

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Jean Félix Bonfanti

**ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO DE PILARES, VI-
GAS, LAJES E ESCADA A PARTIR DE UM PROJETO AR-
QUITETÔNICO**

Porto Alegre
junho 2019

JEAN FÉLIX BONFANTI

**ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO DE PILARES, VI-
GAS, LAJES E ESCADA A PARTIR DE UM PROJETO AR-
QUITETÔNICO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de Gradu-
ação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Uni-
versidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos
para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Roberto Domingos Rios

Porto Alegre

junho 2019

JEAN FÉLIX BONFANTI

ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO DE PILARES, VIGAS, LAJES E ESCADA A PARTIR DE UM PROJETO ARQUITETÔNICO

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2019

BANCA EXAMINADORA

Prof. Roberto Domingos Rios (UFRGS)
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Jean Marie Desir (UFRGS)
Dr. Pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Jorge Luis Palomino Tamayo (UFRGS)
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho à minha família pelo apoio durante toda a formação acadêmica.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus por me dar força e sabedoria para a conclusão desse trabalho.

Agradeço à minha família pelo apoio constante e incentivo durante toda a graduação.

Agradeço ao prof. Roberto Domingos Rios, orientador desse trabalho, pelo apoio, sabedoria, dedicação e tempo disponível à elaboração do trabalho.

Agradeço a todos os professores pelos conhecimentos transmitidos ao longo da graduação.

Agradeço a todas as pessoas que de alguma forma tornaram possível a minha graduação.

RESUMO

Este trabalho tem a finalidade de apresentar o dimensionamento estrutural e o detalhamento das lajes, vigas, pilares e escada de uma edificação de dois pavimentos localizada na cidade de Anta Gorda/RS. Definido o projeto arquitetônico existente, a solução escolhida foi a de estruturas com lajes maciças, vigas, pilares e escada em concreto armado. A cobertura não foi calculada, contudo definiu-se telhas do tipo plana de cerâmica e sua estrutura será apoiada nas lajes. O trabalho consistiu em quatro etapas de resolução: pré-dimensionamento, utilizou-se métodos de pré-dimensionamento para compreender melhor a edificação e definir as cargas atuantes; dimensionamento e detalhamento, definiu-se a quantidade de aço e geometria final das estruturas para garantir a segurança e durabilidade da edificação; verificação da indeslocabilidade, apesar da edificação ser de apenas dois pavimentos (não há necessidade de verificação do coeficiente γ), utilizou-se o parâmetro de instabilidade α para verificação da estabilidade e indeslocabilidade da estrutura; análise das forças horizontais, foram escolhidos pórticos de contraventamento e dimensionados para suportar as forças horizontais provocadas pelo vento. O cálculo teve o auxílio de planilhas do *software* excell (elaboradas pelo autor), do aplicativo TQS e o *software* PCALC! para o cálculo dos pilares. Todos os cálculos estão de acordo com a NBR 6118:2014 para estruturas de concreto armado e demais normas correspondentes. A última etapa consiste nas considerações finais que tem por objetivo a análise e conclusão do trabalho.

Palavra-chave: NBR 6118:2014. Estruturas de concreto armado. Dimensionamento e detalhamento estrutural. Lajes maciças, vigas, pilares e escada.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Planta baixa pavimento térreo.....	23
Figura 2.2 – Planta baixa segundo pavimento.....	24
Figura 2.3 – Fachada projeto arquitetônico.....	25
Figura 2.4 – Corte A-A’ projeto arquitetônico.....	25
Figura 2.5 – Corte B-B’ projeto arquitetônico.....	26
Figura 4.1 – Armadura transversal secundária.....	37
Figura 4.2 – Coeficiente adicional γ_n	43
Figura 4.3 – Aproximação em apoios extremos.....	44
Figura 4.4 – Inclinação da escada.....	46
Figura 5.1 – Gráfico de isopletas.....	48
Figura 5.2 – Coeficiente de arrasto.....	53
Figura 6.1 – Nomenclatura das lajes do segundo pavimento.....	57
Figura 6.2 – Nomenclatura das lajes da cobertura.....	58
Figura 6.3 – Representação apoios.....	63
Figura 7.1 – Planta de formas da escada.....	80
Figura 7.2 – Corte A-A’ da escada paralela.....	80
Figura 7.3 – Corte B-B’ da escada paralela.....	81
Figura 7.4 – Modelo de cálculo corte A-A’ da escada paralela.....	81
Figura 7.5 – Modelo de cálculo corte B-B’ da escada paralela.....	82
Figura 7.6 – Esforços cortantes corte A-A’ da escada paralela.....	83
Figura 7.7 – Momentos fletores corte A-A’ da escada paralela.....	84
Figura 7.8 – Esforços cortantes corte B-B’ da escada paralela.....	84
Figura 7.9 – Momentos fletores corte B-B’ da escada paralela.....	85
Figura 7.10 – Armação da escada paralela corte A-A’.....	88
Figura 7.11 – Armação da escada paralela corte B-B’.....	88
Figura 8.1 – Nomenclaturas das vigas do segundo pavimento.....	90
Figura 8.2 – Nomenclaturas das vigas da cobertura.....	91
Figura 9.1 – Numeração dos pilares.....	111
Figura 11.1 - Planta forças horizontais.....	120
Figura 11.2 - Forças do vento com 0° no pórtico 1.....	122
Figura 11.3 - Forças do vento com 180° no pórtico 1.....	123

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Cronograma de atividades.	20
Tabela 3.1 – Peso específico dos materiais de construção.	29
Tabela 3.2 – Valores mínimos das cargas verticais.	30
Tabela 3.3 – Valores coeficiente γ	33
Tabela 3.4 – Valores coeficiente ψ	34
Tabela 4.1 – Espessura laje escada.	46
Tabela 6.1 – Propriedades do concreto nas lajes.	56
Tabela 6.2 – Classificação das lajes.	59
Tabela 6.3 – Cargas de paredes sobre as lajes do segundo pavimento.	60
Tabela 6.4 – Cargas permanentes, acidentais e quase permanentes das lajes do segundo pavimento.	61
Tabela 6.5 – Cargas permanentes, acidentais e quase permanentes das lajes da cobertura.	62
Tabela 6.6 – Cálculo dos momentos fletores e reações em lajes.	64
Tabela 6.7 – Valores para as flechas das lajes do segundo pavimento.	67
Tabela 6.8 – Valores das reações e momentos fletores nas lajes armadas em uma direção.	67
Tabela 6.9 – Cálculo da flecha das lajes do segundo pavimento.	69
Tabela 6.10 – Cálculo da flecha das lajes da cobertura.	69
Tabela 6.11 – Momentos das lajes do segundo pavimento com lados adjacentes.	70
Tabela 6.12 – Dimensionamento das armaduras.	71
Tabela 6.13 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras positivas na direção X (lajes do segundo pavimento).	75
Tabela 6.14 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras positivas na direção Y (lajes do segundo pavimento).	75
Tabela 6.15 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras positivas na direção X (lajes da cobertura).	76
Tabela 6.16 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras positivas na direção Y (lajes da cobertura).	76
Tabela 6.17 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras negativas na direção X (lajes do segundo pavimento).	77
Tabela 6.18 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras negativas na direção Y (lajes do segundo pavimento).	77
Tabela 6.19 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras negativas na direção X (lajes da cobertura).	78
Tabela 6.20 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras negativas na direção Y (lajes da cobertura).	78
Tabela 7.1 – Pré-dimensionamento escada de 2 lances com um patamar intermediário.	79
Tabela 7.2 – Cargas no patamar (p1).	82

Tabela 7.3 – Cargas no trecho inclinado (p2).....	83
Tabela 7.4 – Armadura longitudinal corte A-A' da escada paralela.	85
Tabela 7.5 – Armadura de distribuição do corte A-A' da escada paralela.....	86
Tabela 7.6 – Ancoragem nos apoios do corte A-A' da escada paralela.	86
Tabela 7.7 – Bitolas e espaçamento corte A-A' da escada paralela.	86
Tabela 7.8 – Armadura longitudinal corte B-B' da escada paralela.....	86
Tabela 7.9 – Armadura de distribuição corte B-B' da escada paralela.	87
Tabela 7.10 – Ancoragem nos apoios corte B-B' da escada paralela.....	87
Tabela 7.11 – Bitolas e espaçamento corte B-B' da escada paralela.	87
Tabela 8.1 – Propriedades dos materiais para as vigas do segundo pavimento e cobertura. ...	92
Tabela 8.2 – Pre-dimensionamento: cargas totais e permanentes das vigas do segundo pavimento.	93
Tabela 8.3 – Pré-dimensionamento: cargas totais e permanentes das vigas da cobertura.....	94
Tabela 8.4 – Dimensionamento: cargas totais e permanentes do segundo pavimento e cobertura.	97
Tabela 8.5 – Vigas: dimensionamento das armaduras do segundo pavimento.	99
Tabela 8.6 – Vigas: dimensionamento das armaduras da cobertura.....	101
Tabela 8.7 – Dimensionamento dos estribos das vigas do segundo pavimento.....	103
Tabela 8.8 – Dimensionamento dos estribos das vigas da cobertura.	105
Tabela 8.9 – Verificação das flechas das vigas do segundo pavimento.	107
Tabela 8.10 – Verificação das flechas das vigas da cobertura.	109
Tabela 9.1 – Cargas totais nos pilares.	112
Tabela 9.2 – Classificação dos pilares.....	115
Tabela 9.3 – Dimensionamento dos pilares.....	116
Tabela 10.1 - Valores iniciais de contraventamento.....	118
Tabela 10.2 - Deslocamento e rigidez equivalente dos pórticos de contraventamento.....	118
Tabela 10.3 – Parâmetro α	119
Tabela 11.1 - Forças do vento.	121
Tabela 11.2 - Rigidez equivalente e excentricidades dos pórticos de contraventamento.	121
Tabela 11.3 - Força de vento aplicada aos pórticos de contraventamento.	122
Tabela 11.4 - Esforço cortante e momento fletor para as vigas de contraventamento	123
Tabela 11.5 - Esforço cortante e momento fletor para as vigas de contraventamento	124
Tabela 11.6 - Momento fletor nos pilares de contraventamento.	124
Tabela 11.7 - Forma geométrica e armadura do pilar 21.....	126

LISTA DE SÍMBOLOS

F_d, N_d : carga de cálculo

$\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q$: coeficiente parcial de segurança

F_{gk}, F_{egk} : ações permanentes

F_{qk} : ações variáveis diretas

F_{q1k} : ação variável principal

ψ_{0j} : demais ações variáveis instabilizantes

$F_{d,ser}$: valor de cálculo das ações para combinações de serviço

F_{q1k} : valor característico das ações variáveis principais diretas

ψ_1 : fator de redução de combinação frequente para ELS

ψ_2 : fator de redução de combinação quase permanente para ELS

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto

γ_c : coeficiente de minoração da resistência

f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo dos aços

f_{yk} : tensão de escoamento característica

γ_s = coeficiente de minoração

R_d : esforços resistentes no estado limite último, obtidos com as resistências de cálculo

S_d : esforços solicitantes de cálculo

p : carregamento uniformemente distribuído

g : cargas permanentes

q : cargas variáveis

P_p : peso próprio

γ : Peso específico

h : altura

A_c : Área da seção transversal

P_a : Peso das alvenarias

γ_a : peso específico da alvenaria

t: espessura

H: altura da parede

h_e : altura equivalente

h_v : altura da viga

b: largura da viga

l = vão

$f_{m\acute{a}x}$: maior valor da flecha

f_{lim} : flecha admissível pela norma

M_{eng} : momento de engastamento perfeito

r: coeficiente de rigidez

n: número de degraus

e: altura de um degrau

h_1 : espessura da laje medida na vertical

h_m : espessura média da laje com os degraus

l_p : largura do peitoril

l_d : largura do degrau

V_k : velocidade característica do vento

V_0 : velocidade básica do vento

S_1 : fator topográfico

S_2 : rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

S_3 : fator de uso da edificação

$b = F_r = p$: Fatores que dependem da rugosidade do terreno e dimensões da edificação. Encontram-se em forma de tabela na norma técnica

Z: altura da edificação

F_a : força de arrasto

C_a : coeficiente de arrasto

q : pressão dinâmica

A_e : área frontal efetiva

$d_{\text{máx}}$: diâmetro máximo do agregado

c_{nom} : cobrimento nominal

E_{ci} : módulo de elasticidade

α_E : coeficiente em função da natureza de agregado

W_{adm} : flecha admissível

D : rigidez à flexão

φ : coeficiente final de fluência

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
1.1 OBJETIVO	17
1.2 METODOLOGIA.....	17
1.3 CONSIDERAÇÕES	18
1.4 LIMITAÇÕES	18
1.5 DELINEAMENTO.....	19
1.6 RESULTADOS ESPERADOS	21
2. PROJETO ARQUITETÔNICO	22
3. AÇÕES A CONSIDERAR.....	27
3.1 AÇÕES PERMANENTES	27
3.2 AÇÕES VARIÁVEIS	27
3.3 AÇÕES EXCEPCIONAIS	28
3.4 CARGAS ACIDENTAIS	28
3.5 MATERIAIS / CARGAS VERTICAIS	28
3.6 ESTADOS-LIMITES	30
3.6.1 Estado-limite último	30
3.6.2 Estado-limite de serviço	31
3.7 COMBINAÇÕES DE AÇÕES E AÇÕES DE CÁLCULO	32
4. PRÉ DIMENSIONAMENTO.....	36
4.1 LAJES.....	36
4.1.1 Classificação	36
4.1.2 Espessura.....	37
4.1.3 Cargas.....	37
4.2 VIGAS	39
4.2.1 Classificação	39
4.2.2 Cargas.....	39
4.2.3 Vãos teóricos	41
4.2.4 Largura da seção transversal e altura da viga.....	41
4.3 PILARES	42
4.4 ESCADAS	45
5. CARGAS DEVIDO AO VENTO	48
5.1 FATOR TOPOGRÁFICO – S_1	49
5.2 RUGOSIDADE DO TERRENO, DIMENSÕES DA EDIFICAÇÃO E ALTURA SOBRE O TERRENO – S_2	50
5.2.1 Rugosidade do terreno	50
5.2.2 Dimensões da edificação.....	50

5.2.3	Altura sobre o terreno	51
5.3	FATOR DE USO DA EDIFICAÇÃO – S_3	51
5.4	PRESSÃO DINÂMICA	52
5.5	COEFICIENTES DE FORÇA	52
5.6	EXCENTRICIDADES	54
6.	CÁLCULO E DETALHAMENTO DAS LAJES	55
6.1	PROPRIEDADES DO CONCRETO PARA LAJES	55
6.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	56
6.3	APOIOS DAS LAJES	63
6.4	CÁLCULO DAS FLECHAS, REAÇÕES E ESFORÇOS	64
6.4.1	lajes armadas em uma direção	66
6.4.2	lajes armadas em duas direções	67
6.5	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS	69
7.	CÁLCULO E DETALHAMENTO DAS ESCADAS	79
7.1	ESCADA COM VÃOS PARALELOS	79
7.1.1	Pré-dimensionamento	79
7.1.2	Cálculo dos esforços	81
7.1.3	Dimensionamento das armaduras	85
7.1.4	Detalhamento das armaduras	87
7.2	ESCADA CIRCULAR	89
8.	CÁLCULO E DETALHAMENTO DAS VIGAS	90
8.1	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	90
8.1.1	Cálculo das cargas atuantes nas vigas	92
8.1.2	Cálculo dos esforços nas vigas	95
8.2	ETAPAS DO DIMENSIONAMENTO	96
8.3	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	97
9.	CÁLCULO E DETALHAMENTO DOS PILARES	111
10.	VERIFICAÇÃO DA INDESLOCABILIDADE DA ESTRUTURA	117
10.1	PARÂMETRO DE INSTABILIDADE	117
10.2	ESCOLHA DOS PÓRTICOS DE CONTRAVENTAMENTO	117
10.3	CÁLCULO DOS PÓRTICOS DE CONTRAVENTAMENTO	118
11.	FORÇAS HORIZONTAIS NAS SUBESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO	120
12.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	127
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	128

APÊNDICE A – PLANTA BAIXA PAVIMENTO TÉRREO E SEGUNDO PAVIMENTO	130
APÊNDICE B – COEFICIENTES DA TABELA DE KALMANOK E VALORES DOS MOMENTOS E REAÇÕES DAS LAJES.	133
APÊNDICE C – DETALHAMENTO DAS LAJES.....	135
APÊNDICE D – DETALHAMENTO DA ESCADA E PLANTA DE FORMAS	140
APÊNDICE E – TABELAS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS	142
APÊNDICE F – TABELAS DO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS	146
APÊNDICE G – DETALHAMENTO DAS VIGAS.....	150
APÊNDICE H – DETALHAMENTO DOS PILARES.....	153

1. INTRODUÇÃO

Na construção civil arquitetos e engenheiros podem trabalhar juntos para desenvolver um projeto final de construção. Enquanto o arquiteto faz o planejamento de espaço e elabora a planta arquitetônica visando um melhor desempenho e espaço da edificação, o engenheiro tem o papel de fazer o planejamento estrutural e hidráulico por exemplo. Visando isso, o trabalho irá propor uma planta estrutural e dimensionar os pilares, vigas, lajes e escada de uma edificação de dois pavimentos a partir de um projeto arquitetônico existente.

Historicamente o concreto é utilizado como material fundamental em estruturas na construção civil. Atualmente concreto e aço são os principais materiais utilizados para este fim. Podem ser utilizados de maneira separada ou juntos, dependendo da situação e forma a ser utilizado. Para tanto deve ser dimensionado a quantidade de concreto e aço a ser utilizado em uma estrutura.

O concreto armado é a estrutura de concreto que em seu interior possui armações feitas de barras de aço. Quando se junta cimento e água forma-se a pasta, que por sua vez misturada a agregados miúdos obtém-se a argamassa. Esta última misturada a agregados graúdos da origem ao concreto. O concreto endurecido é capaz de resistir principalmente à compressão, por outro lado o aço tem a função de resistir à tração. A combinação desses dois materiais forma o concreto armado capaz de resistir tanto à compressão quanto à tração.

As principais propriedades do concreto endurecido levadas em conta para o dimensionamento de uma estrutura, como por exemplo os pilares, vigas, lajes e escadas são a resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade e as propriedades reológicas. É preciso destacar que cada propriedade do concreto endurecido é de suma importância para a vida útil de uma estrutura, não sendo dispensável de qualquer forma alguma propriedade.

A resistência do concreto normalmente é considerada sua propriedade mais importante, embora, em muitas situações práticas, outras características, como a durabilidade e a permeabilidade, possam ser mais relevantes. No entanto, a resistência costuma fornecer uma ideia geral da qualidade do concreto, visto que está diretamente relacionada à estrutura da pasta de cimento hidratada. Além do mais, a resistência é, quase invariavelmente, um elemento fundamental no projeto estrutural, e é especificada para fins de controle. (NEVILLE, 2016, p.285)

O presente trabalho tem como fundamento analisar o comportamento, dimensionar e detalhar a parte estrutural (pilares, vigas, lajes maciças e escada) de uma residência de dois pavimentos

utilizando o concreto armado. Para tanto, a utilização de softwares para o cálculo dessas estruturas pode auxiliar e facilitar o desenvolvimento do projeto. Tratando-se de uma edificação real que será construída, os projetos apresentados poderão ser utilizados como base para a construção da residência.

1.1 OBJETIVO

O objetivo do projeto é dimensionar e detalhar as estruturas de uma edificação de dois pavimentos visando uma maior economia de concreto e aço para um projeto arquitetônico existente.

1.2 METODOLOGIA

O método a ser empregado será o de pré-dimensionamento e após o de dimensionamento e detalhamento das estruturas. Como base serão utilizados cinco *softwares*:

- a) AutoCad, desenvolvido pela empresa Autodesk, será utilizado para a visualização/elaboração de plantas baixas.
- b) Excel, desenvolvida pela empresa Microsoft Corporation, será utilizado como suporte para a elaboração de planilhas, sempre respeitando as Normas Brasileiras para estruturas de concreto armado.
- c) Aplicativo TQS, desenvolvido pela empresa TQS informática LTDA, será utilizado para auxiliar no cálculo das armaduras.
- d) FTOOL, desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, será utilizado para o cálculo das solicitações atuantes.
- e) PCALC!, desenvolvido pelo engenheiro Sander Cardoso, será utilizado para verificação das armaduras nos pilares.

Outros Livros serão utilizados para auxiliar no desenvolvimento. O projeto será feito por etapas procurando desenvolver os cálculos para o dimensionamento estrutural.

1.3 CONSIDERAÇÕES

A edificação será construída na cidade de Anta Gorda/RS, no vale do Taquari. Será uma residência de dois pavimentos com 306,45 m² no total. Irá contar com duas garagens para veículos. No projeto arquitetônico está previsto duas escadas, sendo uma do tipo paralela localizada no acesso principal e outra circular localizada em uma das garagens.

Algumas considerações estão previstas, tais como:

- a) O pé direito da edificação será de 2,60 m.
- b) A cobertura terá telhas do tipo plana de cerâmica e sua estrutura será apoiada nas lajes.
- c) As lajes serão maciças e apoiadas em vigas.
- d) As vigas serão todas de seção retangular afim de tornar uniforme as dimensões estruturais.
- e) As vigas serão apoiadas em pilares.
- f) Os pilares serão de seção retangular.
- g) O concreto utilizado será o C 25.
- h) O aço utilizado será o CA 50 e CA 60.

1.4 LIMITAÇÕES

As limitações previstas são:

- a) Não será dimensionada a fundação da residência.
- b) A cobertura não será calculada, contudo foi definido o tipo de cobertura para o cálculo das cargas atuantes.
- c) Verificações do estado limite último e estado limite de serviço de deformações excessivas.

1.5 DELINEAMENTO

Afim de organizar o trabalho e seguir um planejamento foram definidas algumas etapas como descrito abaixo:

- a) Análise da planta baixa;
- b) Definição dos objetivos do trabalho;
- c) Definição da metodologia;
- d) Análise das normas brasileiras sobre projetos de estruturas de concreto;
- e) Pesquisa bibliográfica;
- f) Cargas atuantes na estrutura;
- g) Pré-dimensionamento;
- h) Efeitos do vento na edificação;
- i) Revisão de literatura;
- j) Elaboração da coleta de dados para cálculo do dimensionamento;
- k) Dimensionamento das estruturas;
- l) Verificação das estabilidades estruturais;
- m) Análise e interpretação dos resultados obtidos.

Tabela 1.1 – Cronograma de atividades.

