS

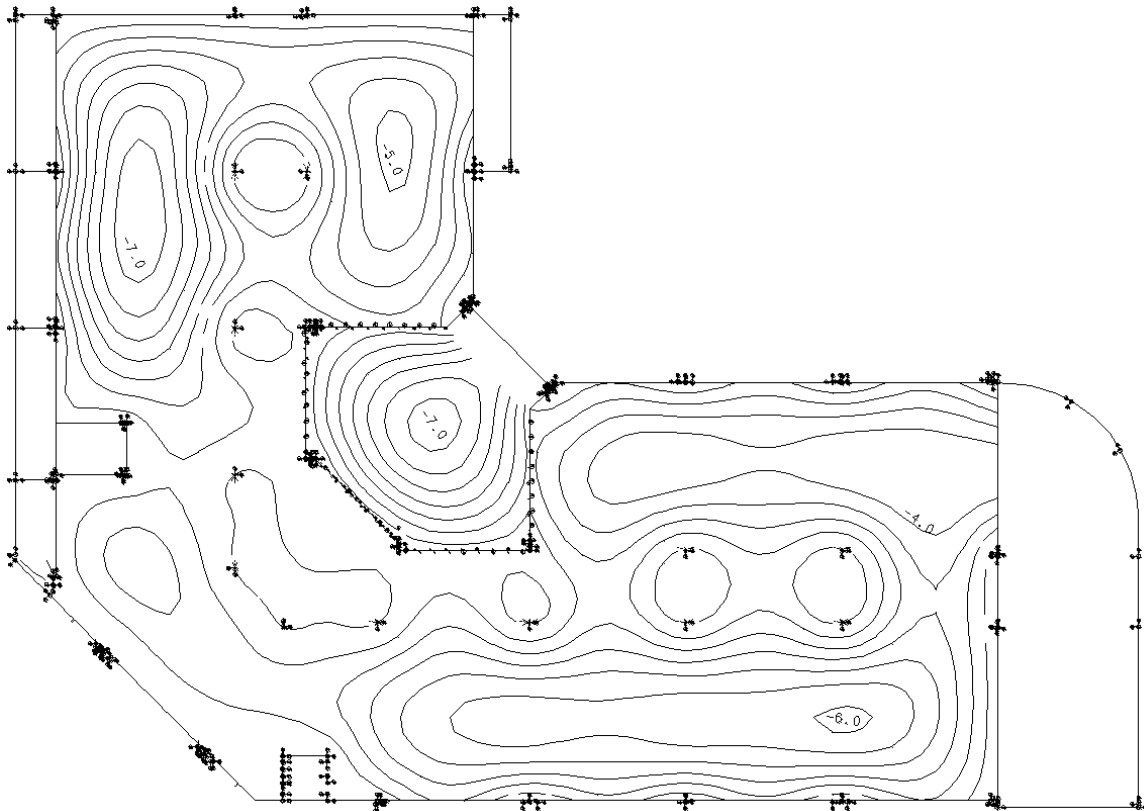


Figura A5. 1 - Flechas elásticas [mm] - Térreo - cargas permanentes.

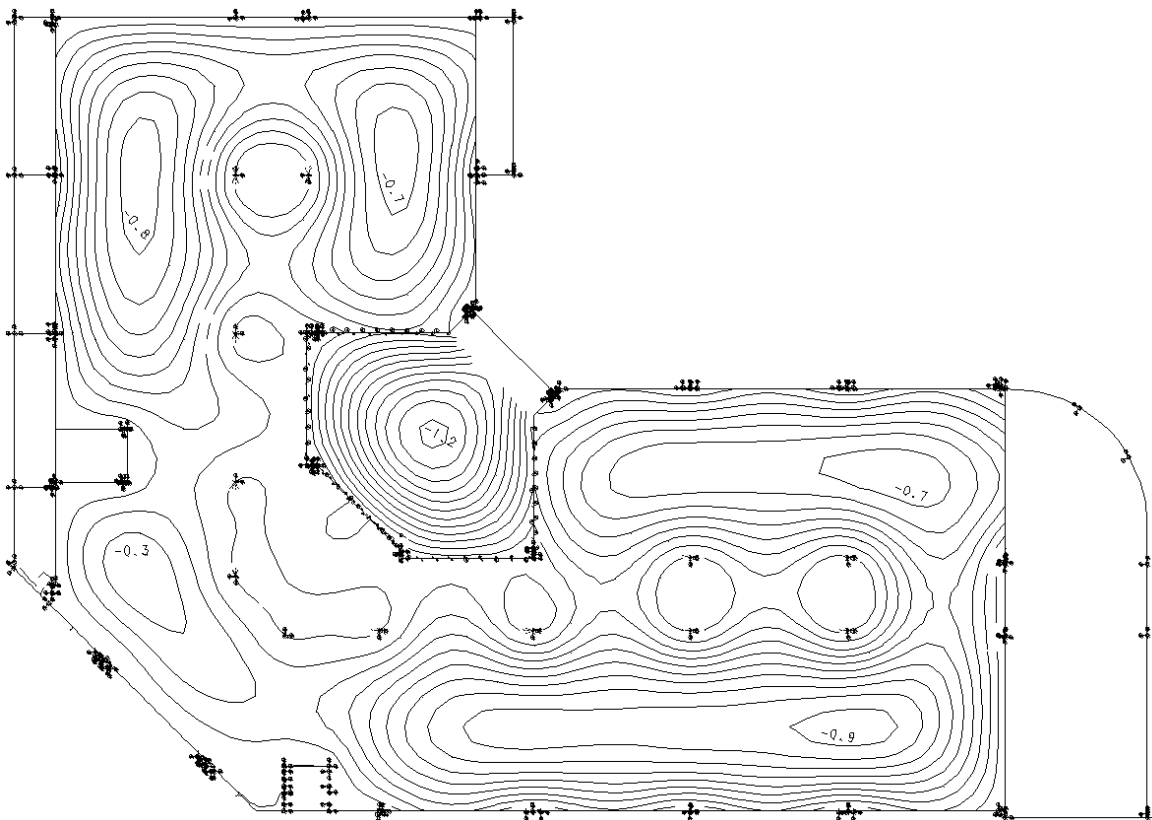


Figura A5. 2 - Flechas elásticas [mm] - Térreo - cargas acidentais.