Atividade	1º mês	2º mês	3º mês	4º mês	5º mês	6º mês	7º mês	8º mês	9º mês	10º mês
Análise da planta baixa										
Definição dos objetivos do trabalho										
Definição da metodologia										
Análise das normas brasileiras sobre projetos de estruturas de concreto										
Pesquisa bibliográfica										
Cargas atuantes na estrutura										
Pré-dimensionamento										
Efeitos do vento na edificação										
Revisão de literatura										
Elaboração da coleta de dados para cálculo do dimensionamento										
Dimensionamento das estruturas										
Verificação das estabilidades estruturais										
Análise e interpretação dos resultados obtidos										

(fonte: própria do autor)

Inicialmente será estudado a **planta baixa** da edificação, com a finalidade de se conhecer o projeto em questão e estudar as possibilidades de pré-dimensionamento. Com isso será possível definir os **objetivos** a serem alcançados ao longo do tempo. A **metodologia** de trabalho será definida através do estudo das possibilidades de uso de *softwares* e planilhas de cálculo. As **normas técnicas** sobre estruturas de concreto armado serão separadas com o objetivo de organizar o estudo. Posteriormente será vista a **revisão bibliográfica** para o estudo em questão e ao mesmo tempo definido os critérios de **pré-dimensionamento** e de **cargas atuantes na estrutura**. Os **efeitos do vento**, apesar de serem mínimos, serão analisados através da NBR 6123:1988 – forças devidas ao vento em edificações. Será feita uma **revisão literária** para reunir as referências as quais serão citas no estudo. Após a coleta das informações inicia-se o

cálculo de **dimensionamento e detalhamento** das estruturas. Por fim verifica-se as **estabilidades estruturais** e a **análise e interpretação dos resultados obtidos**.

1.6 RESULTADOS ESPERADOS

Espera-se como resultado um projeto final de estruturas de concreto armado, apresentando o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais em questão. Como essa edificação será construída, espera-se que ao final do projeto as plantas estruturais para as vigas, pilares, lajes e escada estejam prontas para a construção, evitando o desperdício de concreto e aço pela falta do correto dimensionamento.

2. PROJETO ARQUITETÔNICO

O projeto arquitetônico visa dar início as condições necessárias para iniciar uma edificação. A partir dele pode-se fazer um estudo prévio sobre as estruturas que estarão presentes. A análise do projeto é a primeira etapa do estudo do dimensionamento estrutural. Quando possível, procurar alocar as vigas e os pilares dentro do número máximo de paredes possíveis, visando escondê-los e tornar a edificação mais homogênea quando possível.

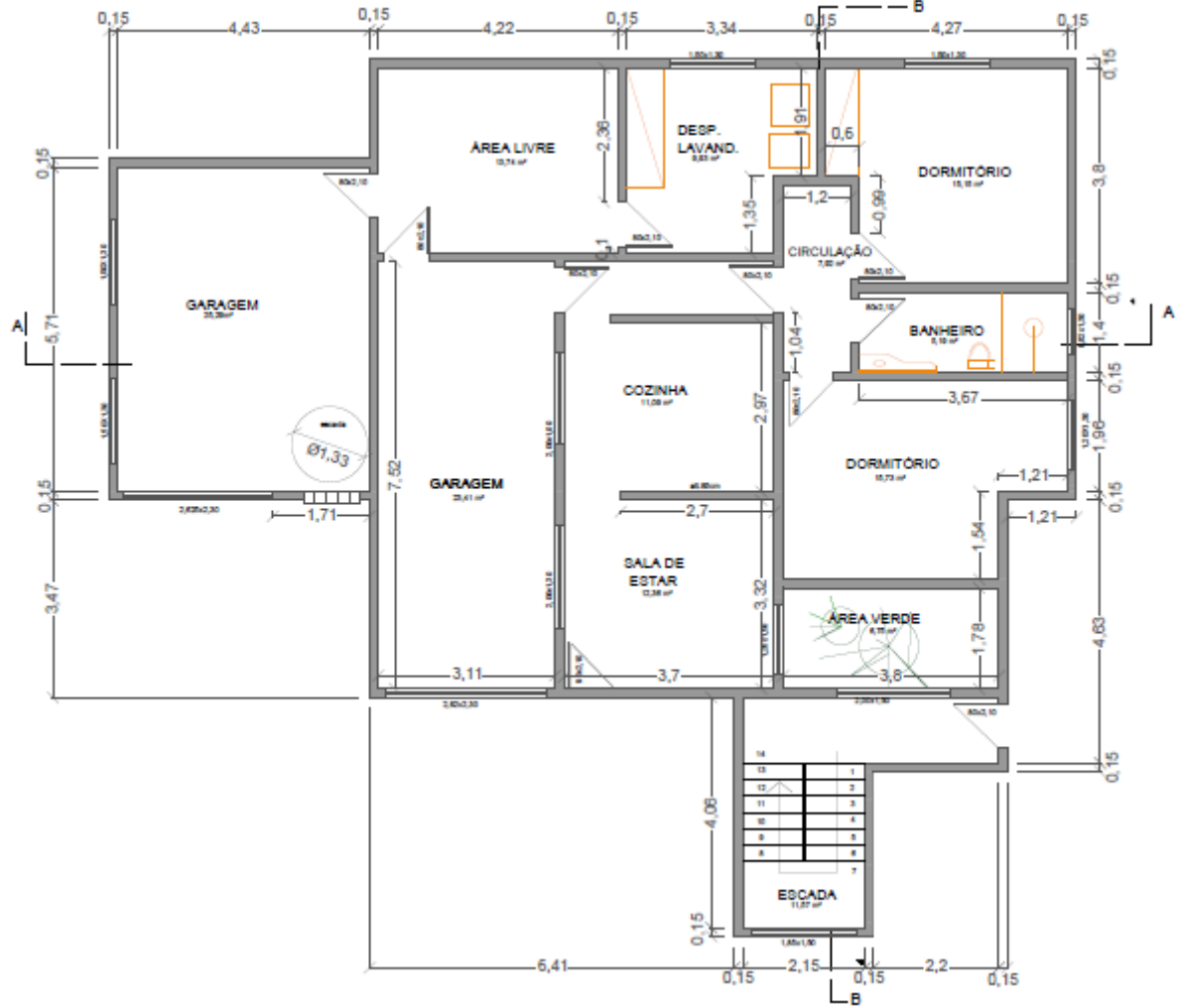
Importante destacar o papel do arquiteto que elabora o projeto arquitetônico, mesmo não sendo ele o responsável pelo dimensionamento estrutural, a escolha de uma malha arquitetônica e princípios sobre o pré-dimensionamento ajudam o projetista estrutural na hora do dimensionamento, visto que torna o trabalho mais fácil na hora de escolher a posição de cada elemento estrutural. O pré-dimensionamento é fundamental para o lançamento das estruturas.

A metodologia do projeto é o processo da concepção arquitetônica. Tem por objetivo determinar o caminho a ser seguido, ou seja, determinar um roteiro de estudos a serem realizados para que o produto arquitetônico final possa ser alcançado de modo criterioso, não incorrendo em erros e fazendo com que o projeto se torne adequado ao tema proposto, viável e completo. (ODEBRECHT, 2006, p.15)

Regras básicas como o tamanho do vão de uma viga, locação dos pilares e a experiência do projetista estrutural estão atrelados ao pré-dimensionamento e a escolha adequada desses elementos poderão facilitar o processo.

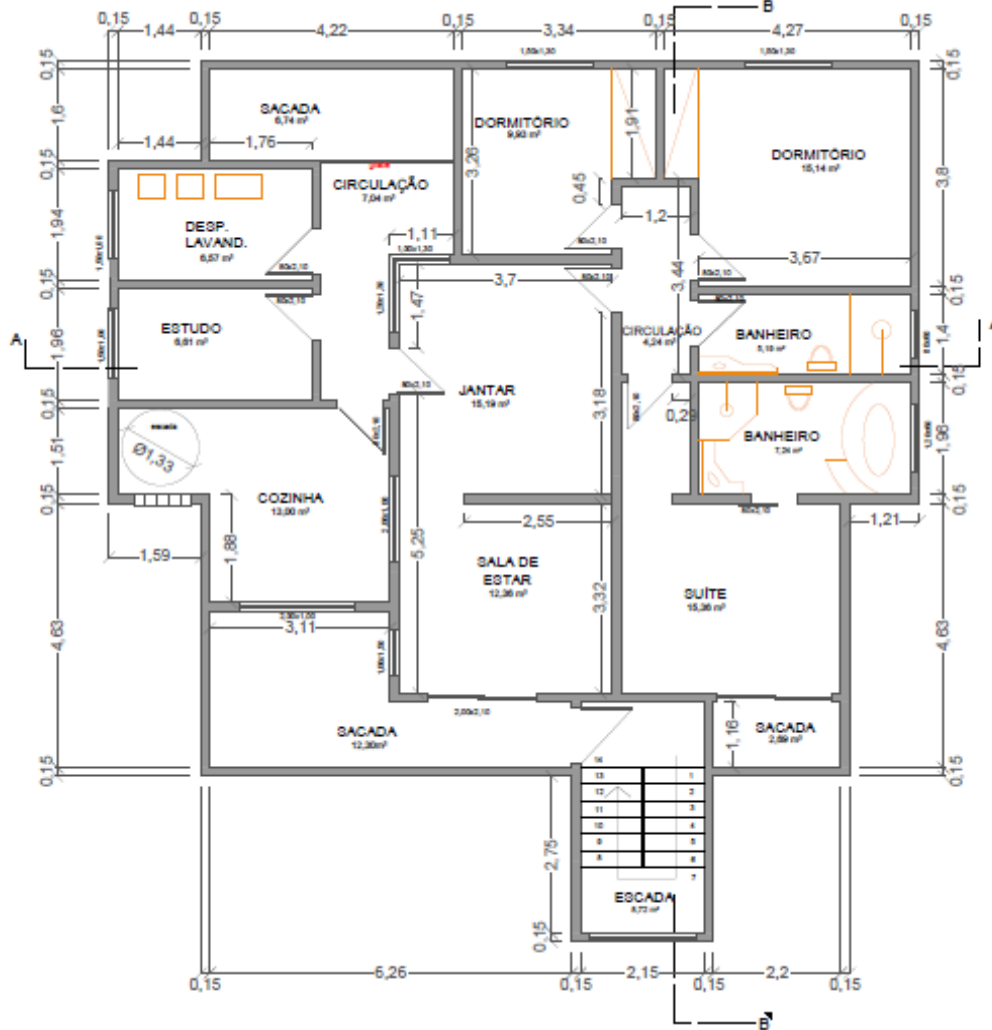
O projeto arquitetônico utilizado é uma planta baixa de uma edificação residencial de dois pavimentos com 306,45 m² no total, a qual será construída na cidade de Anta Gorda/RS, no vale do Taquari. O pé direito da edificação será de 2,60m. A planta baixa do pavimento térreo e do segundo pavimento estão na figura 2.1 e 2.2 bem como no apêndice A. A fachada e os cortes A-A' e B-B' estão na figura 2.3, 2.4 e 2.5.

Figura 2.1 – Planta baixa pavimento térreo.



(fonte: própria do autor)

Figura 2.2 – Planta baixa segundo pavimento.



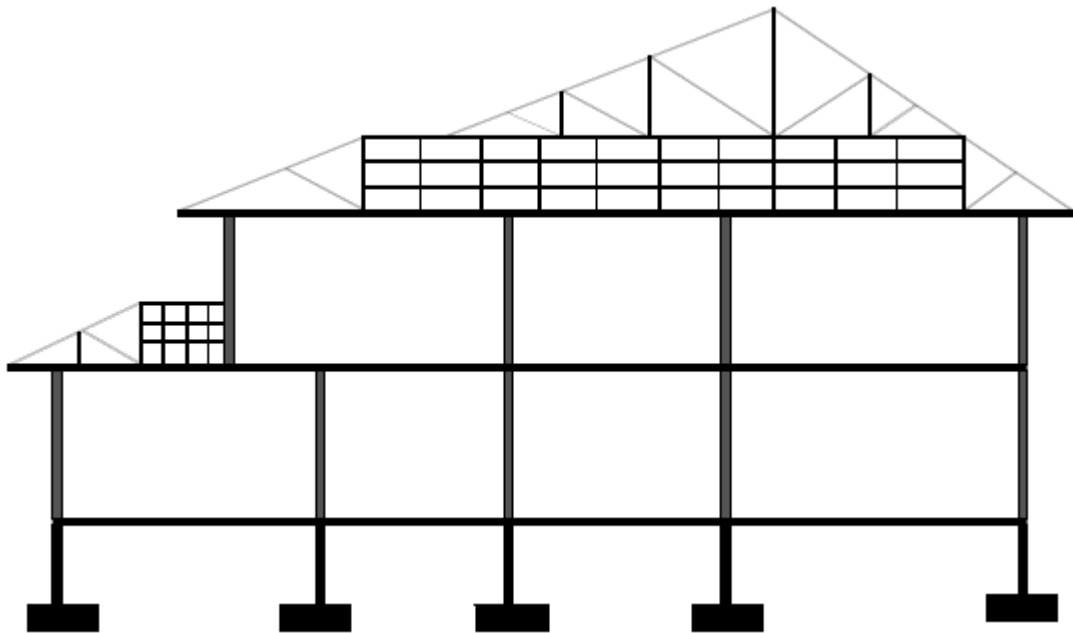
(fonte: própria do autor)

Figura 2.3 – Fachada projeto arquitetônico.



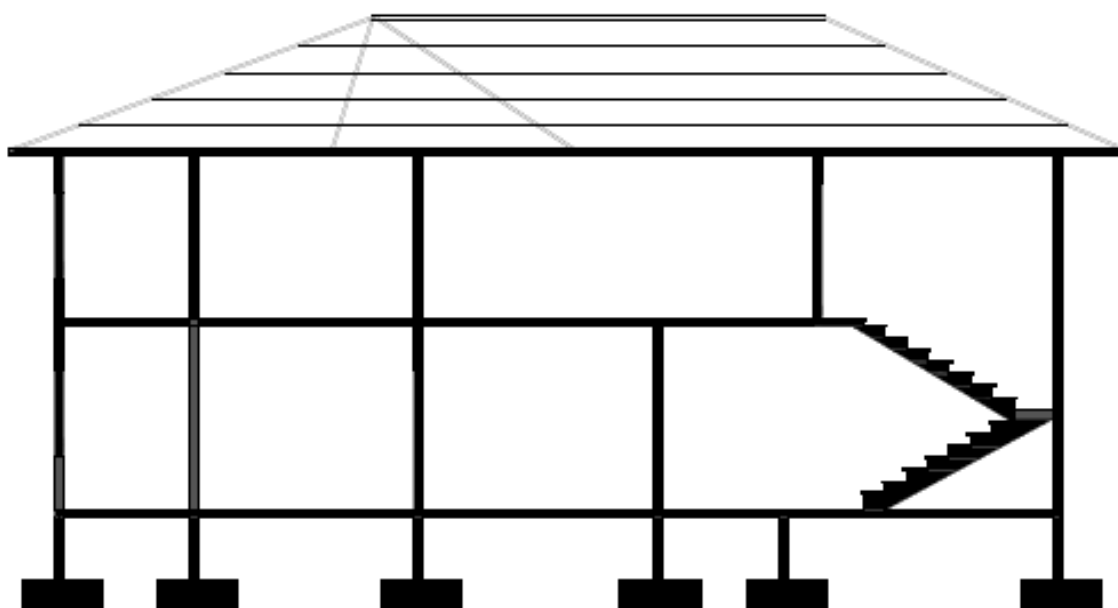
(fonte: própria do autor)

Figura 2.4 – Corte A-A' projeto arquitetônico.



(fonte: própria do autor)

Figura 2.5 – Corte B-B' projeto arquitetônico.



(fonte: própria do autor)

A residência terá duas garagens, para tal o pré-dimensionamento dos pilares das garagens deverá respeitar um vão mínimo para a entrada dos veículos. Outra questão do pré-dimensionamento é a existência de uma escada circular em uma das garagens para o acesso ao segundo pavimento. Essa escada deverá ser alocada a uma distância a qual não dificulte a entrada dos veículos.

3. AÇÕES A CONSIDERAR

A Norma NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 1) define as ações como causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.

Conforme descrito Norma NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 3), para o estabelecimento das regras de combinação das ações, estas são classificadas em três categorias: permanentes, variáveis, excepcionais.

3.1 AÇÕES PERMANENTES

Segundo a Norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 56), ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas permanentes as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor-limite constante.

As ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

São classificadas em:

- a) Ações permanentes diretas que são constituídas pelo peso próprio da estrutura, pelos pesos dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e dos empuxos permanentes.
- b) Ações permanentes indiretas que são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

3.2 AÇÕES VARIÁVEIS

A Norma NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 1) define as ações variáveis como ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção.

São classificadas em:

- a) Ações variáveis diretas que são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água, devendo-se respeitar as prescrições feitas por Normas Brasileiras específicas.
- b) Ações variáveis indiretas que são constituídas por variações uniformes de temperatura, variações não uniformes de temperatura e ações dinâmicas.

3.3 AÇÕES EXCEPCIONAIS

A Norma NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 2) define as ações excepcionais como ações que tem ação extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas.

3.4 CARGAS ACIDENTAIS

A Norma NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 2) define como cargas acidentais ações variáveis que atuam nas construções em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos, etc.).

3.5 MATERIAIS / CARGAS VERTICAIS

De acordo com a NBR 6120:1980, a qual se refere às cargas para o cálculo de estruturas de edificações, serão adotados os valores das tabelas 3.1 (peso específico dos materiais de construção) e 3.2 (valores mínimos das cargas verticais).

Tabela 3.1 – Peso específico dos materiais de construção.

Materiais		Peso específico aparente (KN/m ³)
Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos silico-calcáreos	20
Revestimentos e concretos	argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10
Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6120, 1980)

Tabela 3.2 – Valores mínimos das cargas verticais.

local		Carga (KN/m ²)
Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2
Escadas	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2,5
Forros	Sem acesso a pessoas	0,5
Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 KN por veículo.	3
Lavanderias	Incluindo equipamentos	3
Terraços	Sem acesso ao público	2
	Com acesso ao público	3
	Inacessível a pessoas	0,5

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6120, 1980)

3.6 ESTADOS-LIMITES

Uma estrutura de concreto armado deve atender aos requisitos de segurança, desempenho em serviço e durabilidade. Quando não atendido à segurança e ao desempenho em serviço a estrutura chegou a um estado limite que é definido como Estado Limite Último (ELU) ou Estado Limite de Serviço (ELS) respectivamente.

3.6.1 Estado-limite último

Araújo (2014a), define que estados limites últimos (ou de ruína) são aqueles relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralização, no todo ou em parte, do uso da estrutura.

A Norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 54), define que a segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- a) estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;

- b) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais;
- c) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) estado-limite último de colapso progressivo;
- f) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200;
- g) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
- h) outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

3.6.2 Estado-limite de serviço

Conforme a Norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 55), estados limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.

Araújo (2014a), define que estados limites de utilização (ou de serviço) correspondem aos estados em que a utilização da estrutura torna-se prejudicada, por apresentar deformações excessivas (incluindo deformações indesejáveis), ou por um nível de fissuração que compromete a sua durabilidade. Assim, no projeto de estruturas usuais de concreto armado, são considerados o estado limite de deformações excessivas e o estado limite de abertura de fissuras.

3.7 COMBINAÇÕES DE AÇÕES E AÇÕES DE CÁLCULO

Segundo a NBR 6118:2014 um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pre-estabelecido.

As combinações de ações devem ser feitas verificando o Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Serviço (ELS) determinando os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

As combinações de ações para o Estado Limite Último que será considerado é para combinações últimas normais e a equação foi extraída da NBR 6118:2014, conforme equação 3.1:

$$F_d = \gamma_g * F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} * F_{\varepsilon gk} + \gamma_q * (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} * F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} * \psi_{0\varepsilon} * F_{\varepsilon qk} \quad (3.1)$$

Sendo,

F_d = carga de cálculo;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q$ = coeficiente parcial de segurança;

$F_{gk}, F_{\varepsilon gk}$ = ações permanentes;

F_{qk} = ações variáveis diretas;

F_{q1k} = ação variável principal;

ψ_{0j} = demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;

Conforme descrito na NBR 6118:2014, a classificação das combinações de serviço podem ser:

a) quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas;

b) frequentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;

c) raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.

Combinações quase permanentes de serviço:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (3.2)$$

Combinações frequentes:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \psi_{1j} F_{q1,k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (3.3)$$

Combinações raras:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} F_{qj,k} \quad (3.4)$$

Sendo,

$F_{d,ser}$ = valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} = valor característico das ações variáveis principais diretas;

ψ_1 = fator de redução de combinação frequente para ELS;

ψ_2 = fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

A Norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 65), define os valores de γ e ψ , conforme segue:

Tabela 3.3 – Valores coeficiente γ .

Combinações de ações	Ações			
	Permanentes		Variáveis	
	D	F	G	T
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0

(fonte: Adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6118, 2014)

Sendo,

D = desfavorável;

F = favorável;

G = representa as cargas variáveis em geral;

T = temperatura;

^a = para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Tabela 3.4 – Valores coeficiente ψ .

Ações		Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longo períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b .	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longo períodos de tempo, ou de elevadas concentração de pessoas ^c .	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local.	0,6	0,5	0,3

(fonte: Adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6118, 2014, p.65)

Sendo,

^a = para os valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga;

^b = edifícios residenciais;

^c = edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Para a resistência de cálculo do concreto será aplicado um coeficiente de segurança à resistência do concreto que está previsto na NBR segundo a equação:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.5)$$

Sendo,

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão;

f_{ck} = resistência característica à compressão;

γ_c = coeficiente de minoração da resistência.

Para o aço será aplicado um coeficiente da mesma forma, mas com a equação:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.6)$$

Sendo,

f_{yd} = Tensão de escoamento de cálculo dos aços;

f_{yk} = tensão de escoamento característica;

γ_s = coeficiente de minoração.

Os coeficientes γ_c e γ_s são determinados na NBR 6118:2014 e seus valores são respectivamente 1,4 e 1,15 porque será considerado como carregamentos normais na estrutura.

A segurança estrutural será definida desde que:

$$R_d \geq S_d \quad (3.7)$$

Sendo,

R_d = Esforços resistentes no estado limite último, obtidos com as resistências de cálculo;

S_d = Esforços solicitantes de cálculo.

4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Conhecendo-se o projeto arquitetônico, a próxima fase será definir a posição dos pilares e vigas na planta baixa. Por uma questão de economia e praticidade, para definir a posição será levado em conta vãos entre vigas de 4 a 6 metros no máximo. As lajes serão maciças apoiadas nas vigas, que por sua vez serão apoiadas nos pilares.

Existem diversas técnicas propostas por autores para pré-dimensionar pilares, vigas, lajes e escadas desde fórmulas elaboradas que dependem do tipo de carregamento, estrutura e apoios até a própria experiência do projetista estrutural. Para o pré-dimensionamento do trabalho em questão serão adotadas fórmulas da Norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), livro curso de concreto armado, autor José Milton de Araújo e fórmulas estudadas em uma dissertação de mestrado (Melo, 2013).

O aço utilizado será o CA-50 e CA-60. Poderão ser utilizado qualquer um dos dois mencionados, dependendo dos cálculos o seu uso será definido posteriormente.

A edificação em questão estará situada no meio rural, portanto sua classificação será de grau I (conforme NBR 6118:2014), agressividade fraca e risco de deterioração da estrutura insignificante. A classe do concreto foi classificado como maior ou igual à C20 para lajes e C25 viga/pilar (tabela 7.2, p.20, NBR 6118:2014).

4.1 LAJES

4.1.1 Classificação

Embora as lajes tenham armaduras nas duas direções, baseado na ordem de grandeza delas, acostuma-se classificar-las em: lajes armadas em uma só direção e lajes armadas em duas direções.

As lajes armadas em uma direção são as que possuem uma relação entre o maior e o menor vão maior que 2 (denomina-se o maior vão como “b” e o menor como “a”) ou aquelas nas quais somente se dispõe de dois apoios paralelos.

$$\frac{b}{a} > 2 \quad (4.1)$$

As lajes armadas em duas direções são as que possuem uma relação entre o maior e o menor vão entre 1 e 2 (denomina-se o maior vão como “b” e o menor como “a”).

$$1 \leq \frac{b}{a} \leq 2 \quad (4.2)$$

Nas lajes armadas em uma direção, a armadura transversal é secundária e estimada como descrito na NBR 6118:2014 e na figura 4.1.

Figura 4.1 – Armadura transversal secundária.

Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\text{mín}}$
--	--

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6118, 2014)

O próximo objetivo é classificar os lados das lajes que estão engastados e apoiados, ou seja, todos os lados das lajes que são adjacentes (lajes contínuas) serão considerados como engastados e os demais como apoiados.

4.1.2 Espessura

A espessura mínima da laje é classificada segundo a NBR 6118:2014 como:

- a) Cobertura não em balanço: 7 cm;
- b) Lajes de piso não em balanço: 8 cm;
- c) Lajes em balanço: 10 cm.

4.1.3 Cargas

A classificação das cargas nas lajes são definidas como permanentes e variáveis pela equação:

$$p = g + q \quad (4.3)$$

Sendo,

p = carregamento uniformemente distribuído

g = cargas permanentes

q = cargas variáveis

As cargas que as lajes possuem são calculadas da seguinte forma:

a) Peso próprio da laje

$$Pp = \gamma * h \quad (4.4)$$

Sendo,

Pp = peso próprio da laje

γ = Peso específico do concreto (25 KN/m³)

h = altura da laje (em metros)

b) Revestimentos

Entre 0,8 e 1,5 KN/m² (conforme tabela 3.1), normalmente escolhido o valor de 1,0.

c) Alvenarias

Tijolos furados e maciços (conforme tabela 3.1)

d) Cargas acidentais

Depende do local da residência (conforme tabela 3.2)

A determinação da carga de serviço será pela combinação quase permanente das ações (equação 3.2).

4.2 VIGAS

4.2.1 Classificação

As vigas dimensionadas no trabalho em questão serão de seção retangular ou “T” e para o pré-dimensionamento será necessário estimar as dimensões da seção transversal. Segundo a NBR 6118:2014 a largura mínima da seção transversal de uma viga deve ser 12cm, salvo em casos especiais.

Araújo (2014b), define que nas vigas, as cargas mais frequentes são: peso próprio, peso das alvenarias, ações das lajes, ação das vigas e ação de pilares.

4.2.2 Cargas

- a) Peso próprio da viga – considerando como uma carga linear uniformemente distribuída segue a seguinte fórmula:

$$Pp = \gamma_c * A_c \quad (4.5)$$

Sendo,

Pp = Peso próprio da viga;

γ_c = Peso específico do concreto (25 KN/m³);

A_c = Área da seção transversal da viga em m².

- b) Peso das alvenarias – também considerando como uniformemente distribuída segue a seguinte fórmula:

$$Pa = \gamma_a * t * H \quad (4.6)$$

Sendo,

Pa = Peso das alvenarias;

γ_a = peso específico da alvenaria;

t = espessura;

H = altura da parede.

Araújo (2014e), demonstra que para o cálculo do peso das paredes deve-se descontar a parte da viga que fica embutida na mesma. Isto é feito adotando-se uma altura equivalente h_e para a parede, dada pela equação 4.7.

$$h_e = h - h_v * \frac{b}{t} \quad (4.7)$$

Sendo;

h_e = altura equivalente;

h = pé direito;

h_v = altura da viga;

b = largura da viga;

t = espessura da parede.

- c) Ações das lajes – para a distribuição dos pesos das lajes o método do item 14.7.6.1 da NBR 6118:2014 elenca que:

Para o cálculo das reações de apoio das lajes maciças retangulares com carga uniforme, podem ser feitas as seguintes aproximações:

a) as reações em cada apoio são as correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios determinados através das charneiras plásticas correspondentes à análise efetivada com os critérios de 14.7.4, sendo que essas reações podem ser, de maneira aproximada, consideradas uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio;

b) quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices, com os seguintes ângulos: .

— 45° entre dois apoios do mesmo tipo;

— 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;

— 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Araújo (2014b), apresenta que usualmente as ações das lajes sobre as vigas são consideradas como cargas uniformemente distribuídas. Assim, pode-se considerar que as reações de apoio das lajes sejam uniformemente distribuídas.

- d) Ação de vigas: quando há viga apoiada em viga será considerado a reação de apoio da viga secundária.
- e) Ação de pilares: quando um pilar “nasce” em um andar acima das fundações, ele se apoia em uma viga de transição que, por sua vez, recebe uma carga concentrada igual à força normal do pilar.

Araújo (Aulas), define que as reações de apoio das lajes não são uniformes o que pode levar uma solução contrária à segurança. Para corrigir esse problema será adotado a metodologia de desprezar as aberturas de portas e janelas, considerando que as paredes são fechadas até o teto.

4.2.3 Vãos teóricos

Araújo (2014b), define vão teórico (ou vão de cálculo) como a distância entre os centros de apoios. Nas vigas em balanço, o comprimento teórico é o comprimento da extremidade livre até o centro do apoio. Entretanto, de acordo com a NBR 6118:2014, não é necessário adotar valores maiores que os seguintes:

- a) Em viga biapoiada: o vão l_o acrescido de $0,6h$, onde h é a altura da seção da viga;
- b) Em vão de viga contínua: o vão livre acrescido de $0,6h$, sendo h a altura da seção no vão considerado.

Essas reduções levam a uma economia significativa, quando os apoios são largos. Para apoios estreitos, pode-se adotar como vão de cálculo a distância entre os centros de apoios.

4.2.4 Largura da seção transversal e altura da viga

Um método de referência é proposto por Melo (2013, p. 28) para uma largura (b_w), adotando-se os seguintes valores dependendo do tamanho do vão:

- a) 12 cm para vão ≤ 4 m;

b) 20 cm para $4 \text{ m} \leq \text{vão} \leq 8 \text{ m}$;

c) 25 a 30 cm para $\text{vão} > 8 \text{ m}$.

Para a altura da viga será usado a seguinte equação:

$$h = \frac{L}{10} \quad (4.8)$$

Sendo,

h = altura da viga;

L = vão.

Outra forma para o pré-dimensionamento de vigas é analisar o valor da flecha máxima, que segundo Melo (2013):

$$f_{\text{máx}} \leq 0,7 * f_{\text{lim}} \quad (4.9)$$

Sendo,

$f_{\text{máx}}$ = maior valor da flecha;

f_{lim} = flecha admissível pela norma.

4.3 PILARES

A dimensão mínima da seção transversal para os pilares, conforme consta na NBR 6118:2014, será de 19 cm e a área superior a 360 cm². Todos os pilares terão seção retangular.

A NBR 6118:2014 permite dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , especificado na figura 4.2.

Figura 4.2 – Coeficiente adicional γ_n .

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

onde
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$;
 b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 79)

Inicialmente será resolvido o cálculo das reações de apoio das vigas que chegam aos pilares. As cargas serão acumuladas do topo da edificação até o nível das fundações. O peso próprio dos pilares será somado as reações de apoio das vigas resultando em uma carga total por pilar. Para a distribuição das cargas das vigas aos pilares será utilizado o método das charneiras conforme especificado no capítulo 4.1.

A classificação dos pilares irá depender do seu posicionamento na estrutura, podendo ser de extremidade, intermediário ou de canto.

Os pilares intermediários servem de apoios para as vigas e os momentos que essas vigas transmitem são pequenos e podem ser desprezados.

Os pilares de extremidade servem de apoios para as vigas e os momentos são obtidos resolvendo-se o pórtico ao qual está vinculado o pilar e a viga, porém segundo a NBR 6118:2014 pode-se fazer um cálculo aproximado seguindo as equações abaixo.

a) Pilar inferior ao nó:

$$M_{inf} = M_{eng} * \frac{r_{inf}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{vig}} \quad (4.10)$$

b) Pilar superior ao nó:

$$M_{sup} = M_{eng} * \frac{r_{sup}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{vig}} \quad (4.11)$$

c) Coeficientes de rigidez:

$$r_{vig} = 4 * \frac{I_{vig}}{l_{vig}} \quad (4.12)$$

$$r_{sup} = 6 * \frac{I_{sup}}{l_{sup}} \quad (4.13)$$

$$r_{inf} = 6 * \frac{I_{inf}}{l_{inf}} \quad (4.14)$$

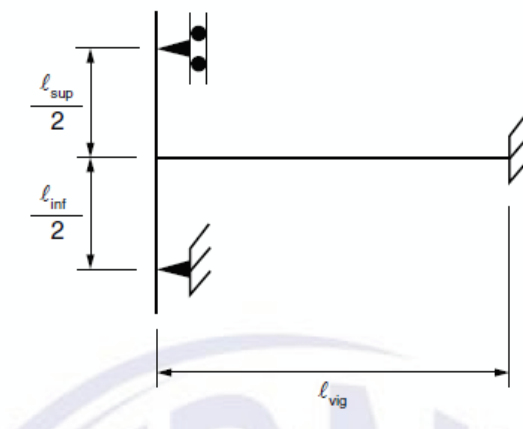
Sendo,

M_{eng} = momento de engastamento perfeito;

r = coeficiente de rigidez;

l = vão.

Figura 4.3 – Aproximação em apoios extremos.



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 94)

Ainda, segundo Bastos (2017), é possível utilizar as seguintes formulações para edificações de pequeno porte:

a) Pilar intermediário.

$$Ac = \frac{N_d}{0,5 * f_{ck} + 0,4} \quad (4.15)$$

b) Pilar de extremidade e de canto.

$$A_c = \frac{1,50 * N_d}{0,5 * f_{ck} + 0,4} \quad (4.16)$$

Sendo,

A_c = área da seção transversal;

N_d = carregamento de cálculo do pilar;

f_{ck} = resistência característica do concreto.

4.4 ESCADAS

O projeto terá duas escadas, sendo que a principal será do tipo escada com vãos paralelos (irá apresentar dois vãos paralelos). O elemento resistente da escada será uma laje armada longitudinalmente, o concreto a ser utilizado será o C25 e o aço CA-50. Os degraus não terão função estrutural.

Conforme José Milton de Araújo, as dimensões recomendadas são:

- a) Largura da escada: secundária ou de serviço (70 a 90 cm). Edifícios residenciais (120 cm);
- b) Altura do degrau: entre 16 cm e 19 cm;
- c) Largura do degrau: entre 26 cm e 32 cm.

O número de degraus será definido com uma relação entre altura de piso a piso e a altura de um degrau:

$$n = \frac{H}{e} \quad (4.17)$$

Sendo,

n = número de degraus;

H = altura de piso a piso;

e = altura de um degrau.

Conforme Américo Campos filho (aulas), a espessura da laje pode ser definida pela seguinte tabela:

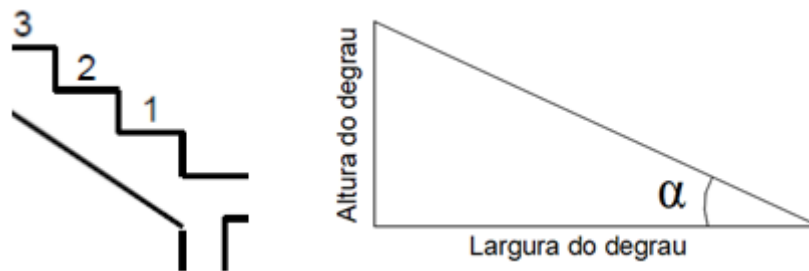
Tabela 4.1 – Espessura laje escada.

Vão	Espessura
$l \leq 3 \text{ m}$	10 cm
$3 \text{ m} < l \leq 4 \text{ m}$	12 cm
$4 \text{ m} < l \leq 5 \text{ m}$	14 cm

(fonte: aulas prof. Américo Campos Filho)

A inclinação da escada será calculada por trigonometria, conforme figura 4.4:

Figura 4.4 – Inclinação da escada.



(fonte: própria do autor)

$$tg\alpha = \frac{\textit{altura do degrau}}{\textit{largura do degrau}} \quad (4.18)$$

A espessura da laje medida na vertical será:

$$h_1 = \frac{h}{\cos\alpha} \quad (4.19)$$

Sendo;

h_1 = espessura da laje medida na vertical;

h = espessura da laje adotada;

A espessura média da laje, incluindo os degraus será:

$$h_m = h_1 + \frac{e}{2} \quad (4.20)$$

Sendo;

h_m = espessura média da laje com os degraus;

h_1 = espessura da laje medida na vertical;

e = altura de um degrau.

O vão da escada será calculado pela seguinte fórmula:

$$l = 2 * \frac{L}{2} + lp + n * ld \quad (4.21)$$

Sendo,

l = vão da escada;

L = Espessura da viga;

lp = largura do peitoril;

n = número de degraus;

ld = largura do degrau.

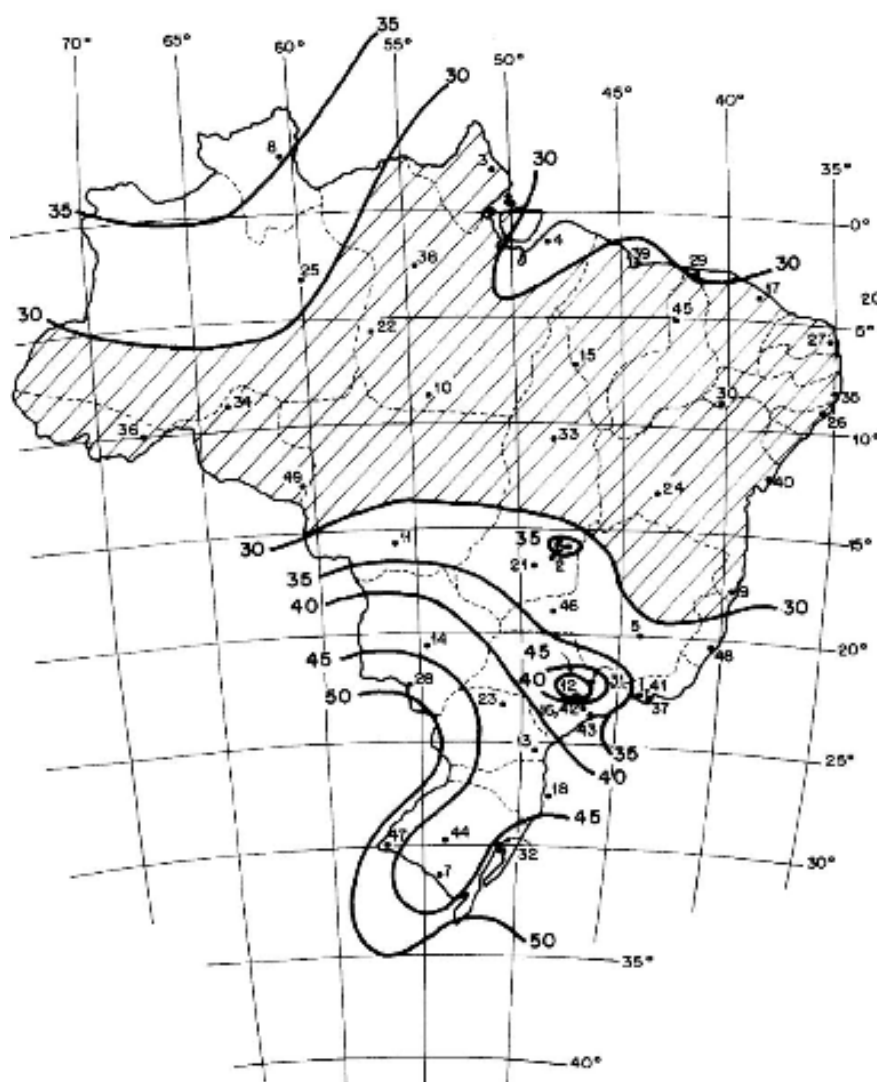
A composição das cargas será formada pelo peso próprio, carga do parapeito, revestimentos, reboco e sobrecarga.

5. CARGAS DEVIDO AO VENTO

Para determinadas regiões o vento deve ser considerado no cálculo de estruturas e a norma brasileira técnica que regulamente as cargas devido ao vento é a NBR 6123:1988 que trata das forças devidas ao vento em edificações.

Primeiramente é fundamental conhecer a velocidade do vento, para tanto a NBR 6123:1988 caracteriza a velocidade básica do vento (V_0) como a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. A norma técnica também fornece um gráfico de isopletas para o vento (V_0) de cada região em m/s.

Figura 5.1 – Gráfico de isopletas.



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6123, 1988)

Podemos ter duas regiões ao qual o vento irá atingir a edificação:

- a) Barlavento: Região de onde sopra o vento, em relação à edificação;
- b) Sotavento: Região oposta àquela de onde sopra o vento, em relação à edificação;

A velocidade característica do vento (V_k) será determinada pela equação 5.1:

$$V_k = V_o * S_1 * S_2 * S_3 \quad (5.1)$$

Sendo,

V_k = velocidade característica do vento;

V_o = velocidade básica do vento;

S_1 = fator topográfico;

S_2 = rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 = fator de uso da edificação.

5.1 FATOR TOPOGRÁFICO – S_1

O fator topográfico (S_1) classifica a forma do relevo do terreno como:

- a) Terreno plano ou fracamente acidentado ($S_1 = 1$);
- b) Taludes e morros dependem do local onde a edificação será construída. A norma estabelece para morros na parte de sopé e para taludes na parte superior ($S_1 = 1$). Para as regiões mais acidentadas dos morros e mais inferior para os taludes irá depender do ângulo de inclinação, podendo assumir valores maiores ou iguais a 1 a favor da segurança.
- c) Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção ($S_1 = 0,9$).

5.2 RUGOSIDADE DO TERRENO, DIMENSÕES DA EDIFICAÇÃO E ALTURA SOBRE O TERRENO – S_2

Para o cálculo do fator S_2 deverá ser feito uma combinação de efeitos sobre a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno.

5.2.1 Rugosidade do terreno

A rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias:

- a) Categoria I: Superfícies lisas de grande dimensões, com mais de 5 Km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Para esta categoria aplica-se mar calmo, lagos e rio e pântanos sem vegetação.
- b) Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados tais como árvores e edificações baixas. Exemplos de aplicação são zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias e charnecas, fazendas sem sebes ou muros.
- c) Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos tais como sebes e muros, pouco quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos de aplicação são granjas e casas de campo (sem matos), fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios com casas baixas e esparsas.
- d) Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona florestal, industrial ou urbanizada.
- e) Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

5.2.2 Dimensões da edificação

As dimensões da edificação considera características construtivas ou estruturais que originem pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação. São classificadas em três classes:

- a) Classe A: toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 metros;
- b) Classe B: toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros;
- c) Classe C: Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros;

5.2.3 Altura sobre o terreno

A altura sobre o terreno é a altura da edificação (Z) que será utilizada na equação 5.2 para determinar o fator S_2 :

$$S_2 = b * Fr * \left(\frac{Z}{10}\right)^P \quad (5.2)$$

Sendo,

$b = F_r = p$ = Fatores que dependem da rugosidade do terreno e dimensões da edificação. Encontram-se em forma de tabela na norma técnica;

Z = altura da edificação.

5.3 FATOR DE USO DA EDIFICAÇÃO – S_3

O fator S_3 considera o grau de segurança para a vida útil da edificação. Ele leva em conta se a edificação construída será destinada por exemplo a hospitais, quartéis, hotéis, residências, etc. O valor varia entre 0,83 e 1,10, sendo que está tabelado na referida norma para cada tipo de edificação.

5.4 PRESSÃO DINÂMICA

Após o cálculo dos fatores S_1 , S_2 e S_3 e a velocidade básica do vento (V_o) de acordo com a localização da edificação é obtido o valor da velocidade característica do vento (V_k). Com esse valor será obtido a pressão dinâmica através da equação 5.3:

$$V_k = V_o * S_1 * S_2 * S_3 \quad (5.3)$$

Definida a velocidade característica, a pressão dinâmica do vento (q) será determinada pela equação 5.4:

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (5.4)$$

5.5 COEFICIENTES DE FORÇA

A soma vetorial da força global do vento segue a equação 5.5:

$$F_a = C_a * q * A_e \quad (5.5)$$

Sendo,

F_a = força de arrasto;

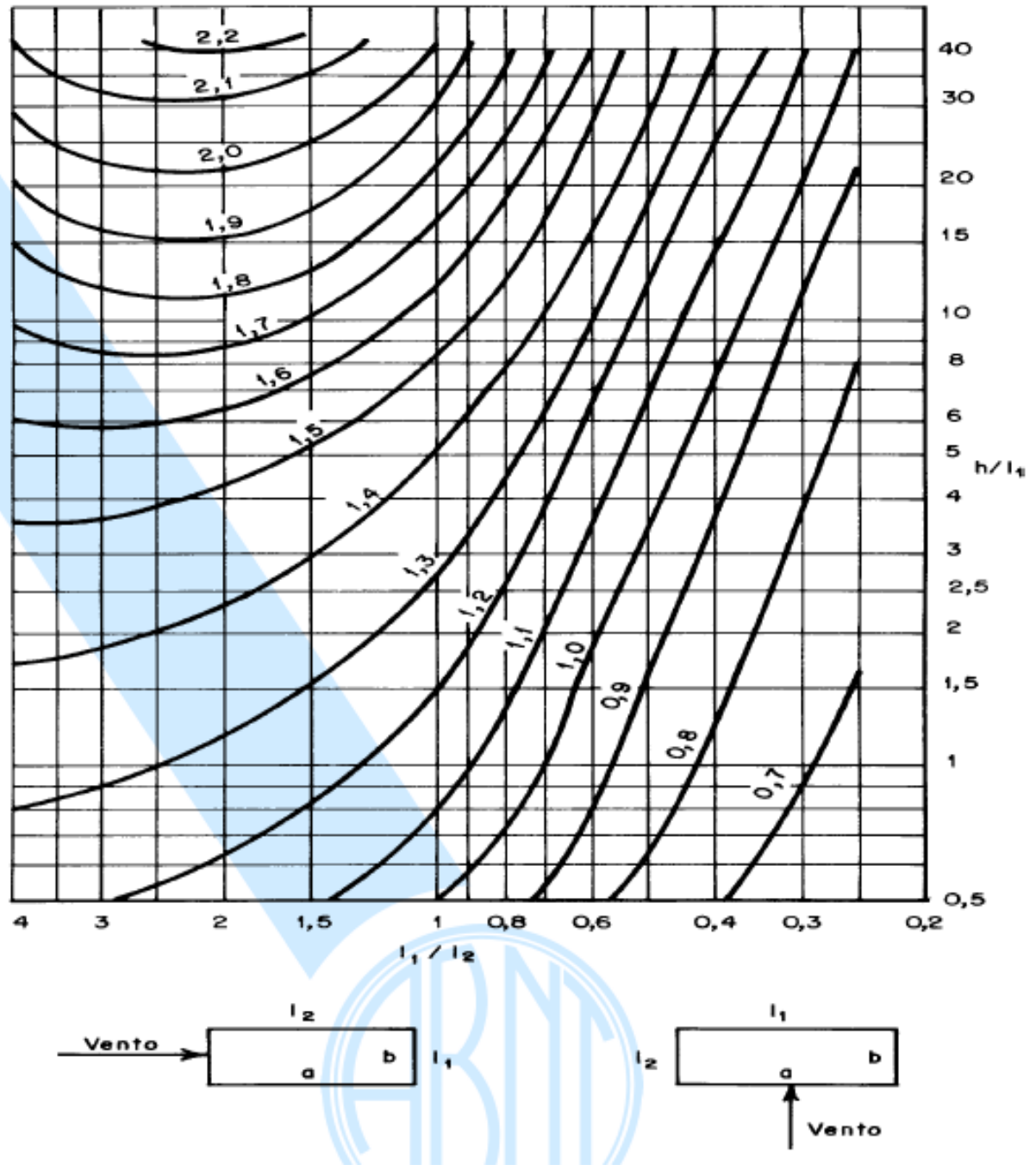
C_a = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica

A_e = área frontal efetiva

O coeficiente de arrasto (C_a) será definido conforme figura presente na NBR 6123:1988 e demonstrada abaixo:

Figura 5.2 – Coeficiente de arrasto.