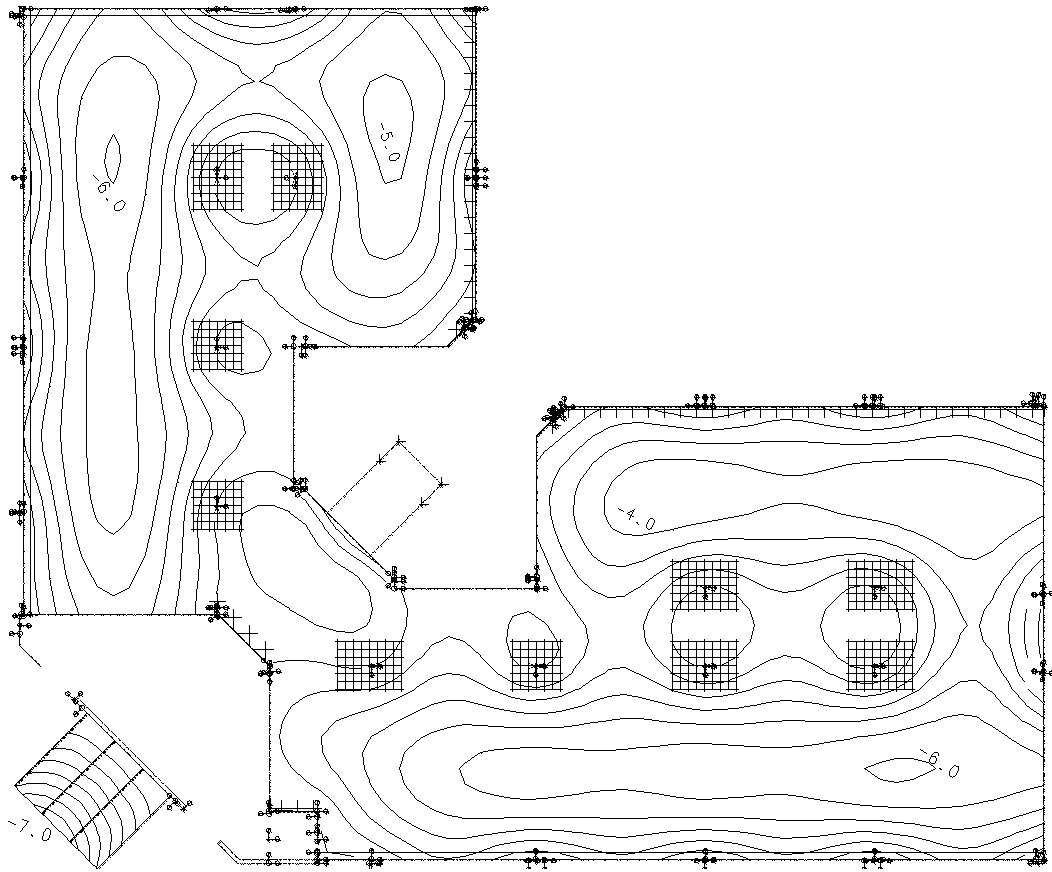


Figura A5. 3 - Flechas elásticas [mm] - 1º pavimento - cargas permanentes.

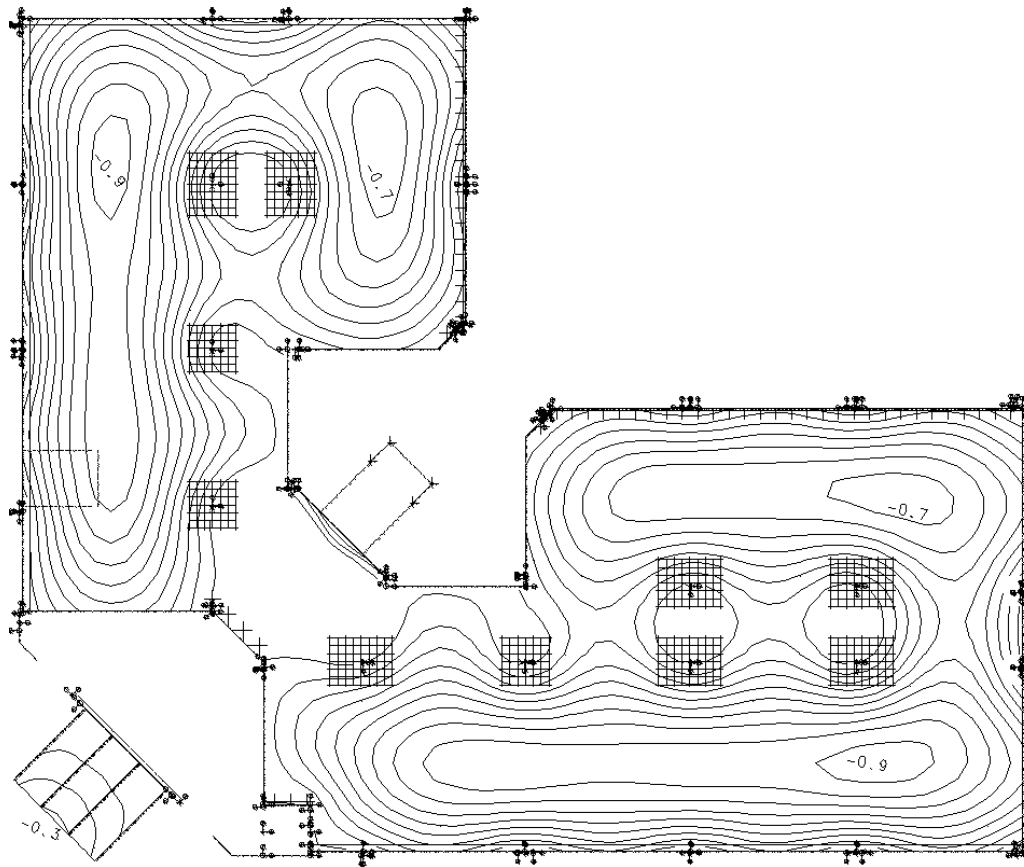


Figura A5. 4 - Flechas elásticas [mm] - 1º pavimento - cargas accidentais.