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6123, 1988)

5.6 EXCENRICIDADES

As excentricidades causadas pelo vento por efeitos de vizinhança seguem as equações 5.6, 5.7, 5.8 e 5.9.

a) Edificações sem efeito de vizinhança.

$$e_a = 0,075 * a \quad (5.6)$$

$$e_b = 0,075 * b \quad (5.7)$$

b) Edificações com efeitos de vizinhança

$$e_a = 0,15 * a \quad (5.8)$$

$$e_b = 0,15 * b \quad (5.9)$$

Sendo,

e_a = excentricidade medido na direção do lado maior “a”.

e_b = excentricidade medido na direção do lado menor “b”.

6. CÁLCULO E DETALHAMENTO DAS LAJES

6.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO PARA LAJES

No capítulo 4 foram descritas as características da edificação definindo a classe de agressividade e o risco à deterioração como classificação de grau I.

A NBR 6118:2014 define que a relação água/cimento para a classe de agressividade I é 0,65 e a resistência característica à compressão do concreto de no mínimo 20 Mpa (a escolha para esse projeto foi de 25 Mpa).

A durabilidade das estruturas é dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura (será utilizado no projeto 25 mm, levando em consideração que a NBR 6118:2014 especifica o valor mínimo de 20 mm para a classe de agressividade ambiental I).

A NBR 6118:2014 define a equação 6.1 para dimensão máxima de agregado graúdo.

$$d_{m\acute{a}x} = 1,2 * c_{nom} \quad (6.1)$$

Sendo;

$d_{m\acute{a}x}$ = diâmetro máximo do agregado;

c_{nom} = cobrimento nominal.

O valor do diâmetro máximo segundo a equação 6.1 é 30 mm, porém levando em consideração os espaçamentos entre as armaduras, foi escolhido o valor de 14 mm para esse projeto.

O valor de massa específica do concreto escolhido será de 25 KN/m³.

A equação para o módulo de elasticidade é (considerando f_{ck} de 20 a 50 MPa):

$$E_{ci} = 0,85 * \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (6.2)$$

Sendo,

E_{ci} = Módulo de elasticidade;

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

f_{ck} = resistência característica à compressão.

O valor de α_E considerado será de 1,2, para basalto e diabásio.

O coeficiente de Poison será de 0,2.

Na tabela 6.1 estão os valores considerados para os cálculos das lajes.

Tabela 6.1 – Propriedades do concreto nas lajes.

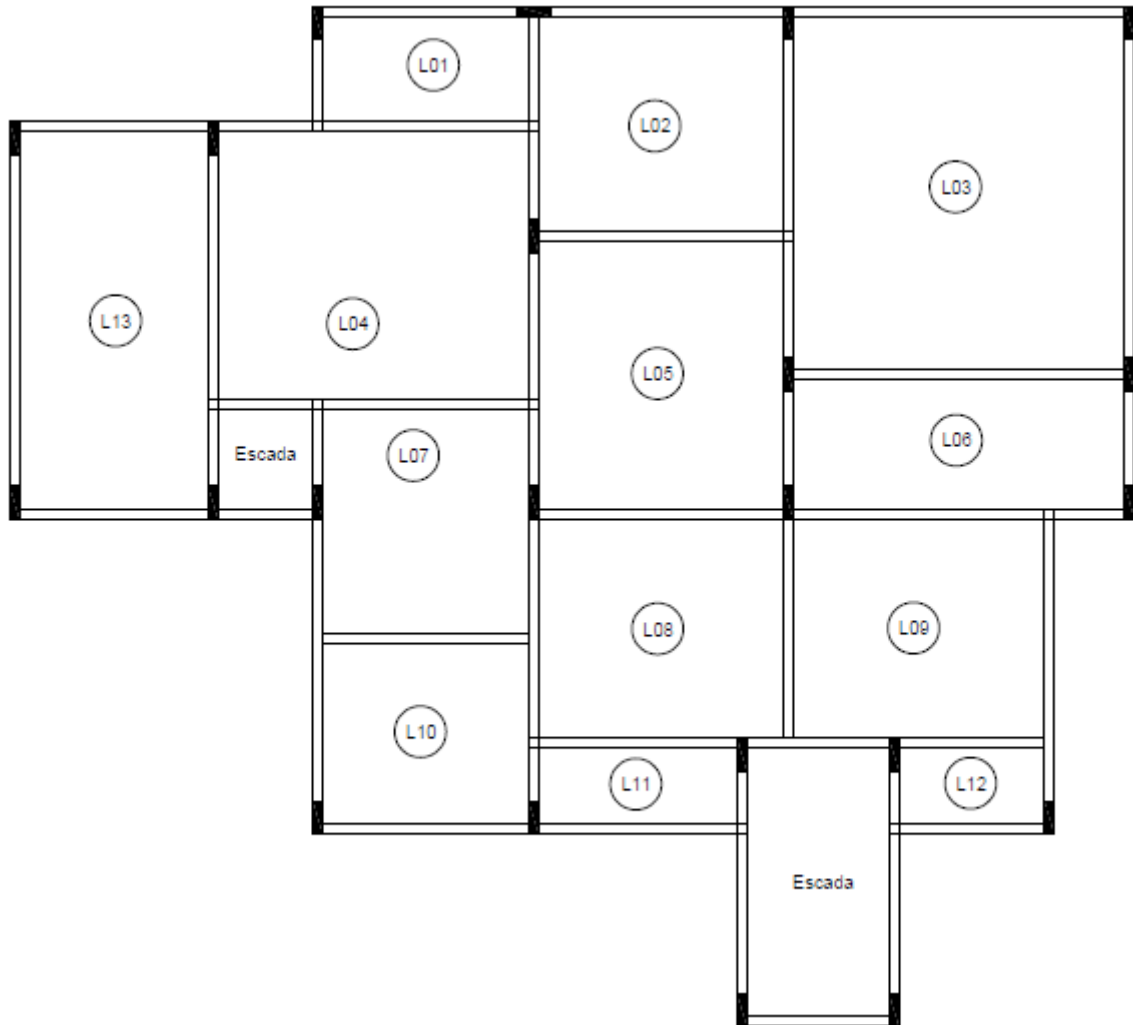
α_E	1,20
ν	0,20
E_{ci} (MPa)	33600,00
α_i	0,86
E_{cs} (MPa)	28980,00
E_{cs} (KN/m ²)	28980000,00
f_{ck}	25
CA	500
D (KN/m)	2.515,62

(fonte: própria do autor)

6.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

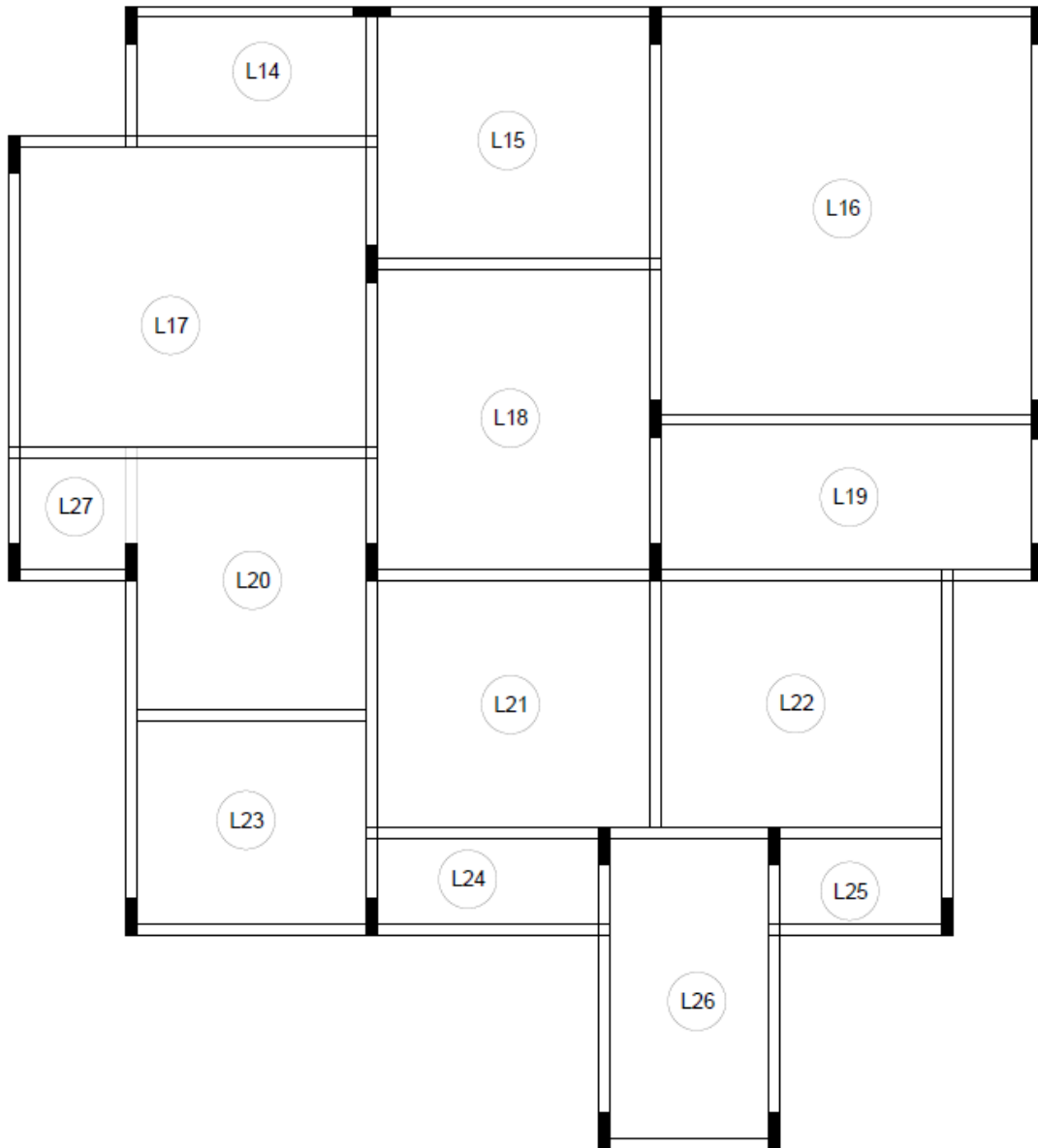
A partir da planta baixa foram definidas nomenclaturas para cada laje do segundo pavimento e cobertura e demonstradas na figura 6.1 e 6.2 respectivamente.

Figura 6.1 – Nomenclatura das lajes do segundo pavimento.



(fonte: própria do autor)

Figura 6.2 – Nomenclatura das lajes da cobertura.



(fonte: própria do autor)

Algumas premissas serão adotadas afim de simplificar os cálculos de vinculação das lajes, tais como:

- a) Lajes 04, 07 e 20 serão consideradas como contínuas nos 4 lados.
- b) Laje 06, 17 e 26 será contínua em 3 lados.

A partir da nomenclatura e dos valores dos vãos foram definidas as classificações de cada laje, conforme mostra a tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Classificação das lajes.

Laje	Menor vão "a"	Maior vão "b"	b/a	Classificação
L 01	1,75	3,26	1,87	Armada em duas direções
L 02	3,41	3,85	1,13	Armada em duas direções
L 03	5,16	5,50	1,07	Armada em duas direções
L 04	4,20	4,85	1,15	Armada em duas direções
L 05	3,85	4,20	1,09	Armada em duas direções
L 06	2,11	5,16	2,45	Armada em uma direção
L 07	3,26	3,54	1,08	Armada em duas direções
L 08	3,47	3,85	1,11	Armada em duas direções
L 09	3,47	3,95	1,14	Armada em duas direções
L 10	2,89	3,26	1,13	Armada em duas direções
L 11	1,31	3,15	2,41	Armada em uma direção
L 12	1,31	2,35	1,80	Armada em duas direções
L 13	3,00	5,86	1,95	Armada em duas direções
L 14	1,75	3,26	1,87	Armada em duas direções
L 15	3,41	3,85	1,13	Armada em duas direções
L 16	5,16	5,50	1,07	Armada em duas direções
L 17	4,20	4,85	0,87	Armada em duas direções
L 18	3,85	4,20	1,09	Armada em duas direções
L 19	2,11	5,16	2,45	Armada em uma direção
L 20	3,26	3,54	1,08	Armada em duas direções
L 21	3,47	3,85	1,11	Armada em duas direções
L 22	3,47	3,95	1,14	Armada em duas direções
L 23	2,89	3,26	1,13	Armada em duas direções
L 24	1,31	3,15	2,41	Armada em uma direção
L 25	1,31	2,35	1,80	Armada em duas direções
L 26	2,30	4,21	1,83	Armada em duas direções
L 27	1,59	1,66	1,05	Armada em duas direções

(fonte: própria do autor)

A seguir foram definidas as espessuras das lajes e as cargas das paredes que estão sobre elas (não serão descontados valores de portas e janelas a favor da segurança). Os valores estão apresentados na tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Cargas de paredes sobre as lajes do segundo pavimento.

Pé direito	2,6 m
Alv. Tij. Furado	13 KN/m ³
Espesura Tijolo	0,15 m

Laje	Altura da laje (m)	Área da laje (m ²)	Altura das paredes (m)	Paredes (m)				Soma Paredes (m)	Área bruta (m ²)	Peso Total (KN)	Carga uniforme (KN/m ²)
L 01	0,1	5,71	2,5					0,00	0,00	0,00	0,00
L 02	0,1	13,12	2,5	3,26				3,26	8,14	15,88	1,21
L 03	0,1	28,40	2,5	1,91	1,20	3,44	3,67	10,22	25,55	49,82	1,75
L 04	0,1	20,37	2,5	4,05	3,35			7,40	18,50	36,08	1,77
L 05	0,1	16,17	2,5					0,00	0,00	0,00	0,00
L 06	0,1	10,88	2,5	2,11				2,11	5,27	10,27	0,94
L 07	0,1	11,55	2,5					0,00	0,00	0,00	0,00
L 08	0,1	13,36	2,5					0,00	0,00	0,00	0,00
L 09	0,1	13,71	2,5					0,00	0,00	0,00	0,00
L 10	0,1	9,44	2,5					0,00	0,00	0,00	0,00
L 11	0,1	4,11	2,5					0,00	0,00	0,00	0,00
L 12	0,1	3,07	2,5					0,00	0,00	0,00	0,00
L 13	0,1	17,58	2,5					0,00	0,00	0,00	0,00

(fonte: própria do autor)

O último critério do pré-dimensionamento refere-se a definição das cargas permanentes, acidentais e quase permanentes. Os valores para as lajes do segundo pavimento e cobertura estão descritos na tabela 6.4 e 6.5 respectivamente.

Para a cobertura algumas premissas foram adotadas:

- a) Sobre a laje 18 será instalada uma caixa d'água de 1000 litros.
- b) (Tégula) disponibiliza o valor do peso com a estrutura para as telhas do tipo plana.

Tabela 6.4 – Cargas permanentes, acidentais e quase permanentes das lajes do segundo pavimento.

Laje	Espes- sura da laje (m)	Cargas						
		Permanentes				Aciden- tais	Total Per- ma- nente/Aci- dental	Quase perma- nentes
		Peso próprio (KN/m ²)	Revesti- mento (KN/m ²)	Alvena- ria (KN/m ²)	g (KN/m ²)	q (KN/m ²)	p = g + q (KN/m ²)	g + 0,3*q (KN/m ²)
L 01	0,1	2,5	1	0,00	3,50	1,5	5,00	3,95
L 02	0,1	2,5	1	1,21	4,71	1,5	6,21	5,16
L 03	0,1	2,5	1	1,75	5,25	1,5	6,75	5,70
L 04	0,1	2,5	1	1,77	5,27	2	7,27	5,87
L 05	0,1	2,5	1	0,00	3,50	1,5	5,00	3,95
L 06	0,1	2,5	1	0,94	4,44	1,5	5,94	4,89
L 07	0,1	2,5	1	0,00	3,50	1,5	5,00	3,95
L 08	0,1	2,5	1	0,00	3,50	1,5	5,00	3,95
L 09	0,1	2,5	1	0,00	3,50	1,5	5,00	3,95
L 10	0,1	2,5	1	0,00	3,50	1,5	5,00	3,95
L 11	0,1	2,5	1	0,00	3,50	1,5	5,00	3,95
L 12	0,1	2,5	1	0,00	3,50	1,5	5,00	3,95
L 13	0,1	2,5	1	0,00	3,50	2	5,50	4,10

(fonte: própria do autor)

Tabela 6.5 – Cargas permanentes, acidentais e quase permanentes das lajes da cobertura.

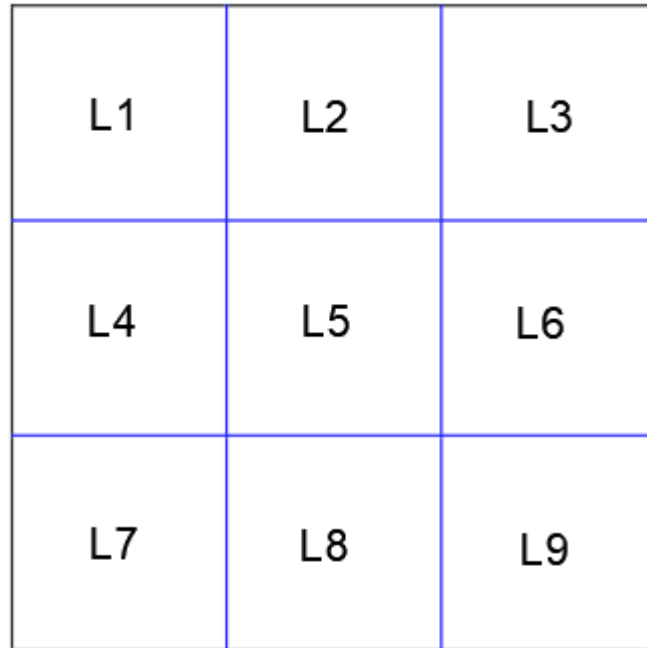
Laje	Espes- sura da laje (m)	Cargas						
		Permanentes				Aciden- tais	Total Per- ma- nente/Aci- dental	Quase perma- nente
		Peso próprio (KN/m ²)	Revesti- mento (KN/m ²)	Telhado / Caixa d'água (KN/m ²)	g (KN/m ²)	q (KN/m ²)	p = g + q (KN/m ²)	g + 0,3*q (KN/m ²)
L 14	0,1	2,5	1	0,60	4,10	0,5	4,60	4,25
L 15	0,1	2,5	1	0,60	4,10	0,5	4,60	4,25
L 16	0,1	2,5	1	0,60	4,10	0,5	4,60	4,25
L 17	0,1	2,5	1	0,60	4,10	0,5	4,60	4,25
L 18	0,1	2,5	1	2,10	5,60	0,5	6,10	5,75
L 19	0,1	2,5	1	0,60	4,10	0,5	4,60	4,25
L 20	0,1	2,5	1	0,60	4,10	0,5	4,60	4,25
L 21	0,1	2,5	1	0,60	4,10	0,5	4,60	4,25
L 22	0,1	2,5	1	0,60	4,10	0,5	4,60	4,25
L 23	0,1	2,5	1	0,60	4,10	0,5	4,60	4,25
L 24	0,1	2,5	1	0,60	4,10	0,5	4,60	4,25
L 25	0,1	2,5	1	0,60	4,10	0,5	4,60	4,25
L 26	0,1	2,5	1	0,60	4,10	0,5	4,60	4,25
L 27	0,1	2,5	1	0,60	4,10	0,5	4,60	4,25

(fonte: própria do autor)

6.3 APOIOS DAS LAJES

Embora a situação real seja mais complexa, costuma-se classificar os apoios das lajes em três configurações: lajes com apoios simples, engaste perfeito e bordo livre. A figura 6.3 ilustra quando acontece cada um desses casos:

Figura 6.3 – Representação apoios.



Legenda:

- Apoio simples
- Engaste Perfeito
- - - Bordo Livre

(fonte: própria do autor)

Deste modo quando as lajes estão apoiadas sobre as paredes ou vigas rígidas, calcula-se as lajes separadamente (a figura 6.3 foi separado em 9 lajes). As considerações a seguir devem ser satisfeitas para esse cálculo:

- a) Bordos internos: continuidade com lajes vizinhas (adjacentes), como por exemplo a laje 1 e 2 da figura 6.3 de representação de apoios. Considera-se como engaste perfeito para esses casos (para tanto as rotações em θ_x e θ_y são nulos).

- b) Bordos externos: na figura 6.3 de representação de apoios está identificado nas linhas de cor preta. Considera-se apoios simples para esses casos.

Araújo (2014b), demonstra os cálculos dos momentos fletores e as reações das lajes como para uma viga de largura unitária, segundo a direção do vão menor:

- a) Caso 1: lajes com dois apoios simples;
- b) Caso 2: lajes com um engaste e um apoio simples;
- c) Caso 3: lajes com dois engastes
- d) Caso 4: Lajes com um engaste e um bordo livre

As fórmulas para cada caso estão na tabela 6.6.