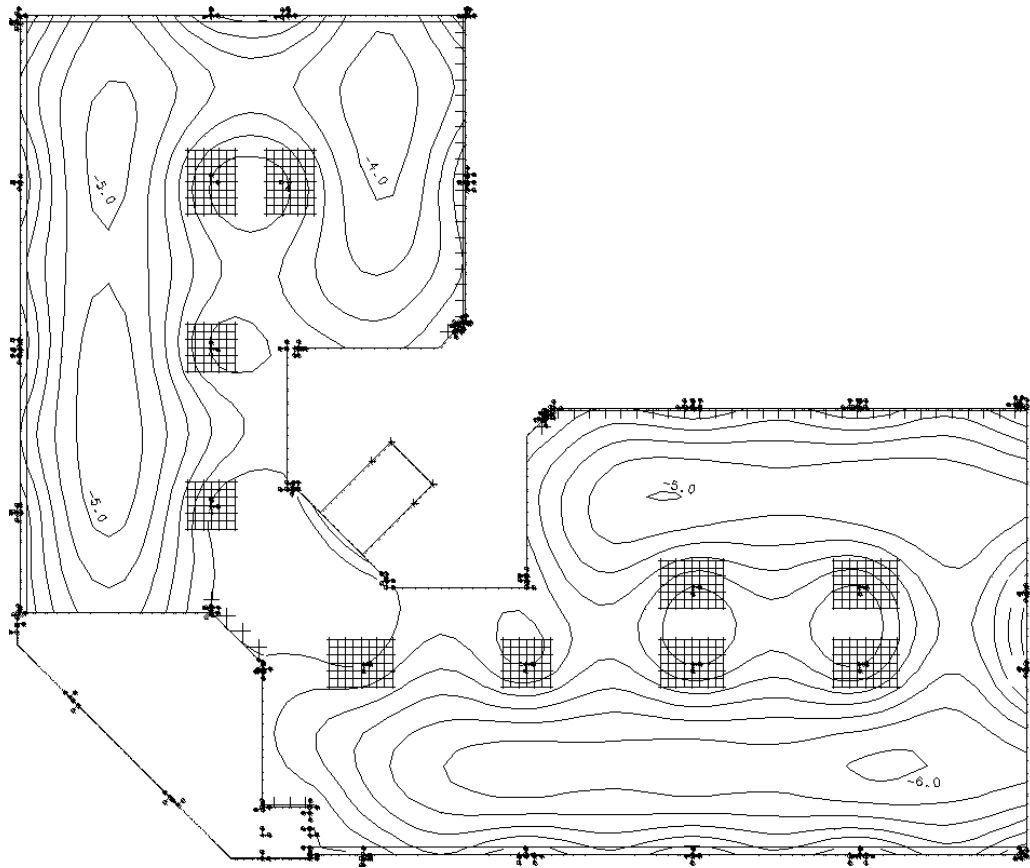


Figura A5. 5 - Flechas elásticas [mm] - 2º pavimento - cargas permanentes.

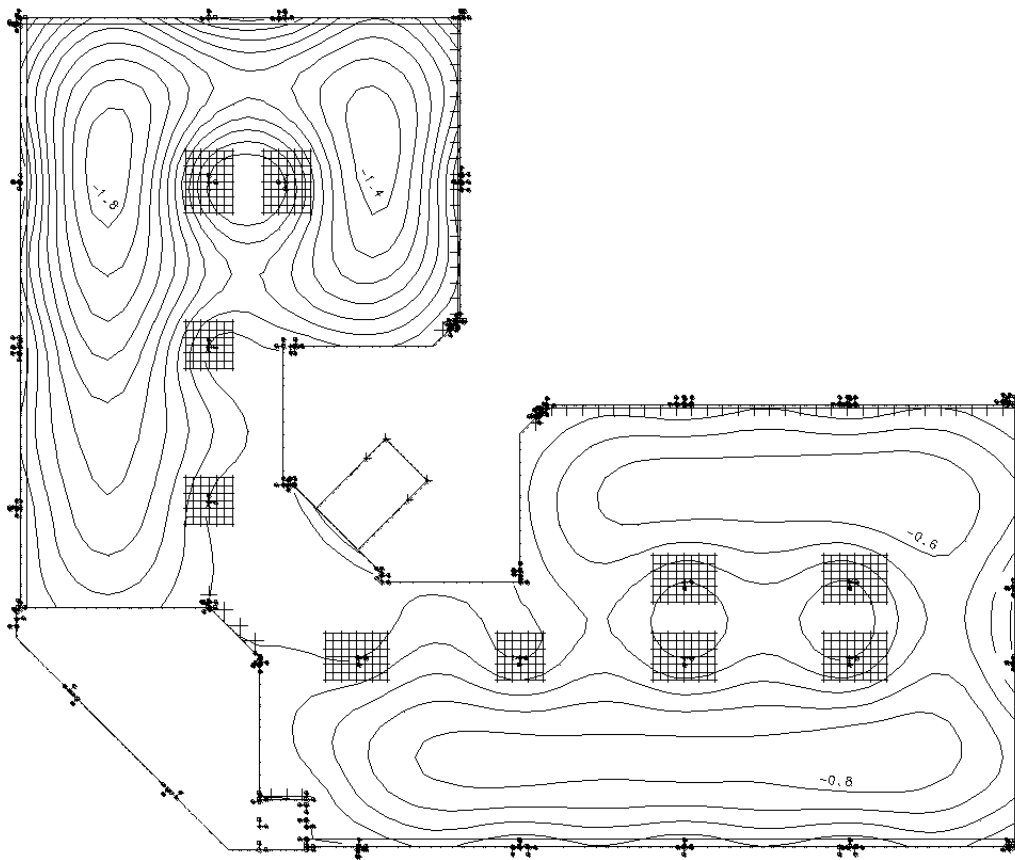


Figura A5. 6 - Flechas elásticas [mm] - 2º pavimento - cargas accidentais.