Tabela 6.6 – Cálculo dos momentos fletores e reações em lajes.

Caso	M (KN/m)	Me (KN/m)	Ry (KN)	Rye (KN)	k
1	$M = \frac{p * lx^2}{8}$		$Ry = \frac{p * lx}{2}$		5
2	$M = \frac{p * lx^2}{14,22}$	$Me = -\frac{p * lx^2}{8}$	$Ry = \frac{3 * p * lx}{8}$	$Rye = \frac{5 * p * lx}{8}$	2
3	$M = \frac{p * lx^2}{24}$	$Me = -\frac{p * lx^2}{12}$		$Rye = \frac{p * lx}{2}$	1
4		$Me = -\frac{p * lx^2}{2}$		$Rye = p * lx$	48

(fonte: Adaptado de aulas prof. José Milton de Araújo)

6.4 CÁLCULO DAS FLECHAS, REAÇÕES E ESFORÇOS

Araújo (2014b), indica que para edifícios residenciais e de escritórios é possível limitar a flecha provocada pela totalidade das cargas pelo fato da carga acidental ser pequena em relação à carga permanente.

As flechas devem ser calculadas para a combinação quase permanente do carregamento.

Para satisfazer as exigências quanto a deformação o valor da flecha admissível precisa ser maior que o valor da flecha final.

A flecha admissível é calculada como:

$$W_{adm} = \frac{l}{250} \quad (6.3)$$

Sendo,

W_{adm} = flecha admissível;

l = o menor vão da laje.

Para as lajes armadas em uma direção, o cálculo da flecha inicial segue a seguinte fórmula:

$$W_o = \frac{k}{384} * \frac{P * lx^4}{D} \quad (6.4)$$

Sendo,

W_o = Flecha inicial;

k = coeficiente retirado da tabela 6.6;

P = carga quase permanente;

lx = menor vão da laje;

D = rigidez à flexão.

Para as lajes armadas em duas direções, a flecha inicial será calculada como:

$$W_o = \frac{P * lx^4 * wc}{1000 * D} \quad (6.5)$$

Sendo;

W_o = Flecha inicial;

P = carga quase permanente;

l_x = menor vão da laje;

w_c = coeficiente tabelas de Kalmanok, retiradas de Araújo (2014b);

D = rigidez à flexão.

Para a rigidez à flexão:

$$D = \frac{E_{cs} * h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (6.6)$$

Sendo,

D = rigidez à flexão;

E_{cs} = módulo de deformação secante do concreto;

h = altura da laje;

$\nu = 0,2$ (coeficiente de Poisson do concreto).

A flecha final segue a equação:

$$W_{\infty} = (1 + \varphi) * W_0 \quad (6.7)$$

Sendo,

W_{∞} = Flecha final;

φ = coeficiente final de fluência (tabela 8.2 da NBR 6118:2014);

W_0 = flecha inicial.

6.4.1 lajes armadas em uma direção

Os valores calculados para as flechas das lajes do segundo pavimento e cobertura armadas em uma direção estão na tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Valores para as flechas das lajes do segundo pavimento e cobertura.

	L 06	L 11	L 19	L 24
K	1	2	1	2
W ₀ (cm)	0,010	0,002	0,009	0,002
φ	2,5	2,5	2,5	2,5
W _∞ (cm)	0,03	0,01	0,03	0,01
W _{adm} (cm)	0,84	0,52	0,84	0,52
Exigências quanto a deformação	Atendido	Atendido	Atendido	Atendido

(fonte: própria do autor)

Os valores das reações e momentos fletores foram calculados seguindo as fórmulas da tabela 6.6 e estão demonstrados na tabela 6.8.

Tabela 6.8 – Valores das reações e momentos fletores nas lajes armadas em uma direção.

	L 06	L 11	L 19	L 24
R _{ye} (KN/m)	6,26	4,08	4,85	3,75
R _y (KN/m)		2,45		2,25
R _x (KN/m)	3,13	1,63	2,42	1,50
M _x (kNm/m)	1,10	0,60	0,85	0,55
M _e (kNm/m)	-2,20	-1,06	-1,70	-0,98

(fonte: própria do autor)

6.4.2 lajes armadas em duas direções

Existem alguns métodos para a resolução do cálculo das lajes armadas em duas direções como: teoria das grelhas, teoria das linhas de ruptura, teoria de flexão das placas, analogia da grelha equivalente, método das diferenças finitas, método dos elementos finitos. O método utilizado será da teoria de flexão das placas. O problema consiste em resolver uma equação diferencial de quarta ordem, junto as condições de contorno da placa e admitindo-se que o material tenha um comportamento elástico linear. Uma das restrições para o uso desse método é considerar os apoios rígidos (indeformáveis). Diversas tabelas estão disponíveis para o cálculo dos esforços e a utilizada será as tabelas de Kalmanok, retiradas de Araújo (2014b).

As tabelas dependem das larguras denominadas de l_x e l_y conforme consta nas tabelas. l_x será sempre o vão segundo a direção que corta o maior número de engastes e caso aconteça do número de engastes ser o mesmo nas duas direções, l_x poderá ser qualquer um dos vãos.

Para entrada na tabela, é preciso fazer a relação l_x/l_y ou l_y/l_x , sendo que tal relação dependerá em qual parte da tabela será a entrada com os valores, tal procedimento está descrito como:

Se $l_x < l_y$ usa-se a parte de cima da tabela e a relação l_x/l_y ;

Se $l_x > l_y$ usa-se a parte de baixo da tabela e a relação l_y/l_x .

Após a entrada de dados na tabela teremos os valores de m_x , m_y , m_{xe} , m_{ye} , r_x , r_y , r_{xe} , r_{ye} , w_c os quais serão utilizados nas equações para os momentos e reações conforme listados abaixo:

$$M_x = 0,001 * q * l^2 * m_x \quad (6.8)$$

$$M_y = 0,001 * q * l^2 * m_y \quad (6.9)$$

$$M_{xe} = 0,001 * q * l^2 * m_{xe} \quad (6.10)$$

$$M_{ye} = 0,001 * q * l^2 * m_{ye} \quad (6.11)$$

$$R_x = 0,001 * q * l^2 * r_x \quad (6.12)$$

$$R_y = 0,001 * q * l^2 * r_y \quad (6.13)$$

$$R_{xe} = 0,001 * q * l^2 * r_{xe} \quad (6.14)$$

$$R_{ye} = 0,001 * q * l^2 * r_{ye} \quad (6.15)$$

Sendo,

M_x , M_y = momento fletor;

M_{xe} , M_{ye} = momento fletor no engaste;

R_x , R_y = reação no apoio;

R_{xe} , R_{ye} = reação no engaste;

q = carga do estado limite último;

l = menor vão da laje

$m_x, m_y, m_{x_e}, m_{y_e}, r_x, r_y, r_{x_e}, r_{y_e}$ = coeficientes da tabela de Kalmanok.

Os valores das flechas nas lajes do segundo pavimento e cobertura estão demonstrados na tabela 6.9 e 6.10 respectivamente

Tabela 6.9 – Cálculo da flecha das lajes do segundo pavimento.

	L 01	L 02	L 03	L 04	L 05	L 07	L 08	L 09	L 10	L 12	L 13
W_0 (cm)	0,01	0,05	0,38	0,11	0,05	0,03	0,04	0,04	0,03	0,00	0,06
φ	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
W_∞ (cm)	0,02	0,19	1,32	0,43	0,19	0,10	0,12	0,15	0,10	0,01	0,22
W_{adm} (cm)	0,70	1,36	2,07	1,68	1,54	1,31	1,39	1,39	1,16	0,52	1,2
Deformação	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida

(fonte: própria do autor)

Tabela 6.10 – Cálculo da flecha das lajes da cobertura.

	L 14	L 15	L 16	L 17	L 18	L 20	L 21	L 22	L 23	L 25	L 26	L 27
W_0 (cm)	0,01	0,05	0,28	0,10	0,08	0,03	0,04	0,04	0,03	0,00	0,01	0,00
φ	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
W_∞ (cm)	0,02	0,16	0,98	0,3	0,2	0,10	0,13	0,16	0,11	0,01	0,04	0,01
W_{adm} (cm)	0,70	1,36	2,07	1,68	1,54	1,31	1,39	1,39	1,16	0,52	0,91	0,63
Deformação	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida	Atendida

(fonte: própria do autor)

6.5 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

Em um bordo em comum (lados adjacentes) obtêm-se dois valores para momentos negativos porque a laje não foi calculada corretamente como uma laje contínua e sim dividida em duas. Pode-se aproximar esse valor do momento negativo e adotar uma média ou o valor de 80% do maior momento negativo e valor absoluto. Para esse projeto foi adotado o maior dos valores obtidos.

Os cálculos estão apresentados na tabela 6.11.

Tabela 6.11 – Momentos das lajes do segundo pavimento com lados adjacentes.

	Média dos momentos	80% dos Momentos		Maior dos 3 valores
Laje 1 (Mxe) e Laje 2 (Mxe)	-2,96	-0,95	-3,78	-3,78
Laje 1 (Mye) e Laje 4 (Mye)	-3,50	-1,39	-6,36	-6,36
Laje 2 (Mxe) e Laje 3 (Mxe)	-8,88	-3,78	-10,43	-10,43
Laje 2 (Mye) e Laje 5 (Mye)	-4,35	-3,76	-3,20	-4,35
Laje 3 (Mxe) e Laje 5 (Mxe)	-8,67	-10,43	-3,44	-10,43
Laje 3 (Mye) e Laje 6 (Mye)	-7,37	-10,03	-1,76	-10,03
Laje 4 (Mxe) e Laje 2 (Mxe)	-5,89	-5,64	-3,78	-5,89
Laje 4 (Mye) e Laje 7 (Mye)	-5,41	-6,36	-2,30	-6,36
Laje 5 (Mxe) e Laje 4 (Mxe)	-5,68	-3,44	-5,64	-5,68
Laje 5 (Mye) e Laje 8 (Mye)	-3,75	-3,20	-2,79	-3,75
Laje 6 (Mxe) e Laje 5 (Mxe)	-3,10	-1,76	-3,44	-3,44
Laje 7 (Mxe) e Laje 5 (Mxe)	-3,69	-2,47	-3,44	-3,69
Laje 7 (Mye) e Laje 10 (Mye)	-3,06	-2,30	-2,59	-3,06
Laje 8 (Mxe) e Laje 7 (Mxe)	-3,17	-2,60	-2,47	-3,17
Laje 8 (Mye) e Laje 11 (Mye)	-2,28	-2,79	-0,85	-2,79
Laje 9 (Mxe) e Laje 8 (Mxe)	-3,31	-2,70	-2,60	-3,31
Laje 9 (Mye) e Laje 6 (Mye)	-3,09	-3,18	-1,76	-3,18
Laje 10 (Mxe) e Laje 8 (Mxe)	-3,12	-2,39	-2,60	-3,12
Laje 11 (Mxe) e Laje 10 (Mxe)	-2,15	-0,85	-2,39	-2,39
Laje 12 (Mye) e Laje 9 (Mye)	-2,47	-0,77	-3,18	-3,18
Laje 13 (Mxe) e Laje 4 (Mxe)	-6,53	-4,81	-5,64	-6,53
Laje 14 (Mxe) e Laje 15 (Mxe)	-2,30	-0,88	-2,80	-2,80
Laje 14 (Mye) e Laje 17 (Mye)	-2,55	-1,28	-4,49	-4,49
Laje 15 (Mxe) e Laje 16 (Mxe)	-6,19	-2,80	-7,10	-7,10
Laje 15 (Mye) e Laje 18 (Mye)	-4,18	-2,79	-3,91	-4,18
Laje 16 (Mxe) e Laje 18 (Mxe)	-7,06	-7,10	-4,20	-7,10
Laje 16 (Mye) e Laje 19 (Mye)	-5,12	-6,83	-1,36	-6,83
Laje 17 (Mxe) e Laje 15 (Mxe)	-4,04	-3,66	-2,80	-4,04
Laje 17 (Mye) e Laje 20 (Mye)	-4,13	-4,49	-2,12	-4,49
Laje 18 (Mxe) e Laje 17 (Mxe)	-4,91	-4,20	-3,66	-4,91
Laje 18 (Mye) e Laje 21 (Mye)	-4,05	-3,91	-2,57	-4,05
Laje 19 (Mxe) e Laje 18 (Mxe)	-3,29	-1,36	-4,20	-4,20
Laje 20 (Mxe) e Laje 18 (Mxe)	-4,04	-2,27	-4,20	-4,20
Laje 20 (Mye) e Laje 23 (Mye)	-2,81	-2,12	-2,38	-2,81
Laje 21 (Mxe) e Laje 20 (Mxe)	-2,92	-2,39	-2,27	-2,92
Laje 21 (Mye) e Laje 24 (Mye)	-2,10	-2,57	-0,78	-2,57
Laje 22 (Mxe) e Laje 21 (Mxe)	-3,05	-2,48	-2,39	-3,05
Laje 22 (Mye) e Laje 19 (Mye)	-2,68	-2,92	-1,36	-2,92
Laje 23 (Mxe) e Laje 21 (Mxe)	-2,87	-2,20	-2,39	-2,87
Laje 24 (Mxe) e Laje 23 (Mxe)	-1,98	-0,78	-2,20	-2,20
Laje 25 (Mxe) e Laje 26 (Mxe)	-1,31	-0,49	-1,61	-1,61

	Média dos momentos	80% dos Momentos		Maior dos 3 valores
Laje 25 (Mye) e Laje 22 (Mye)	-2,27	-0,71	-2,92	-2,92
Laje 26 (Mxe) e Laje 24 (Mxe)	-1,49	-1,61	-0,78	-1,61
Laje 26 (Mye) e Laje 22 (Mye)	-2,51	-1,10	-2,92	-2,92
Laje 27 (Mxe) e Laje 20 (Mxe)	-2,26	-0,67	-2,27	-2,27
Laje 27 (Mye) e Laje 17 (Mye)	-3,21	-0,64	-4,49	-4,49

(fonte: própria do autor)

Os cálculos para dimensionamento das armaduras foram elaborados em uma planilha excell e os resultados obtidos conferidos com o aplicativo TQS. Os valores calculados estão na tabela 6.12 e a planta com as as armaduras no apêndice C.

Tabela 6.12 – Dimensionamento das armaduras.

Laje	Mf	kNm/m	b (cm)	Y (cm)	Área de aço (cm ² /m)		Nº barras/m				Espaçamento		
					As calc.	As final	d (mm)				φ (mm)	c/	Nº Bar- ras
							12,5	10	8	6,3			
L 01	Mx	0,32	100	0,04	0,14	1,50				5	6,3	20	9
	My	0,84	100	0,10	0,36	1,50				5	6,3	20	16
	Mxe L 01 02	-3,78	100	0,48	1,68	2,01			4		8	25	7
	Mye L 01 04	-6,36	100	0,83	2,89	3,01			6		8	16	20
L 02	Mx	1,98	100	0,25	0,87	1,50				5	6,3	20	17
	My	1,93	100	0,24	0,84	1,50				5	6,3	20	19
	Mxe L 02 03	-10,43	100	1,42	4,94	5,02			10		8	10	32
	Mye L 02 05	-4,35	100	0,56	1,94	2,01			4		8	25	15
L 03	Mx	5,55	100	0,72	2,50	2,49				8	6,3	12	44
	My	5,11	100	0,66	2,30	2,49				8	6,3	12	41
	Mxe L 03 05	-10,43	100	1,42	4,94	5,02			10		8	10	19
	Mye L 03 06	-10,03	100	1,36	4,73	5,02			10		8	10	48
L 04	Mx	2,63	100	0,33	1,15	1,50				5	6,3	20	24
	My	3,55	100	0,45	1,57	1,87				6	6,3	16	29
	Mxe L 04 02	-5,89	100	0,76	2,66	3,01			6		8	16	10
	Mye L 04 07	-6,36	100	0,83	2,89	3,01			6		8	16	20
L 05	Mx	1,89	100	0,24	0,82	1,50				5	6,3	20	21
	My	1,56	100	0,19	0,68	1,50				5	6,3	20	19

Laje	Mf	kNm/m	b (cm)	Y (cm)	Área de aço (cm ² /m)		Nº barras/m				Espaçamento		
					As calc.	As final	d (mm)				φ (mm)	c/	Nº Bar-ras
							12,5	10	8	6,3			
	Mxe L 05 04	-5,68	100	0,73	2,56	3,01			6		8	16	15
	Mye L 05 08	-3,75	100	0,48	1,66	2,01			4		8	25	15
L 06	Mx	1,10	100	0,14	0,48	1,50				5	6,3	20	10
	My	Arm. minima			1,50	1,50				5	6,3	20	25
	Me	-2,20											
	Mxe L 06 05	-3,44	100	0,44	1,52	2,01			4		8	25	8
L 07	Mx	1,36	100	0,17	0,59	1,50				5	6,3	20	17
	My	1,12	100	0,14	0,49	1,50				5	6,3	20	16
	Mxe L 07 05	-3,69	100	0,47	1,64	2,01			4		8	25	7
	Mye L 07 10	-3,06	100	0,39	1,35	1,50			3		8	33	10
L 08	Mx	1,27	100	0,16	0,55	1,50				5	6,3	20	17
	My	1,54	100	0,19	0,67	1,50				5	6,3	20	19
	Mxe L08 07	-3,17	100	0,40	1,40	1,50			3		8	33	6
	Mye L08 11	-2,79	100	0,35	1,23	1,50			3		8	33	10
L 09	Mx	1,23	100	0,15	0,54	1,50				5	6,3	20	17
	My	1,81	100	0,23	0,79	1,50				5	6,3	20	19
	Mxe L09 08	-3,31	100	0,42	1,46	1,50			4		8	33	11
	Mye L09 06	-3,18	100	0,40	1,40	1,50			3		8	33	12
L 10	Mx	1,19	100	0,15	0,52	1,50				5	6,3	20	14
	My	1,41	100	0,18	0,61	1,50				5	6,3	20	16
	Mxe L10 08	-3,12	100	0,39	1,38	1,50			3		8	33	5
L 11	Mx	0,60	100	0,07	0,26	1,50				5	6,3	20	7
	My	Arm. minima			1,50	1,50				5	6,3	20	12
	Me	-1,06											
	Mxe L11 10	-2,39	100	0,30	1,05	1,50			3		8	33	7
L 12	Mx	0,18	100	0,02	0,08	1,50				5	6,3	20	7
	My	0,47	100	0,06	0,20	1,50				5	6,3	20	12
	Mye L12 09	-3,18	100	0,40	1,40	1,50			3		8	33	7
L 13	Mx	2,95	100	0,37	1,30	1,50				5	6,3	20	29
	My	0,88	100	0,11	0,38	1,50				5	6,3	20	15

Laje	Mf	kNm/m	b (cm)	Y (cm)	Área de aço (cm ² /m)		Nº barras/m				Espaçamento		
					As calc.	As final	d (mm)				φ (mm)	c/	Nº Bar- ras
							12,5	10	8	6,3			
	Mxe L13 04	-6,53	100	0,85	2,97	3,01			6		8	16	25
L 14	Mx	0,30	100	0,04	0,13	1,50				5	6,3	20	9
	My	0,77	100	0,10	0,33	1,50				5	6,3	20	16
	Mxe L14 15	-2,80	100	0,35	1,23	1,50			3		8	33	6
	Mye L14 17	-4,49	100	0,57	2,00	2,01			4		8	25	13
L 15	Mx	1,47	100	0,18	0,64	1,50				5	6,3	20	17
	My	1,43	100	0,18	0,62	1,50				5	6,3	20	19
	Mxe L15 16	-7,10	100	0,93	3,25	3,52			7		8	14	23
	Mye L15 18	-4,18	100	0,53	1,86	2,01			4		8	25	15
L 16	Mx	3,78	100	0,48	1,68	1,87				6	6,3	16	33
	My	3,48	100	0,44	1,54	1,56				5	6,3	20	25
	Mxe L16 18	-7,10	100	0,93	3,25	3,52			7		8	14	14
	Mye L16 19	-6,83	100	0,89	3,12	3,52			7		8	14	35
L 17	Mx	1,59	100	0,20	0,69	1,50				5	6,3	20	21
	My	2,60	100	0,33	1,14	1,50				5	6,3	20	24
	Mxe L17 15	-4,04	100	0,51	1,79	2,01			4		8	25	6
	Mye L17 20	-4,49	100	0,57	2,00	2,01			4		8	25	13
L 18	Mx	2,31	100	0,29	1,01	1,50				5	6,3	20	21
	My	1,91	100	0,24	0,83	1,50				5	6,3	20	19
	Mxe L18 17	-4,91	100	0,63	2,20	2,51			5		8	20	12
	Mye L18 21	-4,05	100	0,52	1,80	2,01			4		8	25	15
L 19	Mx	0,85	100	0,11	0,37	1,50				5	6,3	20	10
	My	Arm. mínima			1,50	1,50				5	6,3	20	25
	Me	-1,70											
	Mxe L19 18	-4,20	100	0,54	1,87	2,01			4		8	25	8
L 20	Mx	1,25	100	0,16	0,54	1,50				5	6,3	20	17
	My	1,03	100	0,13	0,45	1,50				5	6,3	20	16
	Mxe L20 18	-4,20	100	0,54	1,87	2,01			4		8	25	7
	Mye L20 23	-2,81	100	0,35	1,24	1,50			3		8	33	10

Laje	Mf	kNm/m	b (cm)	Y (cm)	Área de aço (cm ² /m)		Nº barras/m				Espaçamento		
					As calc.	As final	d (mm)				φ (mm)	c/	Nº Bar-ras
							12,5	10	8	6,3			
L 21	Mx	1,17	100	0,15	0,51	1,50				5	6,3	20	17
	My	1,41	100	0,18	0,61	1,50				5	6,3	20	19
	Mxe L21 20	-2,92	100	0,37	1,28	1,50			3		8	33	6
	Mye L21 24	-2,57	100	0,32	1,13	1,50			3		8	33	10
L 22	Mx	1,14	100	0,14	0,49	1,50				5	6,3	20	17
	My	1,66	100	0,21	0,72	1,50				5	6,3	20	19
	Mxe L22 21	-3,05	100	0,38	1,34	1,50			3		8	33	11
	Mye L22 19	-2,92	100	0,37	1,29	1,50			3		8	33	12
L 23	Mx	1,09	100	0,14	0,47	1,50				5	6,3	20	14
	My	1,29	100	0,16	0,56	1,50				5	6,3	20	16
	Mxe L23 21	-2,87	100	0,36	1,26	1,50			3		8	33	5
L 24	Mx	0,55	100	0,07	0,24	1,50				5	6,3	20	7
	My	Arm. minima			1,50	1,50				5	6,3	20	15
	Me	-0,98											
	Mxe L24 23	-2,20	100	0,28	0,96	1,50			3		8	33	4
L 25	Mx	0,17	100	0,02	0,07	1,50				5	6,3	20	7
	My	0,43	100	0,05	0,19	1,50				5	6,3	20	12
	Mxe L25 26	-1,61	100	0,20	0,70	1,50			3		8	33	4
	Mye L25 22	-2,92	100	0,37	1,29	1,50			3		8	33	7
L 26	Mx	0,99	100	0,12	0,43	1,50				5	6,3	20	21
	My	0,29	100	0,04	0,13	1,50				5	6,3	20	11
	Mxe L26 24	-1,61	100	0,20	0,70	1,50			3		8	33	4
	Mye L26 22	-2,92	100	0,37	1,29	1,50			3		8	33	5
L 27	Mx	0,36	100	0,04	0,15	1,50				5	6,3	20	8
	My	0,33	100	0,04	0,14	1,50				5	6,3	20	8
	Mxe L27 20	-2,27	100	0,28	0,99	1,50			3		8	33	5
	Mye L27 17	-4,49	100	0,57	2,00	2,01			4		8	25	6

(fonte: própria do autor)

Os valores dos comprimentos e massa das armaduras positivas nas direções X e Y para as lajes do segundo pavimento e cobertura estão nas tabelas 6.13, 6.14, 6.15 e 6.16.

Tabela 6.13 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras positivas na direção X (lajes do segundo pavimento).

Laje	Geometria (m)			As (cm ² /m)		Nº Barras	Φ (mm)	espaçamento (cm)	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	a	b	h	As calc.	As final							
L 01	3,26	1,75	0,10	0,14	1,50	9	6,3	20	346,35	17,54	0,245	4,30
L 02	3,85	3,41	0,10	0,87	1,50	17	6,3	20	405,00	68,85	0,245	16,87
L 03	5,16	5,50	0,10	2,50	2,49	44	6,3	12	536,34	235,99	0,245	57,82
L 04	4,85	4,20	0,10	1,15	1,50	24	6,3	20	505,00	121,20	0,245	29,69
L 05	3,85	4,20	0,10	0,82	1,50	21	6,3	20	405,00	85,05	0,245	20,84
L 06	5,16	2,11	0,10	0,48	1,50	10	6,3	20	536,34	23,07	0,245	5,65
L 07	3,26	3,54	0,10	0,59	1,50	17	6,3	20	346,27	58,87	0,245	14,42
L 08	3,85	3,47	0,10	0,55	1,50	17	6,3	20	405,00	68,85	0,245	16,87
L 09	3,95	3,47	0,10	0,54	1,50	17	6,3	20	415,00	62,39	0,245	15,29
L 10	3,26	2,89	0,10	0,52	1,50	14	6,3	20	346,27	48,48	0,245	11,88
L 11	3,15	1,31	0,10	0,26	1,50	7	6,3	20	334,85	10,54	0,245	2,58
L 12	2,35	1,31	0,10	0,08	1,50	7	6,3	20	255,30	10,54	0,245	2,58
L 13	3,00	5,86	0,10	1,30	1,50	29	6,3	20	320,00	92,80	0,245	22,74
TOTAL:										904,16		221,52

(fonte: própria do autor)

Tabela 6.14 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras positivas na direção Y (lajes do segundo pavimento).

Laje	Geometria (m)			As (cm ² /m)		Nº Barras	Φ (mm)	Espaçamento (cm)	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	a	b	h	As calc.	As final							
L 01	3,26	1,75	0,10	0,36	1,50	16	6,3	20	194,86	55,42	0,245	13,58
L 02	3,85	3,41	0,10	0,84	1,50	19	6,3	20	360,71	68,53	0,245	16,79
L 03	5,16	5,50	0,10	2,30	2,49	41	6,3	12	570,00	233,70	0,245	57,26
L 04	4,85	4,20	0,10	1,57	1,87	29	6,3	16	440,00	127,60	0,245	31,26
L 05	3,85	4,20	0,10	0,68	1,50	19	6,3	20	440,00	83,60	0,245	20,48
L 06	5,16	2,11	0,10	1,50	1,50	25	6,3	20	230,71	134,09	0,245	32,85
L 07	3,26	3,54	0,10	0,49	1,50	16	6,3	20	373,96	59,83	0,245	14,66
L 08	3,85	3,47	0,10	0,67	1,50	19	6,3	20	367,02	69,73	0,245	17,08
L 09	3,95	3,47	0,10	0,79	1,50	19	6,3	20	367,02	78,85	0,245	19,32
L 10	3,26	2,89	0,10	0,61	1,50	16	6,3	20	309,44	49,51	0,245	12,13
L 11	3,15	1,31	0,10	1,50	1,50	15	6,3	20	150,52	50,23	0,245	12,31
L 12	2,35	1,31	0,10	0,20	1,50	12	6,3	20	150,52	30,64	0,245	7,51
L 13	3,00	5,86	0,10	0,38	1,50	15	6,3	20	605,86	90,88	0,245	22,27
TOTAL:										1132,61		277,49

(fonte: própria do autor)

Tabela 6.15 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras positivas na direção X (lajes da cobertura).

Laje	Geometria (m)			As (cm ² /m)		Nº Barras	Φ (mm)	Espaçamento (cm)	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	a	b	h	As calc.	As final							
L 14	3,26	1,75	0,10	0,13	1,50	9	6,3	20	346,35	17,54	0,245	4,30
L 15	3,85	3,41	0,10	0,64	1,50	17	6,3	20	405,00	68,85	0,245	16,87
L 16	5,16	5,50	0,10	1,68	1,87	33	6,3	16	536,34	176,99	0,245	43,36
L 17	4,20	4,85	0,10	0,69	1,50	21	6,3	20	440,00	92,40	0,245	22,64
L 18	3,85	4,20	0,10	1,01	1,50	21	6,3	20	405,00	85,05	0,245	20,84
L 19	5,16	2,11	0,10	0,37	1,50	10	6,3	20	536,34	23,07	0,245	5,65
L 20	3,26	3,54	0,10	0,54	1,50	17	6,3	20	346,27	58,87	0,245	14,42
L 21	3,85	3,47	0,10	0,51	1,50	17	6,3	20	405,00	68,85	0,245	16,87
L 22	3,95	3,47	0,10	0,49	1,50	17	6,3	20	415,00	62,39	0,245	15,29
L 23	3,26	2,89	0,10	0,47	1,50	14	6,3	20	346,27	48,48	0,245	11,88
L 24	3,15	1,31	0,10	0,24	1,50	7	6,3	20	334,85	10,54	0,245	2,58
L 25	2,35	1,31	0,10	0,07	1,50	7	6,3	20	255,30	10,54	0,245	2,58
L 26	4,21	2,30	0,10	0,43	1,50	21	6,3	20	440,67	52,47	0,245	12,85
L 27	1,66	1,59	0,10	0,15	1,50	8	6,3	20	185,86	14,29	0,245	3,50
TOTAL:										790,32		193,63

(fonte: própria do autor)

Tabela 6.16 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras positivas na direção Y (lajes da cobertura).

Laje	Geometria (m)			As (cm ² /m)		Nº Barras	Φ (mm)	Espaçamento (cm)	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	a	b	h	As calc.	As final							
L 14	3,26	1,75	0,10	0,33	1,50	16	6,3	20	194,86	55,42	0,245	13,58
L 15	3,85	3,41	0,10	0,62	1,50	19	6,3	20	360,71	68,53	0,245	16,79
L 16	5,16	5,50	0,10	1,54	1,56	25	6,3	20	570,00	142,50	0,245	34,91
L 17	4,20	4,85	0,10	1,14	1,50	24	6,3	20	505,00	121,20	0,245	29,69
L 18	3,85	4,20	0,10	0,83	1,50	19	6,3	20	440,00	83,60	0,245	20,48
L 19	5,16	2,11	0,10	1,50	1,50	25	6,3	20	230,71	134,09	0,245	32,85
L 20	3,26	3,54	0,10	0,45	1,50	16	6,3	20	373,96	59,83	0,245	14,66
L 21	3,85	3,47	0,10	0,61	1,50	19	6,3	20	367,02	69,73	0,245	17,08
L 22	3,95	3,47	0,10	0,72	1,50	19	6,3	20	367,02	78,85	0,245	19,32
L 23	3,26	2,89	0,10	0,56	1,50	16	6,3	20	309,44	49,51	0,245	12,13
L 24	3,15	1,31	0,10	1,50	1,50	15	6,3	20	150,52	50,23	0,245	12,31
L 25	2,35	1,31	0,10	0,19	1,50	12	6,3	20	150,52	30,64	0,245	7,51
L 26	4,21	2,30	0,10	0,13	1,50	11	6,3	20	249,85	48,47	0,245	11,88
L 27	1,66	1,59	0,10	0,14	1,50	8	6,3	20	178,65	14,87	0,245	3,64
1007,47											246,83	

(fonte: própria do autor)

Os valores dos comprimentos e massa das armaduras negativas nas direções X e Y para as lajes do segundo pavimento e cobertura estão nas tabelas 6.17, 6.18, 6.19 e 6.20.

Araújo (2014b), define que as armaduras negativas nos apoios de extremidade são necessários quando as vigas de borda possuem grande rigidez à torção. Na maioria dos casos, essas armaduras podem ser omitidas (em edifícios residenciais com vigas de borda esbeltas).

Tabela 6.17 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras negativas na direção X (lajes do segundo pavimento).

Laje	As (cm ² /m)		Nº Bar- ras	Φ (mm)	espaça- mento (cm)	Tamanho da barra (cm)	Compri- mento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	As calc.	As final							
L 01 - 02	1,68	2,01	7	8	25	195,36	13,67	0,395	5,40
L 02 - 03	4,94	5,02	32	8	10	283,17	90,61	0,395	35,79
L 03 - 05	4,94	5,02	19	8	10	283,17	53,80	0,395	21,25
L 04 - 02	2,66	3,01	10	8	16	235,00	23,50	0,395	9,28
L 05 - 04	2,56	3,01	15	8	16	235,00	35,25	0,395	13,92
L 06 - 05	1,52	2,01	8	8	25	217,50	17,40	0,395	6,87
L 07 - 05	1,64	2,01	7	8	25	217,50	15,23	0,395	6,01
L 08 - 07	1,40	1,50	6	8	33	198,51	11,91	0,395	4,70
L 09 - 08	1,46	1,50	11	8	33	198,51	21,84	0,395	8,63
L 10 - 08	1,38	1,50	5	8	33	198,51	9,93	0,395	3,92
L 11 - 10	1,05	1,50	4	8	33	169,72	6,79	0,395	2,68
L 13 - 04	2,97	3,01	25	8	16	235,00	58,75	0,395	23,21
TOTAL:							358,68		141,68

(fonte: própria do autor)

Tabela 6.18 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras negativas na direção Y (lajes do segundo pavimento).

Laje	As (cm ² /m)		Nº Barras	Φ (mm)	espaça- mento (cm)	Tamanho da barra (cm)	Compri- mento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	As calc	As final							
L 01 - 04	2,89	3,01	20	8	16	235,00	47,00	0,395	18,57
L 02 - 05	1,94	2,01	15	8	25	217,50	32,63	0,395	12,89
L 03 - 06	4,73	5,02	48	8	10	283,17	135,92	0,395	53,69
L 04 - 07	2,89	3,01	20	8	16	235,00	47,00	0,395	18,57
L 05 - 08	1,66	2,01	15	8	25	217,50	32,63	0,395	12,89
L 07 - 10	1,35	1,50	10	8	33	188,14	18,81	0,395	7,43
L 08 - 11	1,23	1,50	10	8	33	198,51	19,85	0,395	7,84
L 09 - 06	1,40	1,50	12	8	33	198,51	23,82	0,395	9,41
L 12 - 09	1,40	1,50	7	8	33	198,51	13,90	0,395	5,49
TOTAL:							371,55		146,76

(fonte: própria do autor)

Tabela 6.19 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras negativas na direção X (lajes da cobertura).

Laje	As (cm ² /m)		Nº Barras	Φ (mm)	espaçamento (cm)	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	As calc.	As final							
L 14 - 15	1,23	1,50	6	8	33	195,36	11,72	0,395	4,63
L 15 - 16	3,25	3,52	23	8	14	283,17	65,13	0,395	25,73
L 16 - 18	3,25	3,52	14	8	14	283,17	39,64	0,395	15,66
L 17 - 15	1,79	2,01	6	8	25	235,00	14,10	0,395	5,57
L 18 - 17	2,20	2,51	12	8	20	235,00	28,20	0,395	11,14
L 19 - 18	1,87	2,01	8	8	25	217,50	17,40	0,395	6,87
L 20 - 18	1,87	2,01	7	8	25	217,50	15,23	0,395	6,01
L 21 - 20	1,28	1,50	6	8	33	198,51	11,91	0,395	4,70
L 22 - 21	1,34	1,50	11	8	33	198,51	21,84	0,395	8,63
L 23 - 21	1,26	1,50	5	8	33	198,51	9,93	0,395	3,92
L 24 - 23	0,96	1,50	4	8	33	169,72	6,79	0,395	2,68
L 25 - 26	0,70	1,50	4	8	33	198,51	7,94	0,395	3,14
L 26 - 24	0,70	1,50	4	8	33	139,93	5,60	0,395	2,21
L 27 - 20	0,99	1,50	5	8	33	198,51	9,93	0,395	3,92
TOTAL:							265,34		104,81

(fonte: própria do autor)

Tabela 6.20 – Valores dos comprimentos e massa das armaduras negativas na direção Y (lajes da cobertura).

Laje	As (cm ² /m)		Nº Barras	Φ (mm)	espaçamento (cm)	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	As. calc.	As. final							
L 14 - 17	2,00	2,01	13	8	25	235,00	30,55	0,395	12,07
L 15 - 18	1,86	2,01	15	8	25	217,50	32,63	0,395	12,89
L 16 - 19	3,12	3,52	35	8	14	283,17	99,11	0,395	39,15
L 17 - 20	2,00	2,01	13	8	25	235,00	30,55	0,395	12,07
L 18 - 21	1,80	2,01	15	8	25	217,50	32,63	0,395	12,89
L 20 - 23	1,24	1,50	10	8	33	188,14	18,81	0,395	7,43
L 21 - 24	1,13	1,50	10	8	33	198,51	19,85	0,395	7,84
L 22 - 19	1,29	1,50	12	8	33	198,51	23,82	0,395	9,41
L 25 - 22	1,29	1,50	7	8	33	198,51	13,90	0,395	5,49
L 26 - 22	1,29	1,50	5	8	33	139,93	7,00	0,395	2,76
L 27 - 17	2,00	2,01	6	8	25	198,51	11,91	0,395	4,70
TOTAL:							320,75		126,70

(fonte: própria do autor)

7. CÁLCULO E DETALHAMENTO DAS ESCADAS

A edificação terá dois tipos de escada: uma do tipo paralela localizada no acesso principal e outra circular localizada em uma das garagens.

7.1 ESCADA COM VÃOS PARALELOS

7.1.1 Pré-dimensionamento

A partir da metodologia apresentada no capítulo 4, foram escolhidos valores para o pré-dimensionamento da escada e são indicados na tabela 7.1.

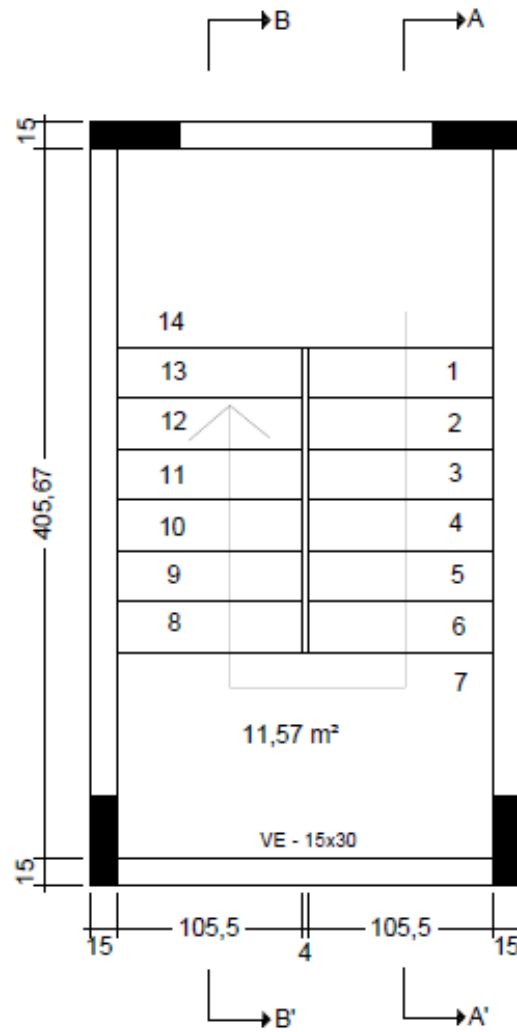
Tabela 7.1 – Pré-dimensionamento escada de 2 lances com um patamar intermediário.

Largura (L)	105,5	cm
Altura Degrau (P)	17,50	cm
Conforto da escada (<i>Blondel</i>)	64	$62 \leq \textit{Blondel} \leq 65$
Largura do degrau (b)	29	cm
α (rad)	0,54	rad
α (graus)	31,11	graus
Altura piso a piso (H)	260	cm
n° degraus	14,86	degraus
n° degraus corrigido	14	degraus
Altura adotada (h)	12	cm
Espessura da laje na vertical (h1)	14,02	cm
Espessura média da laje com degraus (hm)	22,77	cm

(fonte: própria do autor)

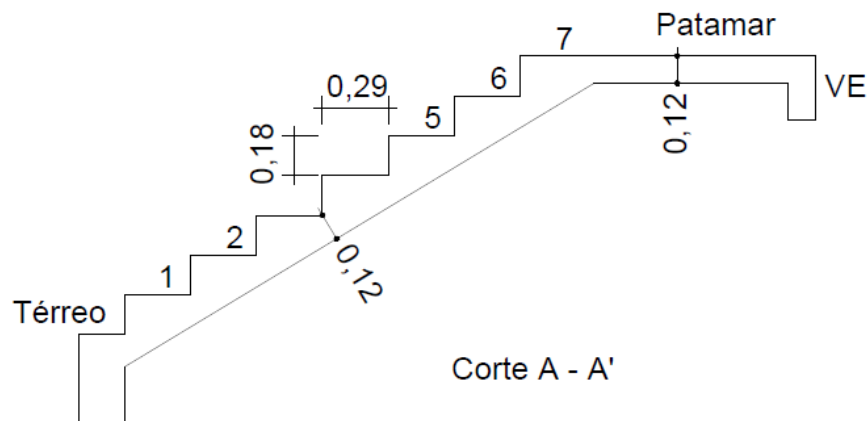
A escada localizada no acesso principal será armada longitudinalmente e a planta de formas, os cortes A-A' e B-B' estão indicados nas figura 7.1, 7.2 e 7.3 bem como no apêndice D.

Figura 7.1 – Planta de formas da escada.



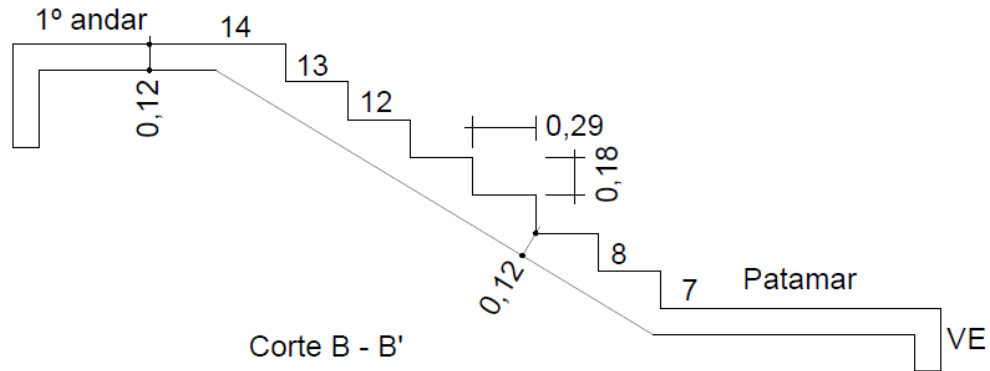
(fonte: própria do autor)

Figura 7.2 – Corte A-A' da escada paralela.



(fonte: própria do autor)

Figura 7.3 – Corte B-B' da escada paralela.

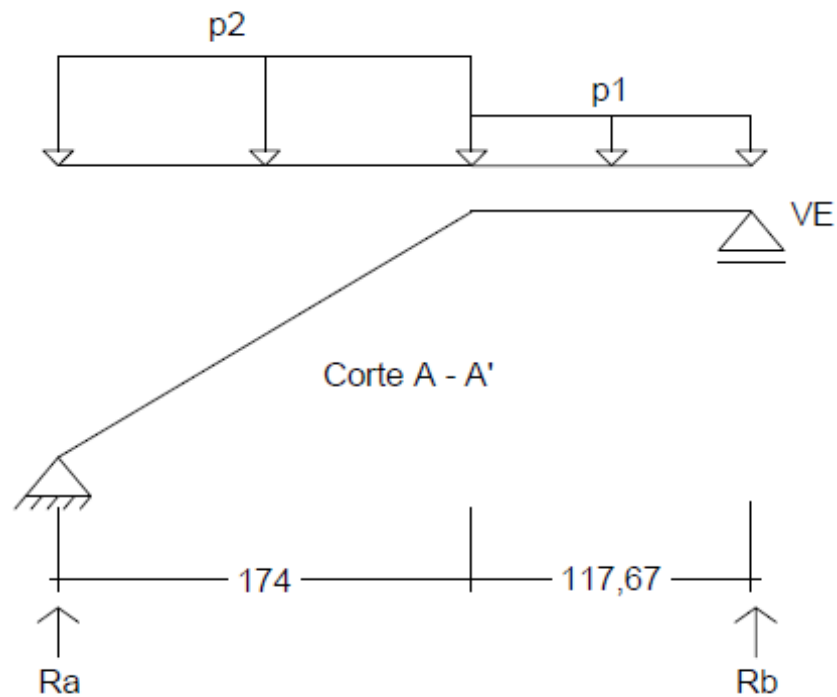


(fonte: própria do autor)

7.1.2 Cálculo dos esforços

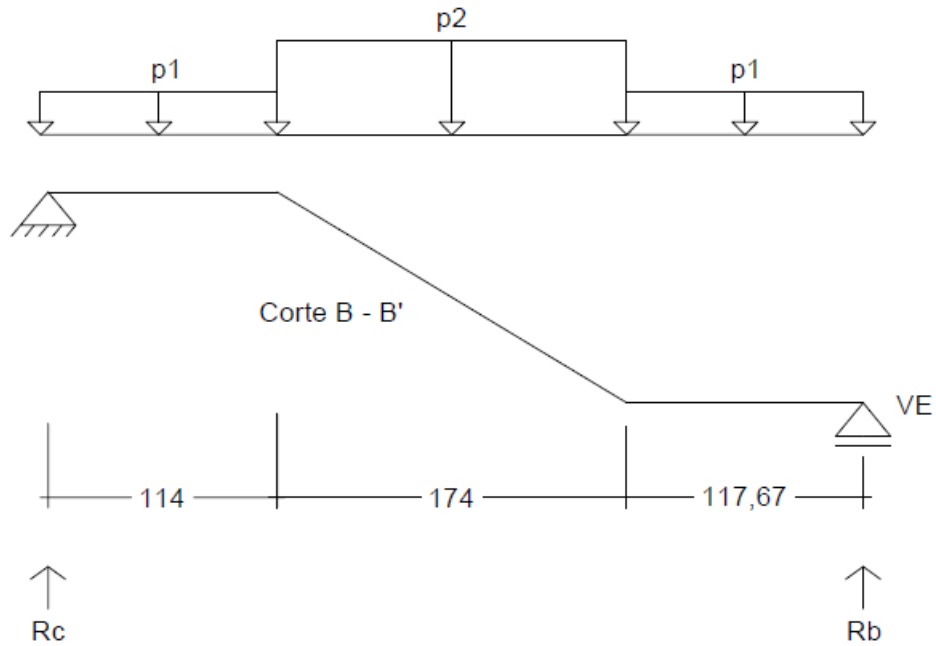
O modelo de cálculo será considerado com dois carregamentos pois a escada possui patamar entre os apoios, assim não podendo ser considerado o mesmo carregamento para a parte inclinada e reta da escada. Os modelos de cálculos estão indicados nas figuras 7.4 e 7.5.