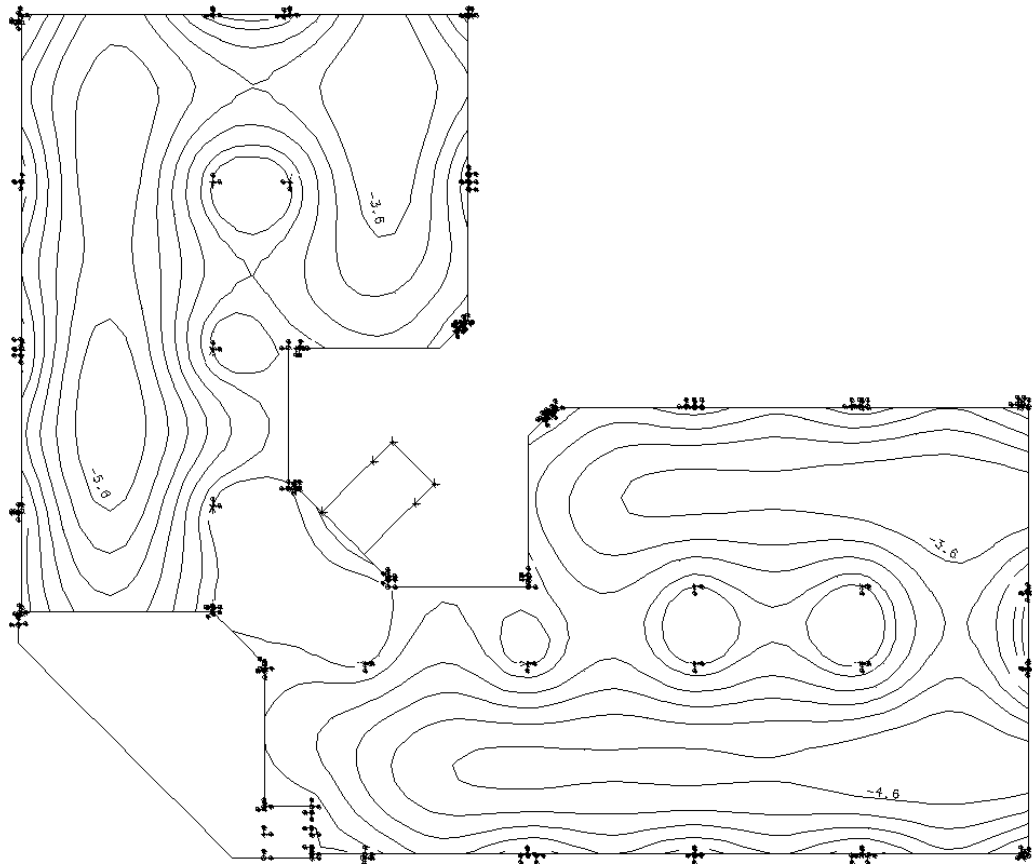


Figura A5. 7 - Flechas elásticas [mm] - Terraço - cargas permanentes.

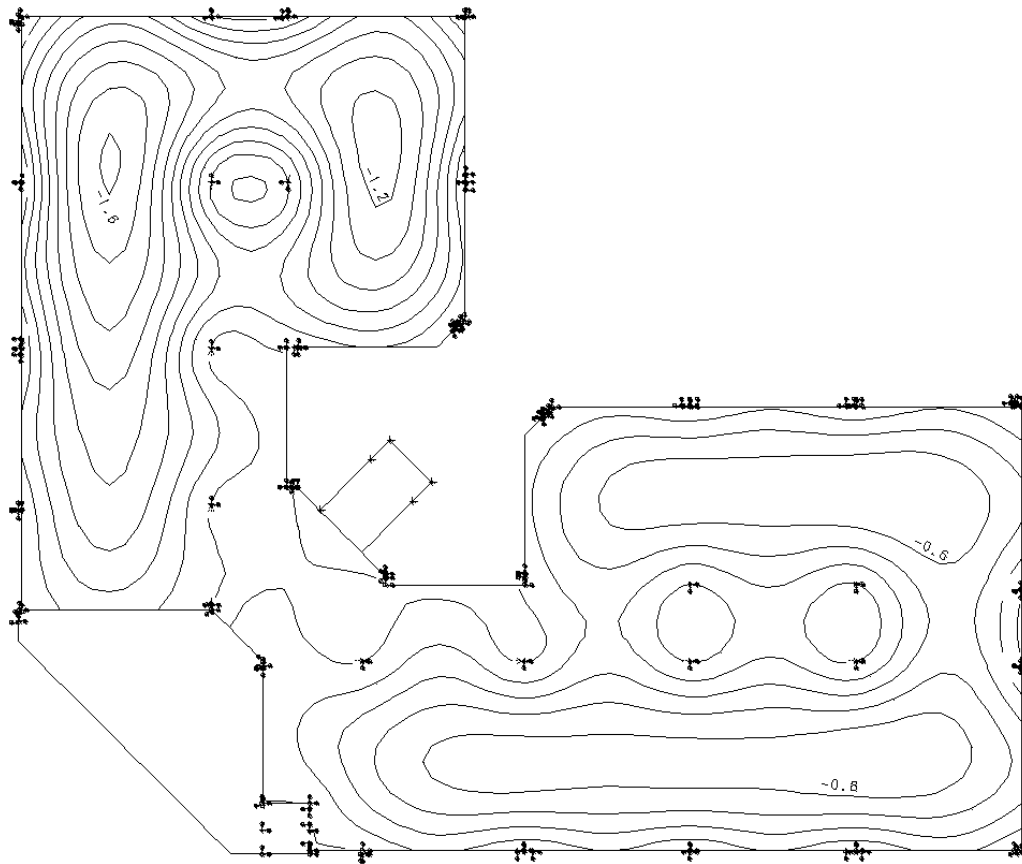


Figura A5. 8 - Flechas elásticas [mm] - Terraço - cargas acidentais.

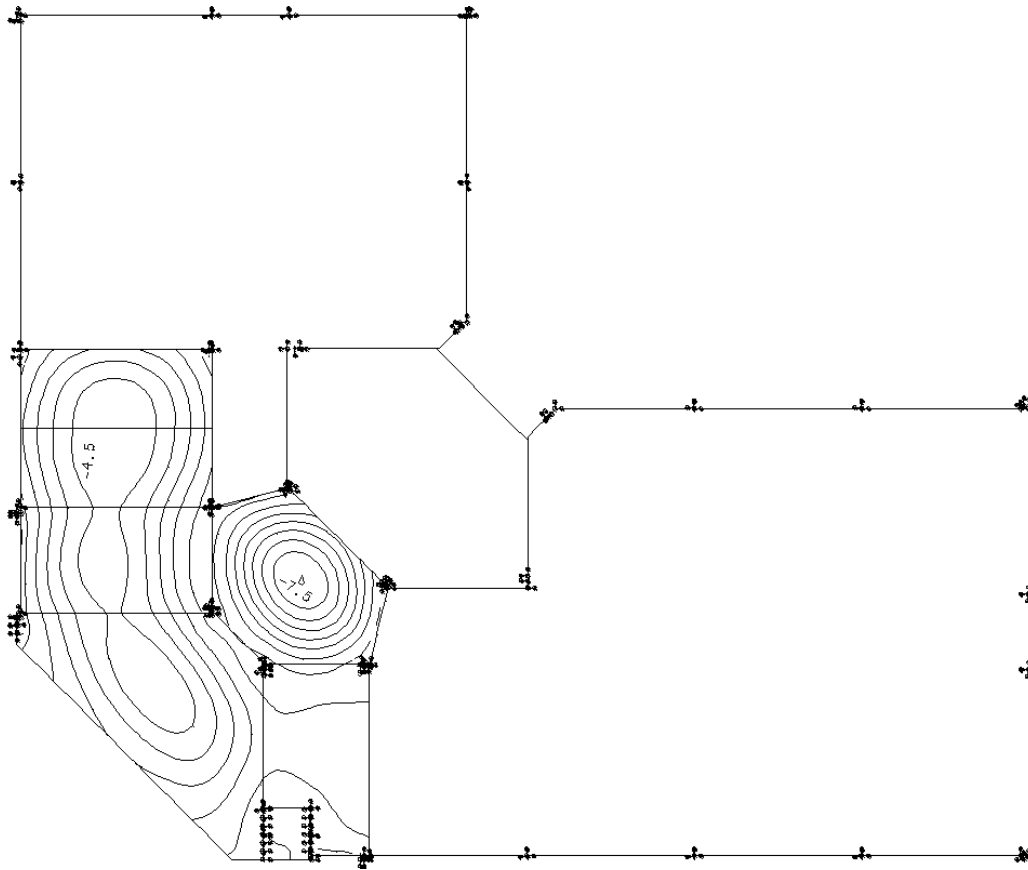


Figura A5. 9 - Flechas elásticas [mm] - Fundo da caixa - cargas permanentes.