Figura 7.4 – Modelo de cálculo corte A-A' da escada paralela.



(fonte: própria do autor)

Figura 7.5 – Modelo de cálculo corte B-B' da escada paralela.



(fonte: própria do autor)

Os cálculos das cargas no patamar (p1) e no trecho inclinado (p2) estão indicados nas tabelas 7.2 e 7.3.

Tabela 7.2 – Cargas no patamar (p1).

A) Cargas permanentes (g)		
Carga	Valor	Unidade
Peso próprio	3,00	KN/m ²
Revestimento	0,80	KN/m ²
Subtotal	3,80	KN/m ²

B) Carga acidental (q)		
Carga	Valor	Unidade
Com acesso ao público	3,00	KN/m ²
Subtotal	3,00	KN/m ²

C) Carga total (g+q)	6,80	KN/m ²
----------------------	------	-------------------

(fonte: própria do autor)

Tabela 7.3 – Cargas no trecho inclinado (p2).

A) Cargas permanentes (g)		
Espessura média da laje, incluindo degraus (hm)	22,75	cm
Peso próprio	5,69	KN/m ²
Revestimento	0,80	KN/m ²
Considerando um parapeito de alvenaria de tijolos cerâmicos furados, com 1m de altura e 15cm de espessura, resulta o peso do parapeito $13 \times 1 \times 0,15 = 1,95$ KN/m. Dividindo o peso do parapeito pela largura da escada:	1,85	KN/m ²
Subtotal	8,34	KN/m ²
B) Carga acidental (q)		
Carga acidental vertical ao longo parapeito	2,00	KN/m
Carga acidental vertical / largura da escada	1,90	KN/m ²
Carga uniformemente distribuída sobre a escada	3,00	KN/m ²
Subtotal	4,90	KN/m ²
C) Carga total (g+q)		
	13,23	KN/m ²

(fonte: própria do autor)

Resolvendo as vigas das figuras 7.4 e 7.5 no *software* FTOOL, obtém-se as reações de apoio, esforços cortantes e momentos fletores. Os valores estão indicados nas figuras 7.6, 7.7, 7.8 e 7.9.

Figura 7.6 – Esforços cortantes corte A-A' da escada paralela.

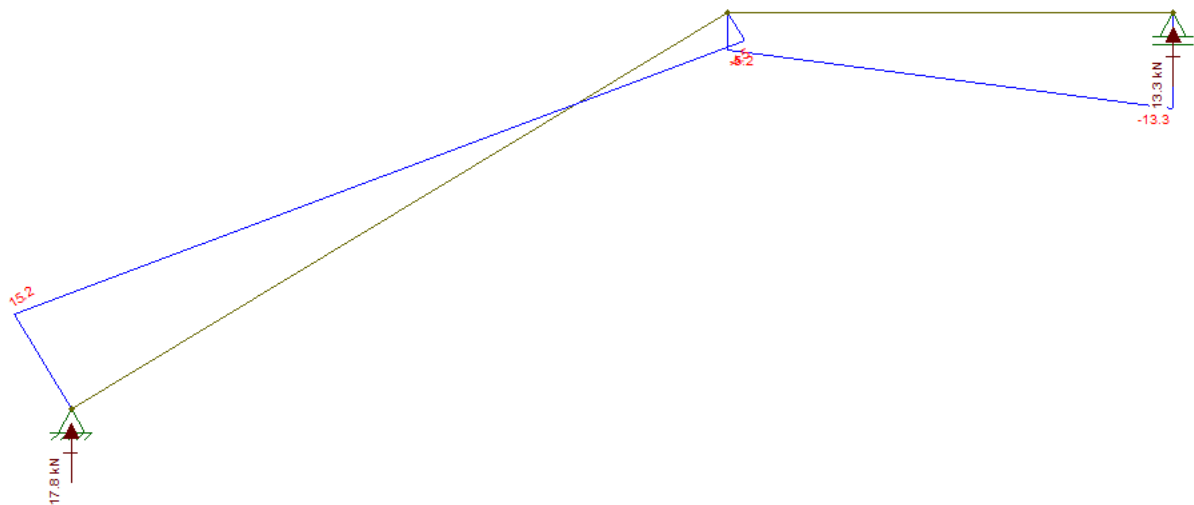
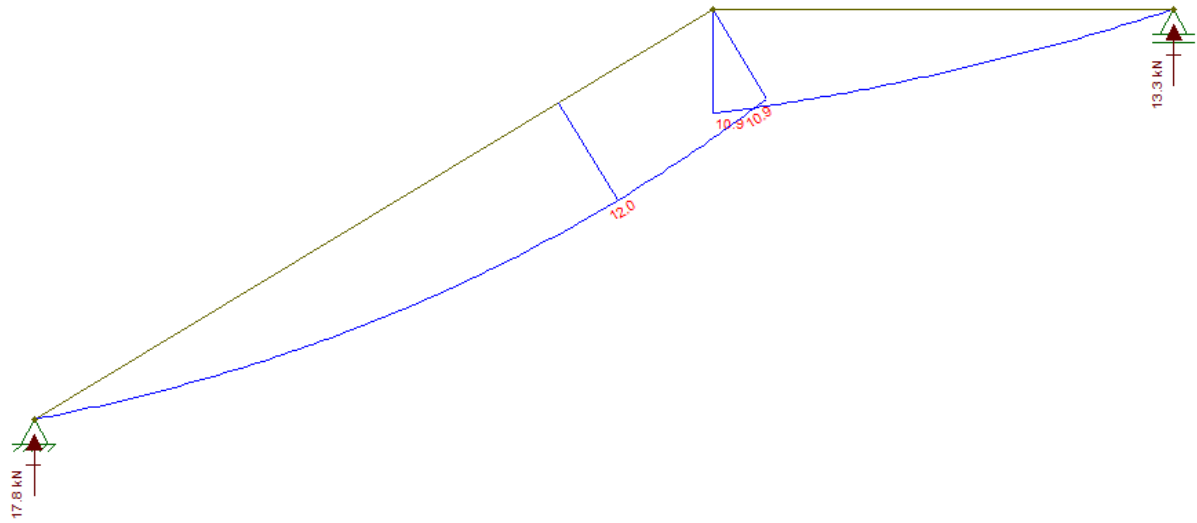
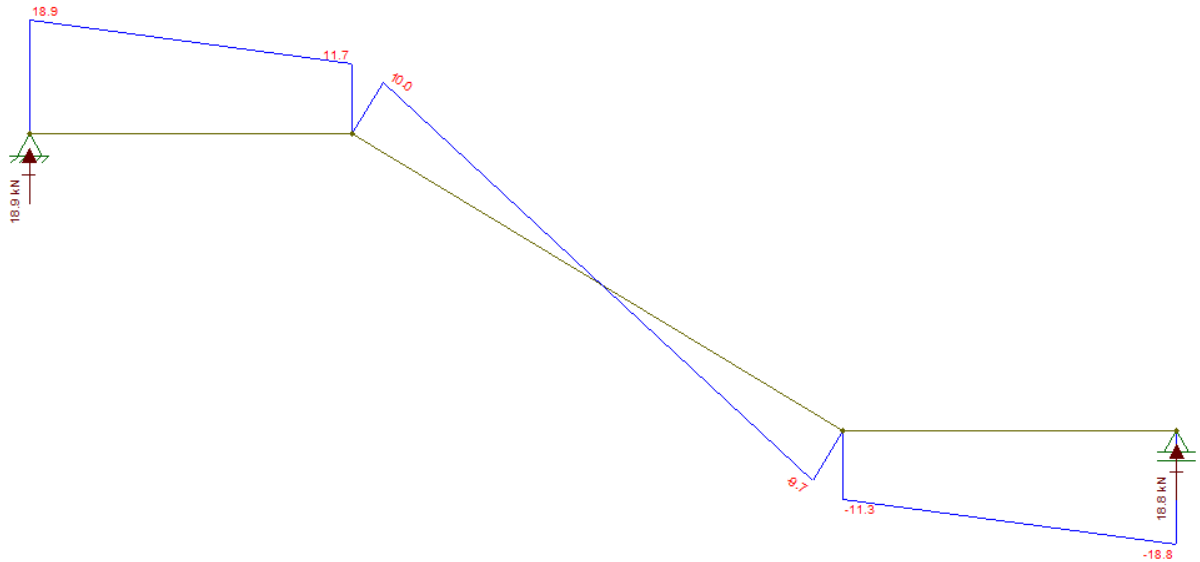
(fonte: *software* FTOOL)

Figura 7.7 – Momentos fletores corte A-A' da escada paralela.



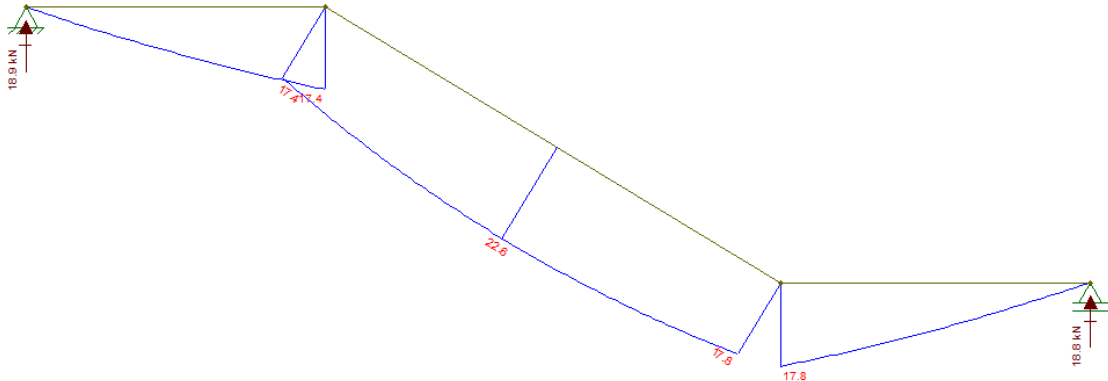
(fonte: *software* FTOOL)

Figura 7.8 – Esforços cortantes corte B-B' da escada paralela.



(fonte: *software* FTOOL)

Figura 7.9 – Momentos fletores corte B-B' da escada paralela.



(fonte: software FTOOL)

7.1.3 Dimensionamento das armaduras

7.1.3.1 Corte A-A'

O dimensionamento das armaduras está indicado nas tabelas 7.4, 7.5, 7.6 e 7.7.

Tabela 7.4 – Armadura longitudinal corte A-A' da escada paralela.

Característica	Valor	Unidade
AÇO CA	50	
b	100	cm
h	12	cm
d	9,5	cm
M_k	12,00	KNm/m
M_d	16,80	KNm/m
f_{ck}	25	MPa
f_{cd}	17,86	MPa
σ_{cd}	15,18	MPa
σ_{cd}	1,52	KN/cm ²
f_{yd}	43,48	KN/cm ²
μ	0,123	
μ_{lim}	0,2952	Como $\mu < \mu_{lim}$, solução com armadura simples.
ξ	0,16	
ρ_{min}	1,8	cm ² /m
A_s	4,35	cm ² /m / $A_s > \rho_{min}$
Armadura	$\phi 10$ c.18 cm	

(fonte: própria do autor)

Tabela 7.5 – Armadura de distribuição do corte A-A' da escada paralela.

a)	$A_s/5$	0,87	cm ² /m
b)		0,9	cm ² /m
c)	$0,5 \cdot A_{smin}$	0,9	cm ² /m
Maior dos valores		0,9	cm ² /m
Armadura		$\phi 5$ c.21 cm	

(fonte: própria do autor)

Tabela 7.6 – Ancoragem nos apoios do corte A-A' da escada paralela.

Esforço cortante (V_d)	15,2	KN/m
$A_{s,cal}$	0,73	cm ² /m
k	1	Barras nervuradas
f_{bd}	2,87	MPa
l_b	37,87	$l_b > 25 \phi$
$l_{b,nec}$	4,47	cm
$l_{b,min}$	6	cm
$l_{b,min}$	8	cm ($R + 5,5\phi$) $R = 2,5\phi$ correspondente ao aço CA-50)

(fonte: própria do autor)

Tabela 7.7 – Bitolas e espaçamento corte A-A' da escada paralela.

			As efetivo	ϕ (mm)	c/	Nº Barras
Largura	1,055	m	4,35	10	18	5
Largura	2,41	m	0,90	5	21	11
Largura	1,3	m	0,90	5	21	6

(fonte: própria do autor)

7.1.3.2 Corte B-B'

O dimensionamento das armaduras está indicado nas tabelas 7.8, 7.9, 7.10 e 7.11.

Tabela 7.8 – Armadura longitudinal corte B-B' da escada paralela.

Característica	Valor	Unidade
AÇO CA	50	
b	100	cm
h	12	cm
d	9,5	cm
M_k	22,60	KNm/m
M_d	31,64	KNm/m
f_{ck}	25	MPa
f_{cd}	17,86	MPa
σ_{cd}	15,18	MPa
σ_{cd}	1,52	KN/cm ²

Característica	Valor	Unidade
f_{yd}	43,48	KN/cm ²
M	0,231	
μ_{lim}	0,2952	Como $\mu < \mu_{lim}$, solução com armadura simples.
ξ	0,33	
ρ_{min}	1,8	cm ² /m
As	8,84	cm ² /m / As > ρ_{min}
Armadura	$\phi 10$ c.8,5 cm	

(fonte: própria do autor)

Tabela 7.9 – Armadura de distribuição corte B-B' da escada paralela.

a)	As/5	1,77	cm ² /m
b)		0,9	cm ² /m
c)	0,5*As _{min}	0,9	cm ² /m
Maior dos valores		1,77	cm ² /m
Armadura		$\phi 5$ c.11 cm	

(fonte: própria do autor)

Tabela 7.10 – Ancoragem nos apoios corte B-B' da escada paralela.

Esforço cortante (Vd)	18,90	KN/m
As,cal	0,91	cm ² /m
k	1	Barras nervuradas
f_{bd}	2,87	MPa
l_b	37,87	$l_b > 25 \phi$
$l_{b,nec}$	2,74	cm
$l_{b,min}$	6	cm
$l_{b,min}$	8	cm (R + 5,5 ϕ) R = 2,5 ϕ correspondente ao aço CA-50)

(fonte: própria do autor)

Tabela 7.11 – Bitolas e espaçamento corte B-B' da escada paralela.

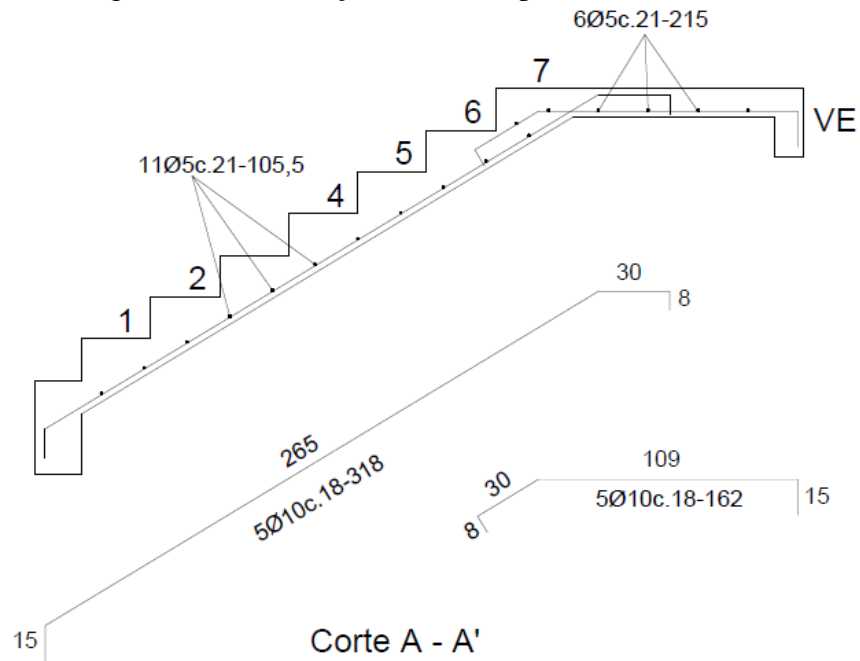
			As efetivo	ϕ (mm)	c/	Nº Barras
Largura	1,055	m	8,84	10	8,5	11
Largura	2,41	m	1,77	5	11	21
Largura	1,26	m	1,77	5	11	11

(fonte: própria do autor)

7.1.4 Detalhamento das armaduras

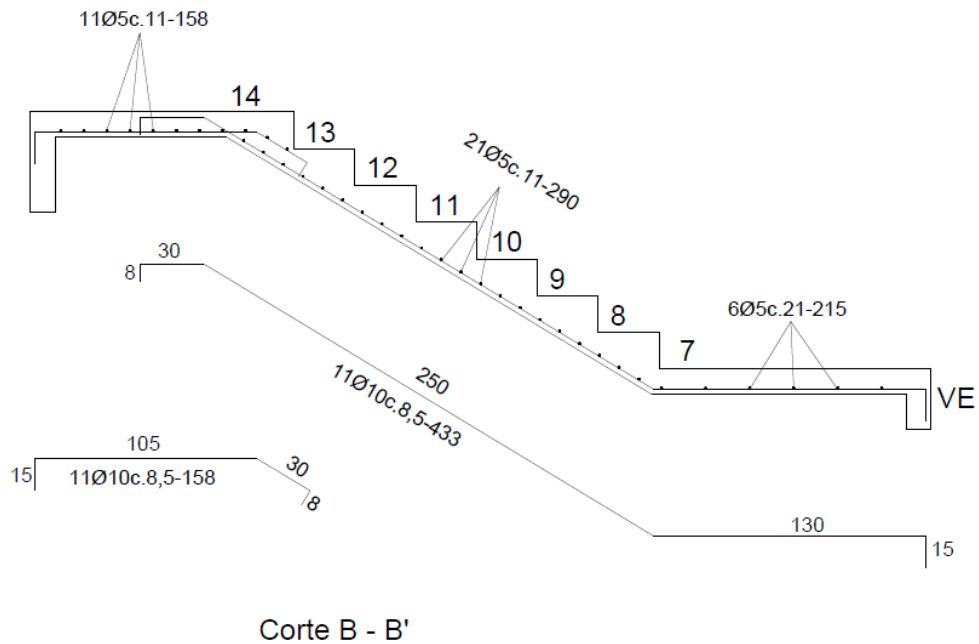
Com os valores do dimensionamento calculados, indica-se nas figuras 7.10 e 7.11, assim como no apêndice D, os desenhos de armação da escada para os cortes A-A' e B-B'

Figura 7.10 – Armação da escada paralela corte A-A'.



(fonte: própria do autor)

Figura 7.11 – Armação da escada paralela corte B-B'.



(fonte: própria do autor)

7.2 ESCADA CIRCULAR

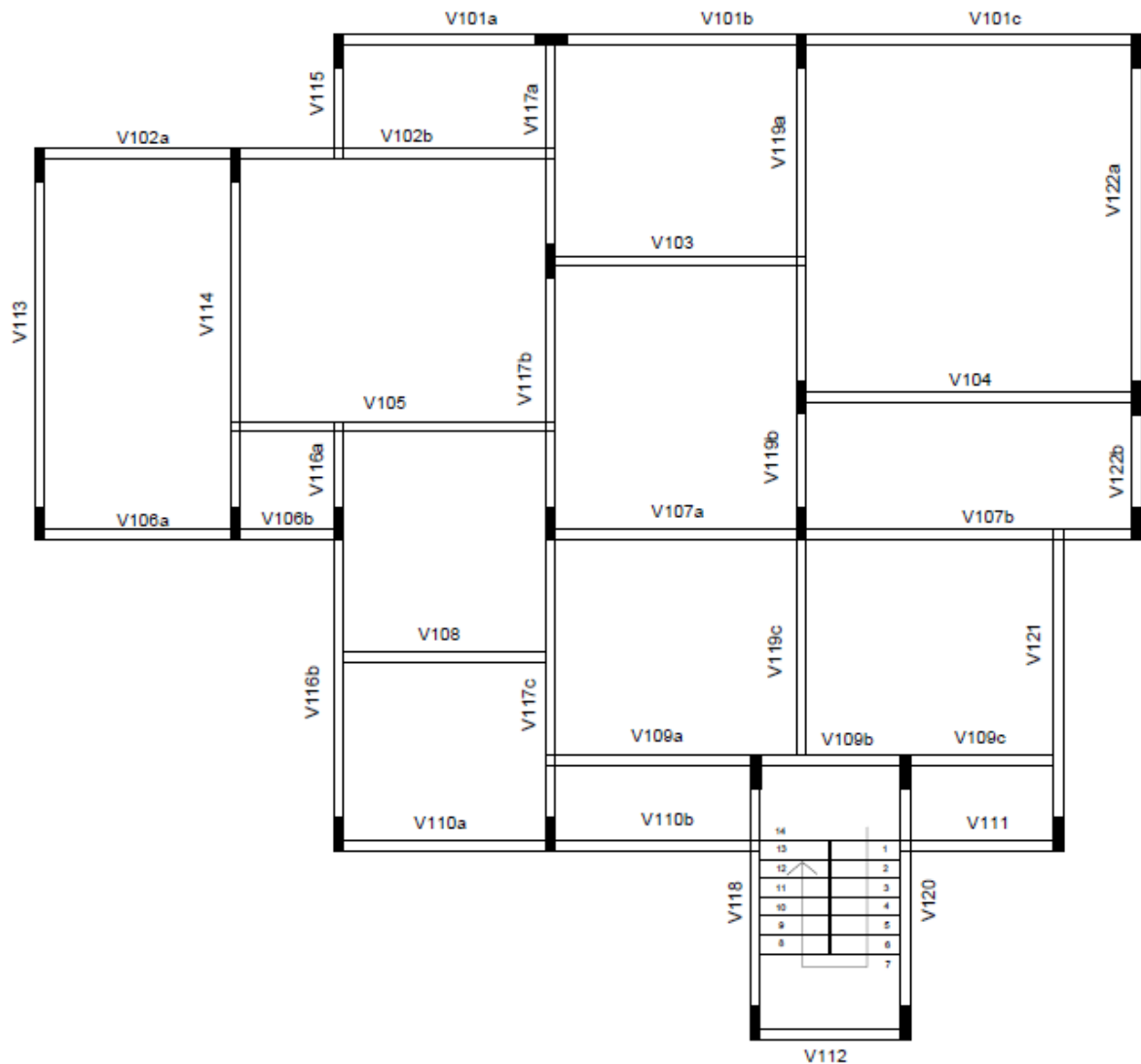
A escada circular está localizada em uma das garagens e tem diâmetro de 1,33m. Visto que o diâmetro é pequeno e tratando-se de uma escada de serviço (secundária), será escolhido uma escada de aço inox do tipo caracol à qual não será calculada. Os degraus serão soldados em um núcleo central de aço.