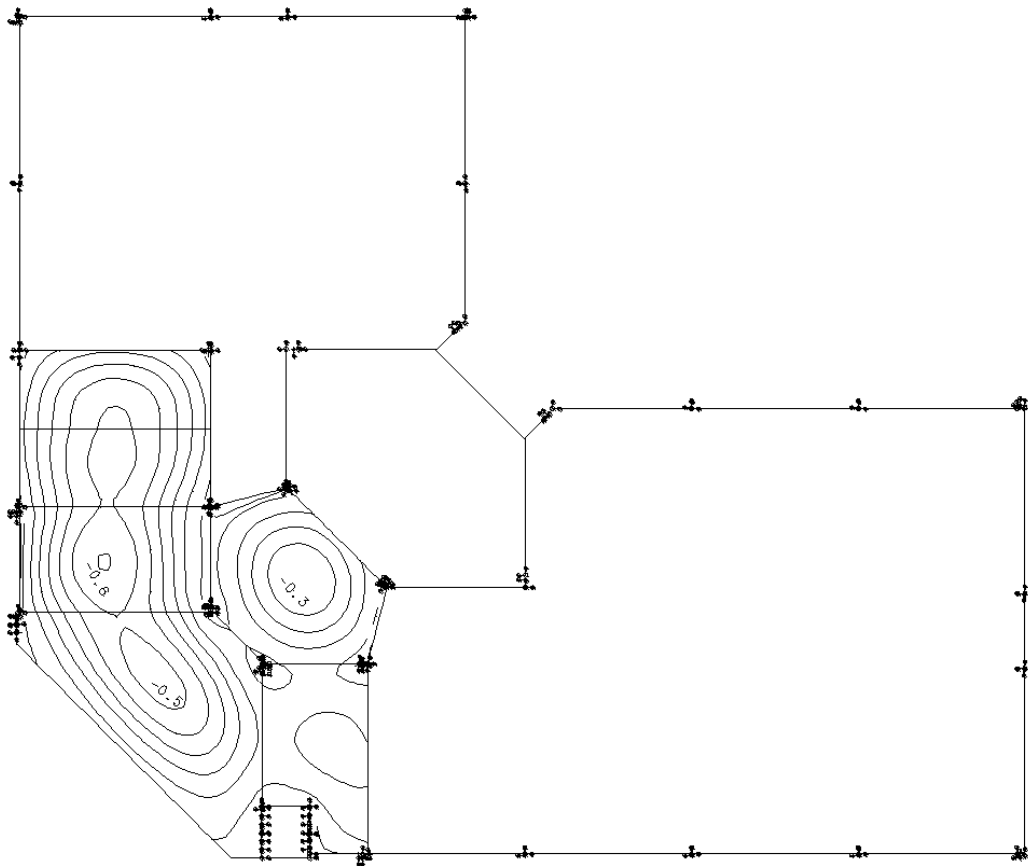


Figura A5. 10 - Flechas elásticas [mm] - Fundo da caixa - cargas acidentais.

RESUMO DOS QUANTITATIVOS
Projeto Final 2 - Paulo H F Rolemberg

Totais	M2 Form	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m3	Kg/m2	m2/m2	Em (cm)
Viga	1.691,60	187,43	16.681,00	89,00	2,87	0,29	3,23
Laje	4.021,78	905,43	55.302,00	61,08	9,53	0,69	15,60
Pilar	1.680,53	167,94	18.317,00	109,07	3,16	0,29	2,89
Totais obra	7.393,91	1.260,80	90.300,00	71,62	15,56	1,27	21,72
Area Obra	5.804,60						

Armações das Escadas			2.813,00				
Cortinas	635,48	50,53	10.836,00				
Armações da Rampa			1.794,00				

OBSERVAÇÕES:

- 1 - Esta planilha indica as quantidades de formas, volume de concreto, quantidade de aço e área de cada pavimento da obra.
- 2 - Não estão incluídos nestes quantitativos o volume de concreto e a área de formas das escadas 1, 2 e 3. As vigas de escada (VESC3, VESC4 e VESC5) e os patamares da escada 4 foram incluídos.
- 3 - As quantidades referentes às vigas de cortina (VCORTs) estão incluídas nos quantitativos do térreo.
- 4 - Não estão incluídos nestes quantitativos o volume de concreto e a área de formas da rampa.

USAR ESTAS QUANTIDADES COMO AUXÍLIO PARA O ORÇAMENTO.

Quantitativos
Projeto Final 2 - Paulo H F Rolemberg

Garagem	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m3	Kg/m2	m2/m2	Em(cm)
Viga	424,50	35,84	2.998,00	83,65	2,40	0,34	2,87
Laje	-	-	-	-	-	-	-
Pilar	-	-	-	-	-	-	-
Totais	424,50	35,84	2.998,00	83,65	2,40	0,34	2,87
Area Nivel	1.250,00						

Térreo	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m3	Kg/m2	m2/m2	Em(cm)
Viga	311,40	37,47	3.300,00	88,07	2,64	0,25	3,00
Laje	1.020,39	241,70	14.161,00	58,59	11,33	0,82	19,34
Pilar	440,77	43,32	4.724,86	109,07	3,78	0,35	3,47
Totais	1.772,56	322,49	22.185,86	68,80	17,75	1,42	25,80
Area Nivel	1.250,00						

1o Pav	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m3	Kg/m2	m2/m2	Em(cm)
Viga	195,84	24,21	2.666,00	110,12	2,66	0,20	2,41
Laje	927,99	209,85	13.036,00	62,12	12,98	0,92	20,90
Pilar	342,65	36,09	3.936,29	109,07	3,92	0,34	3,59
Totais	1.466,48	270,15	19.638,29	72,69	19,56	1,46	26,91
Area Nivel	1.004,00						

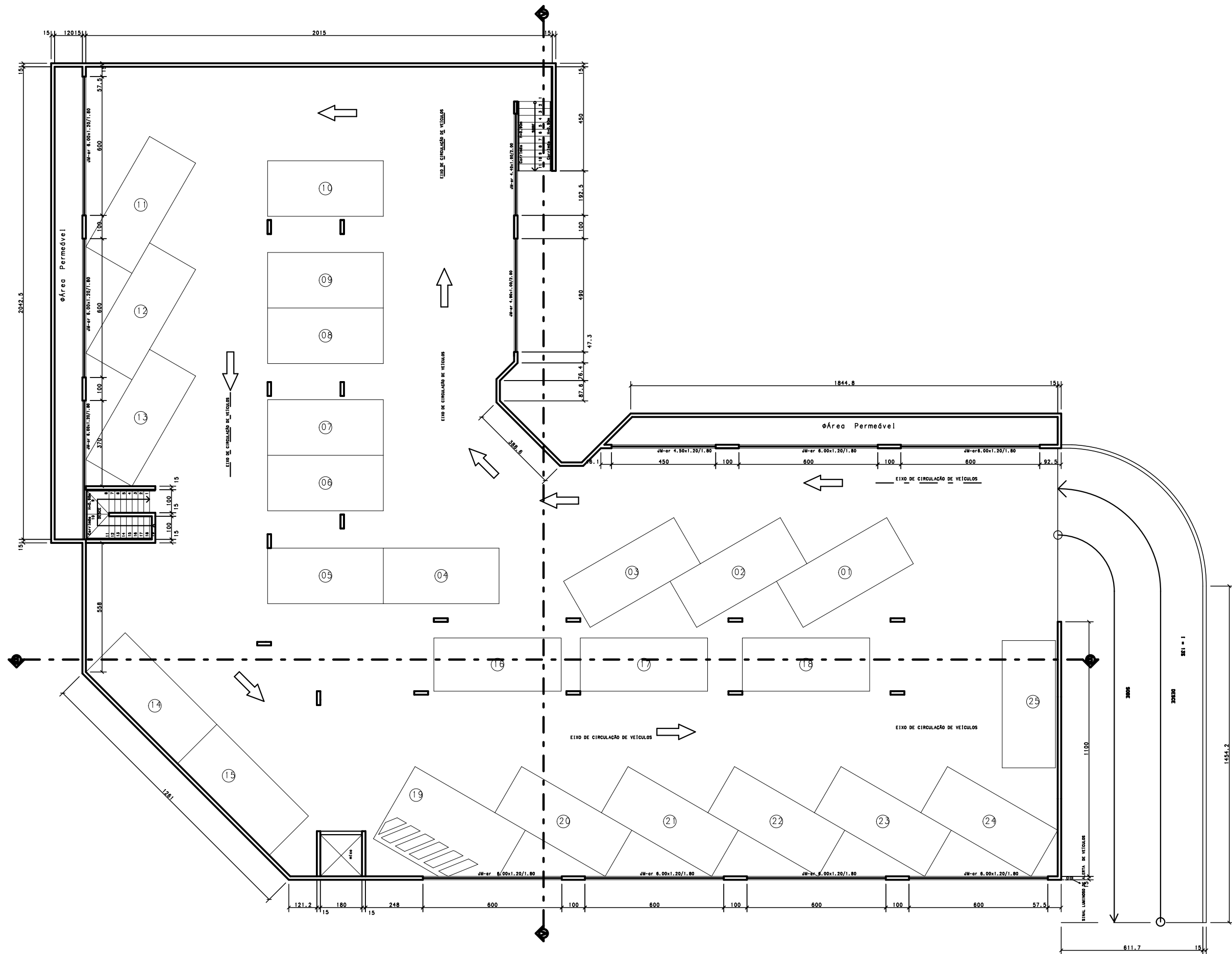
2o Pav	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m3	Kg/m2	m2/m2	Em(cm)
Viga	175,15	22,55	2.271,00	100,71	2,31	0,18	2,29
Laje	911,24	208,89	13.377,00	64,04	13,59	0,93	21,23
Pilar	328,65	33,74	3.679,98	109,07	3,74	0,33	3,43
Totais	1.415,04	265,18	19.327,98	72,89	19,64	1,44	26,95
Area Nivel	984,00						

Terraço	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m3	Kg/m2	m2/m2	Em(cm)
Viga	216,06	31,11	2.788,00	89,62	2,83	0,22	3,16
Laje	911,24	208,89	12.557,00	60,11	12,76	0,93	21,23
Pilar	302,47	28,95	3.157,54	109,07	3,21	0,31	2,94
Totais	1.429,77	268,95	18.502,54	68,80	18,80	1,45	27,33
Area Nivel	984,00					1,00	

Ático	M2 Forma	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m3	Kg/m2	m2/m2	Em(cm)
Viga	368,65	36,25	2.658,00	73,32	7,99	1,11	10,90
Laje	250,92	36,10	2.171,00	60,14	6,53	0,75	10,85
Pilar	265,99	25,84	2.818,34	109,07	8,47	0,80	7,77
Totais	885,56	98,19	7.647,34	77,88	22,99	2,66	29,52
Area Nivel	332,60					1,00	

Totais	M2 Form	M3 Conc	Kg Aço	Kg/m3	Kg/m2	m2/m2	Em(cm)
Viga	1.691,60	187,43	16.681,00	89,00	2,87	0,29	3,23
Laje	4.021,78	905,43	55.302,00	61,08	9,53	0,69	15,60
Pilar	1.680,53	167,94	18.317,00	109,07	3,16	0,29	2,89
Totais obra	7.393,91	1.260,80	90.300,00	71,62	15,56	1,27	21,72
Area Obra	5.804,60						

A7 CROQUIS DO PROJETO DE ARQUITETURA



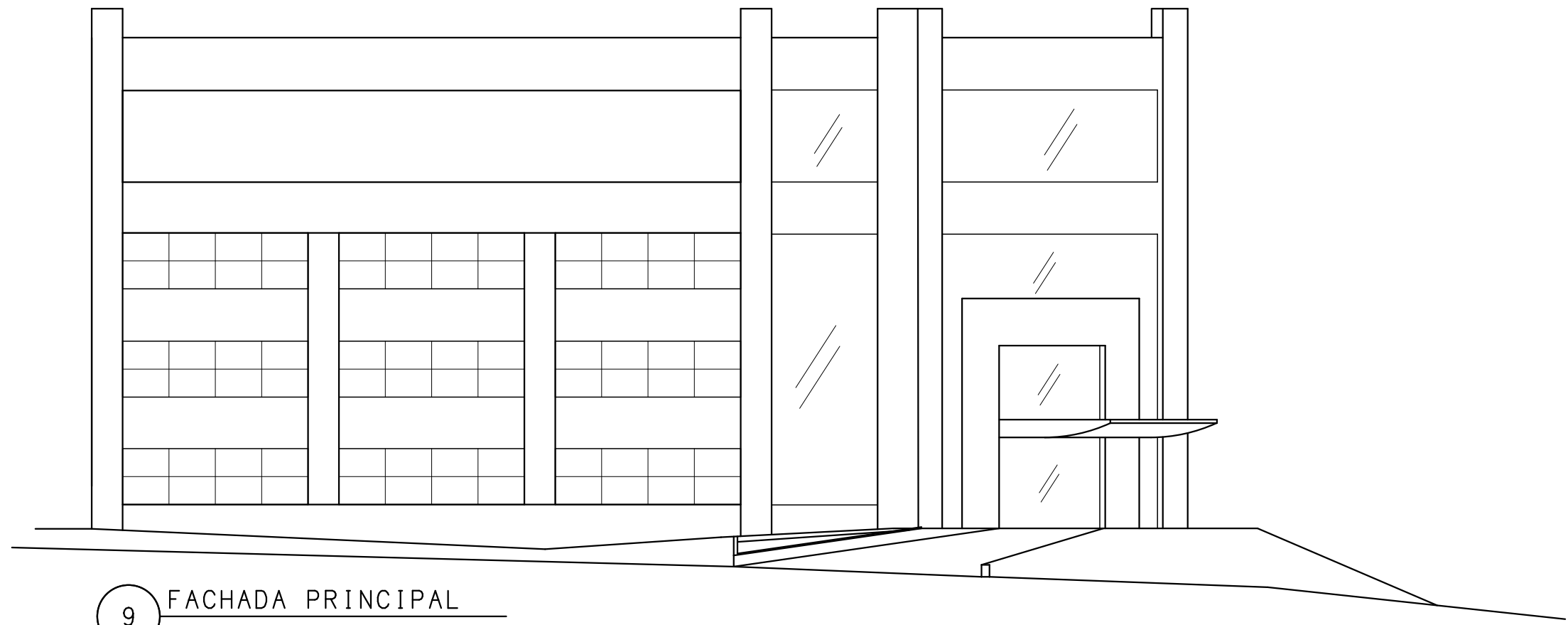
2 PL. BAIXA - GARAGEM

587 DFC>9HCG 7CBGHF*9 7CBGI @HCF=5 @H85* D@ ; UFU[Vai! F\$\$ D@H



4 PL. BAIXA - 1º PAV.

587 DFC>9HCC 7CBGHF" 9 7CBGI @HCF=5 @H85" D@ %DUJ I F \$ \$" D@H



9 FACHADA PRINCIPAL



9 FACHADA DE FUNDO

A8 RELAÇÃO DE PLANTAS

Tabela A8. 1 - Relação de plantas.

NUM	CONTEÚDO	AÇO	EMIÇÃO INICIAL	R1
01	Locação e Carga dos Pilares	-	09/12/2016	
02	Forma do Subsolo	-	09/12/2016	
03	Forma do Térreo	-	09/12/2016	
04	Forma do 1º Pavimento	-	09/12/2016	
05	Forma do 2º Pavimento	-	09/12/2016	
06	Forma do Terraço	-	09/12/2016	
07	Forma do Ático	-	09/12/2016	
08	Garagem Armações das Vigas - 1	1.468 kg	09/12/2016	
09	Garagem Armações das Vigas - 2	814 kg	09/12/2016	
10	Garagem Armações das Vigas - 3	716 kg	09/12/2016	
11	Térreo Armações das Vigas - 1	1.750 kg	09/12/2016	
12	Térreo Armações das Vigas - 2	1.550 kg	09/12/2016	
13	Laje do Térreo Armações Positivas Horizontais	3.736 kg	09/12/2016	
14	Laje do Térreo Armações Positivas Verticais	3.844 kg	09/12/2016	
15	Laje do Térreo Armações Negativas Horizontais	2.451 kg	09/12/2016	
16	Laje do Térreo Armações Negativas Verticais	2.307 kg	09/12/2016	
17	Laje do Térreo Armações de Cisalhamento	1.823 kg	09/12/2016	
18	1º Pavimento Armações das Vigas - 1	1.589 kg	09/12/2016	
19	1º Pavimento Armações das Vigas - 2	1.077 kg	09/12/2016	
20	Laje do 1º Pavimento Armações Positivas Horizontais	3.529 kg	09/12/2016	
21	Laje do 1º Pavimento Armações Positivas Verticais	3.403 kg	09/12/2016	
22	Laje do 1º Pavimento Armações Negativas Horizontais	2.304 kg	09/12/2016	
23	Laje do 1º Pavimento Armações Negativas Verticais	2.039 kg	09/12/2016	
24	Laje do 1º Pavimento Armações de Cisalhamento	1.761 kg	09/12/2016	
25	2º Pavimento Armações das Vigas - 1	986 kg	09/12/2016	

26	2º Pavimento Armações das Vigas - 2	1.285 kg	09/12/2016	
27	Laje do 2º Pavimento Armações Positivas Horizontais	3.655 kg	09/12/2016	
28	Laje do 2º Pavimento Armações Positivas Verticais	3.442 kg	09/12/2016	
29	Laje do 2º Pavimento Armações Negativas Horizontais	2.432 kg	09/12/2016	
30	Laje do 2º Pavimento Armações Negativas Verticais	2.051 kg	09/12/2016	
31	Laje do 2º Pavimento Armações de Cisalhamento	1.797 kg	09/12/2016	
32	Terraço Armações das Vigas - 1	1.043 kg	09/12/2016	
33	Terraço Armações das Vigas - 2	1.745 kg	09/12/2016	
34	Laje do Terraço Armações Positivas Horizontais	3.401 kg	09/12/2016	
35	Laje do Terraço Armações Positivas Verticais	3.156 kg	09/12/2016	
36	Laje do Terraço Armações Negativas Horizontais	2.246 kg	09/12/2016	
37	Laje do Terraço Armações Negativas Verticais	2.010 kg	09/12/2016	
38	Laje do Terraço Armações de Cisalhamento	1.744 kg	09/12/2016	
39	Ático Armações das Vigas - 1	709 kg	09/12/2016	
40	Ático Armações das Vigas - 2	1.410 kg	09/12/2016	
41	Ático Armações das Vigas - 3	539 kg	09/12/2016	
42	Laje do Ático Armações	2.171 kg	09/12/2016	
43	Armações dos Pilares - 1	11.682 kg	09/12/2016	
44	Armações dos Pilares - 2	6.635 kg	09/12/2016	
45	Forma das Cortinas	-	09/12/2016	
46	Armações das Cortinas	10.836 kg	09/12/2016	
47	Armações das Escadas	2.813 kg	09/12/2016	
48	Forma e Armações da Rampa	1.794 kg	09/12/2016	