8. CÁLCULO E DETALHAMENTO DAS VIGAS

8.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

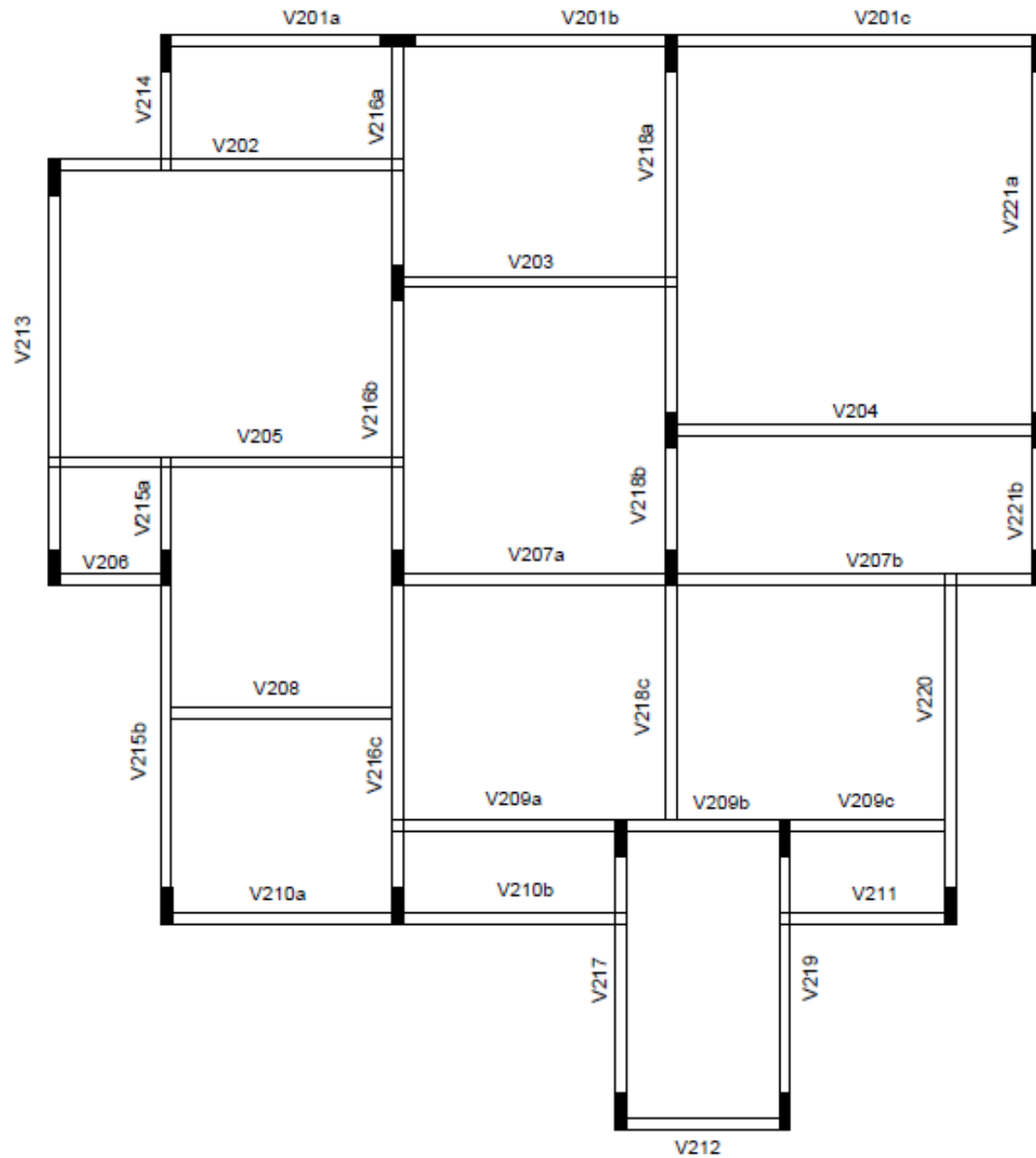
A partir da planta baixa foram definidas nomenclaturas para cada viga e demonstradas nas figuras 8.1 e 8.2.

Figura 8.1 – Nomenclaturas das vigas do segundo pavimento.



(fonte: própria do autor)

Figura 8.2 – Nomenclaturas das vigas da cobertura.



(fonte: própria do autor)

Conforme descrito no capítulo 4, o pré-dimensionamento seguiu o critério do tamanho dos vãos para ser definida a altura (h) e base (bw) da viga.

Algumas premissas foram adotadas para o pré-dimensionamento:

- a) Cobrimento das armaduras – 4 cm;
- b) Diâmetro do agregado – 19 mm.
- c) Propriedades dos materiais conforme tabela 8.1.

Tabela 8.1 – Propriedades dos materiais para as vigas do segundo pavimento e cobertura.

f_{ck}	25	MPa
f_{cd}	17,9	MPa
σ_{cd}	15,18	MPa
σ_{cd}	1,52	KN/cm ²
f_{yk}	50	KN/cm ²
f_{yd}	43,48	KN/cm ²

(fonte: própria do autor)

8.1.1 Cálculo das cargas atuantes nas vigas

As cargas totais nas vigas foram determinadas pela superposição das ações das lajes (calculadas no capítulo 6), o peso das paredes (seguindo o critério de pré-dimensionamento do capítulo 4) e o peso próprio das vigas.

A viga 109 teve o acréscimo da reação de apoio da escada principal calculada no capítulo 7.

Os valores das cargas totais e permanentes nas vigas do segundo pavimento e da cobertura estão disponíveis nas tabela 8.2 e 8.3.

Tabela 8.2 – Pre-dimensionamento: cargas totais e permanentes das vigas do segundo pavimento.

Viga	Pé Direito (cm)	b (cm)	h (cm)	h _v (cm)	h _e (cm)	h _t (cm)	h _e (cm)	Peso esp. Tij. Furado (KN/m ²)	Peso das paredes (KN/m)	PP vigas (KN/m)	Cargas totais (KN/m)				Cargas Totais (KN/m)	Cargas permanentes (KN/m)				Cargas Permanentes (KN/m)	
											Peso 1 lajes	Peso 2 lajes	Peso 3 lajes	Peso 4 lajes		Peso 1 lajes	Peso 2 lajes	Peso 3 lajes	Peso 4 lajes		
V101a	260	20	50	40	220	15	220	13	4,29	2,50	2,20				8,99	1,54					8,33
V101b	260	20	50	40	220	15	220	13	4,29	2,50	2,58				9,37	1,96					8,77
V101c	260	20	50	40	220	15	220	13	4,29	2,50	5,68				12,47	4,42					11,21
V102a	260	20	50	40	220	15	220	13	4,29	2,50	2,79				9,58	1,77					8,56
V102b	260	20	50	40	220	15	220	13	4,29	2,50	4,08	8,73			19,60	2,86	6,33				15,98
V103	260	12	40	30	236	15	236	13	4,60	1,20	6,2	4,83			16,83	4,70	3,38				13,88
V104	260	20	50	40	220	15	220	13	4,29	2,50	11,89	6,26			24,94	9,25	4,68				20,72
V105	260	20	50	40	220	15	220	13	4,29	2,50	8,73	4,09			19,61	6,33	2,87				15,99
V106a	260	12	30	20	244	15	244	13	4,76	0,90	2,79				8,45	1,77					7,43
V106b	260	12	30	20	244	15	244	13	4,76	0,90					5,66						5,66
V107a	260	20	50	40	220	15	220	13	4,29	2,50	4,83	4,36			15,98	3,38	3,05				13,22
V107b	260	20	50	40	220	15	220	13	4,29	2,50	6,26	5,85			18,90	4,68	4,09				15,56
V108	260	12	30	20	244	15	244	13	4,76	0,90	4,09	5,28			15,03	2,87	3,70				12,23
V109a	260	12	40	30	236	15	236	13	4,60	1,20	4,36	4,08			14,24	3,05	2,28				11,13
V109b	260	12	40	30	236	15	236	13	4,60	1,20	5,85	18,9	4,36		34,91	4,09	18,9	3,05			31,84
V109c	260	12	40	30	236	15	236	13	4,60	1,20	5,85	3,05			14,70	4,09	2,13				12,02
V110a	260	12	30	20	244	15	244	13	4,76	0,90	2,6				8,26	1,82					7,48
V110b	260	12	30	20	244	15	244	13	4,76	0,90	2,45				8,11	2,28					7,94
V111	260	12	25	15	248	15	248	13	4,84	0,75	1,64				7,23	1,15					6,74
V112	260	12	25	15	248	15	248	13	4,84	0,75					5,59						5,59
V113	260	20	60	50	210	15	210	13	4,10	3,00	5,07				12,17	3,22					10,32
V114	260	20	60	50	210	15	210	13	4,10	3,00	8,66	7,67			23,43	5,51	5,56				18,17
V115	260	12	20	10	252	15	252	13	4,91	0,60	1,38				6,89	0,97					6,48

(fonte: própria do autor)

Tabela 8.3 – Pré-dimensionamento: cargas totais e permanentes das vigas da cobertura.

Viga	t (cm)	Pé direito (cm)	b (cm)	h (cm)	PP vigas	Cargas totais (KN/m)					Cargas permanentes (KN/m)					
						Peso 1 lajes	Peso 2 lajes	Peso 3 lajes	Peso 4 lajes	Cargas Totais	Telhado	Peso 1 lajes	Peso 2 lajes	Peso 3 lajes	Peso 4 lajes	Cargas Permanentes
V201a	15	260	20	50	2,50	2,03				4,53	0,60	1,81				4,31
V201b	15	260	20	50	2,50	1,91				4,41	0,60	1,70				4,20
V201c	15	260	20	50	2,50	3,87				6,37	0,60	3,45				5,95
V202	15	260	20	50	2,50	3,76	6,7			12,96	0,60	3,35	5,98			11,83
V203	15	260	12	40	1,20	4,59	5,89			11,68	0,60	4,09	5,41			10,70
V204	15	260	20	50	2,50	8,1	4,85			15,45	0,60	7,22	4,32			14,04
V205	15	260	20	50	2,50	6,7	3,77	2,49		15,46	0,60	5,98	3,36	2,22		14,06
V206	15	260	12	30	0,90	1,19				2,09	0,60	1,06				1,96
V207a	15	260	20	50	2,50	5,89	4,01			12,40	0,60	5,41	3,57			11,48
V207b	15	260	20	50	2,50	5,38	4,85			12,73	0,60	4,79	4,32			11,61
V208	15	260	12	30	0,90	3,77	4,86			9,53	0,60	3,36	4,33			8,59
V209a	15	260	12	40	1,20	4,01	3,75			8,96	0,60	3,57	2,68			7,45
V209b	15	260	12	40	1,20	5,38	2,69	4,01		13,28	0,60	4,79	2,39	3,57		11,95
V209c	15	260	12	40	1,20	5,38	2,8			9,38	0,60	4,79	2,50			8,49
V210a	15	260	12	30	0,90	2,4				3,30	0,60	2,14				3,04

(fonte: própria do autor)

8.1.2 Cálculo dos esforços nas vigas

O cálculo dos esforços nas vigas pode ser tratado de duas formas: como viga contínua ou pórtico. Para esse projeto todas as vigas foram tratadas como vigas contínuas. O momento de inércia da seção transversal é considerado sem as armaduras e o cálculo foi feito admitindo-se que toda a viga estava no estágio I.

Araújo (2014e), demonstra que algumas premissas deverão ser adotadas para o cálculo de viga contínua:

- a) O cálculo dos momentos fletores positivos dos vãos intermediário das vigas contínuas não pode ser menor que o momento positivo engastando as extremidades dos referidos vãos;
- b) As armaduras sobre os apoios internos será sempre o valor obtido no cálculo como viga contínua, visto que nenhum pilar será maior que 25% da altura do pilar (65 cm).
- c) Nos apoios externos das vigas será considerado um momento fletor negativo M , segundo a equação 8.1.

$$M = M_{eng} * \frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (8.1)$$

Sendo,

M = Momento fletor no apoio externo da viga;

M_{eng} = Momento de engastamento perfeito;

r = Coeficiente de rigidez.

Assim, o primeiro cálculo dos momentos fletores foi com apoios internos e após um segundo cálculo engastando os apoios internos. Foram comparados os valores dos momento fletores obtidos adotando-se o maior momento fletor para o cálculo de dimensionamento e detalhamento.

8.2 ETAPAS DO DIMENSIONAMENTO

As próximas etapas resumem os cálculos adotados para o dimensionamento das vigas do segundo pavimento e cobertura.

- 1°. Através do *software* FTOOL obteve-se o valor do esforço cortante e momento fletor para cada viga.
- 2°. Cálculo do momento fletor engastando o apoio interno.
- 3°. Obter o maior esforço cortante em módulo e o maior momento fletor positivo e negativo.
- 4°. Cálculo dos momentos fletores dos pilares de extremidade.
- 5°. Verificação do domínio. As vigas foram pré-dimensionadas no domínio 2 e 3. No domínio 3 as peças são normalmente armadas e é a situação ideal para o projeto pelo fato dos materiais serem aproveitados de forma econômica e segura. No domínio 2 as peças são subarmadas e é considerado antieconômico, porém seguro.
- 6°. No dimensionamento foram verificadas quais vigas poderiam ser alteradas sua forma geométrica para alterar seu domínio (2 para 3). Algumas vigas não puderam ser dimensionadas para o domínio 3 devida a arquitetura da edificação, então foram mantidas no domínio 2.
- 7°. Dimensionamento para o momento fletor positivo e negativo.
- 8°. Verificação da armadura (simples ou dupla).
- 9°. Verificação da taxa de armadura mínima, que segundo a NBR 6118:2014 é de 0,15% para o concreto utilizado nessa edificação.
- 10°. Dimensionamento das armaduras negativas nas ligações com os pilares de extremidade.
- 11°. Verificação da taxa de armadura máxima, não podendo ser superior a 4% conforme estabelecido na NBR 6118:2014.

- 12°. Verificação se há necessidade de armadura de pele (para vigas com altura maior que 60cm).
- 13°. Dimensionamento dos estribos (Foi considerado estribos de dois ramos com Φ 5mm).
- 14°. Verificação dos espaçamentos das barras para garantir que todas as barras da armadura sejam envolvidas pelo concreto.
- 15°. Verificação das flechas para as combinações quase permanentes do carregamento.

8.3 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Após análise do pré-dimensionamento algumas vigas tiveram suas formas geométricas alteradas e com isso obteve-se um novo peso próprio, conforme a tabela 8.4 mostra. Novos esforços cortantes e momentos fletores também foram obtidos e demonstrados no apêndice F. As plantas com as armaduras das vigas e o detalhamento estão no apêndice G.

Tabela 8.4 – Dimensionamento: cargas totais e permanentes do segundo pavimento e cobertura.

Viga	b (cm)	h (cm)	PP vigas (KN/m)	Cargas Totais (KN/m)	Cargas Permanentes (KN/m)	Viga	b (cm)	h (cm)	PP vigas (KN/m)	Cargas Totais (KN/m)	Cargas Permanentes (KN/m)
V101a	14	34	1,19	8,02	7,36	V201a	14	25	0,88	2,91	2,69
V101b	14	34	1,19	8,40	7,78	V201b	14	25	0,88	2,79	2,58
V101c	14	34	1,19	11,50	10,24	V201c	14	25	0,88	4,75	4,33
V102a	15	40	1,50	8,78	7,76	V202	15	40	1,50	11,96	10,83
V102b	15	40	1,50	18,80	15,18	V203	12	35	1,05	11,53	10,55
V103	12	35	1,05	16,76	13,81	V204	15	40	1,50	14,45	13,04
V104	17	45	1,69	24,45	20,23	V205	15	40	1,50	14,46	13,06
V105	17	45	1,91	19,12	15,50	V206	12	15	0,45	1,64	1,51
V106a	12	20	0,60	8,30	7,28	V207a	20	30	1,50	11,40	10,48
V106b	12	20	0,60	5,51	5,51	V207b	20	30	1,50	11,73	10,61
V107a	20	40	2,00	15,68	12,92	V208	12	25	0,75	9,38	8,44
V107b	20	40	2,00	18,60	15,26	V209a	14	22	0,77	8,53	7,02
V108	12	30	0,90	15,03	12,23	V209b	14	22	0,77	12,85	11,52
V109a	12	30	0,90	14,10	10,99	V209c	14	22	0,77	8,95	8,06
V109b	12	30	0,90	34,77	31,70	V210a	12	15	0,45	2,85	2,59
V109c	12	30	0,90	14,56	11,88	V210b	12	15	0,45	2,70	3,13
V110a	14	20	0,70	8,19	7,41	V211	12	15	0,45	1,96	1,80
V110b	14	20	0,70	8,04	7,87	V212	12	15	0,45	1,51	1,39
V111	12	18	0,54	7,13	6,64	V213	20	45	2,25	5,45	5,10

Viga	b (cm)	h (cm)	PP vigas (KN/m)	Cargas Totais (KN/m)	Cargas Permanentes (KN/m)
V112	12	18	0,54	5,49	5,49
V113	20	38	1,90	11,49	9,64
V114	21	55	2,89	23,41	18,15
V115	12	15	0,45	6,82	6,41
V116a	15	35	1,31	10,39	9,04
V116b	15	35	1,31	12,75	10,69
V117a	20	40	2,00	24,10	19,41
V117b	20	40	2,00	23,94	18,90
V117c	20	40	2,00	22,36	17,59
V118	20	25	1,25	7,66	7,17
V119a	20	50	2,50	31,24	25,27
V119b	20	50	2,50	15,21	12,84
V119c	20	50	2,50	16,12	13,32
V120	20	28	1,40	8,40	7,72
V121	15	35	1,31	8,70	7,86
V122a	18	33	1,49	12,07	10,75
V122b	18	33	1,49	9,24	8,45

Viga	b (cm)	h (cm)	PP vigas (KN/m)	Cargas Totais (KN/m)	Cargas Permanentes (KN/m)
V214	12	15	0,45	1,72	1,58
V215a	15	35	1,31	8,01	7,28
V215b	15	35	1,31	7,61	6,92
V216a	20	35	1,75	14,72	13,31
V216b	20	35	1,75	17,40	15,87
V216c	20	35	1,75	16,35	14,76
V217	20	25	1,25	7,03	6,41
V218a	20	40	2,00	21,91	19,92
V218b	20	40	2,00	10,88	10,09
V218c	20	40	2,00	10,59	9,65
V219	18	28	1,26	7,64	6,95
V220	15	25	0,94	3,52	3,24
V221a	14	27	0,95	5,01	4,57
V221b	14	27	0,95	3,37	3,11

(fonte: própria do autor)

Tabela 8.6 – Vigas: dimensionamento das armaduras da cobertura.

VIGA	Dimensionamento Momento fletor (+)					Dimensionamento Momento fletor (-)					
	μ	μ_{lim}	Armad.	As (cm ² /m)	Bitolas (mm) 20 16 12,5 10 8 6,3	As efet. (cm ² /m)	ρ Máx. (%)	As (cm ² /m)	Bitolas (mm) 20 16 12,5 10 8 6,3	As efet. (cm ² /m)	ρ Máx. (%)
V201a	0,046	0,2952	Simple	0,53	2	1,00	0,29%	0,53	2	1,00	0,29%
V201b	0,043	0,2952	Simple	0,53	2	1,00	0,29%	1,84	2	2,45	0,70%
V201c	0,161	0,2952	Simple	1,82	2	2,45	0,70%	1,84	2	2,45	0,70%
V202	0,181	0,2952	Simple	3,79	2	4,02	0,67%	0,90	2	1,00	0,17%
V203	0,171	0,2952	Simple	2,45	2	4,02	0,96%	0,63	2	1,00	0,24%
V204	0,228	0,2952	Simple	4,95	2	6,28	1,05%	0,90	2	1,00	0,17%
V205	0,240	0,2952	Simple	5,26	2	6,28	1,05%	0,90	2	1,00	0,17%
V206	0,057	0,2952	Simple	0,27	2	0,62	0,35%	0,27	2	0,62	0,35%
V207a	0,081	0,2952	Simple	1,54	3	2,36	0,39%	5,19	3	6,03	1,00%
V207b	0,231	0,2952	Simple	4,83	3	6,03	1,00%	5,19	3	6,03	1,00%
V208	0,218	0,2952	Simple	2,19	2	2,45	0,82%	0,45	2	1,00	0,33%
V209a	0,121	0,2952	Simple	1,14	2	1,57	0,51%	2,35	2	2,45	0,80%
V209b	0,128	0,2952	Simple	1,21	2	1,57	0,51%	2,35	2	2,45	0,80%
V209c	0,071	0,2952	Simple	0,65	2	1,00	0,33%	1,46	2	1,57	0,51%
V210a	0,140	0,2952	Simple	0,70	2	1,00	0,56%	1,21	2	1,57	0,87%
V210b	0,120	0,2952	Simple	0,59	2	1,00	0,56%	1,21	2	1,57	0,87%
V211	0,089	0,2952	Simple	0,43	2	0,62	0,35%	0,27	2	0,62	0,35%
V212	0,064	0,2952	Simple	0,30	2	0,62	0,35%	0,27	2	0,62	0,35%
V113	0,077	0,2952	Simple	3,13	1 1	3,24	0,27%	1,80	1 1	2,01	0,17%
V213	0,188	0,2952	Simple	6,01	3	6,03	0,67%	1,35	2	1,57	0,17%
V214	0,044	0,2952	Simple	0,27	2	0,62	0,35%	0,27	2	0,62	0,35%
V215a	0,010	0,2952	Simple	0,79	2	1,00	0,19%	3,11	2	4,02	0,77%

Continua

Continuação

VIGA	Dimensionamento Momento fletor (+)						Dimensionamento Momento fletor (-)													
	μ	μ_{lim}	Armada.	As (cm ² /m)	Bitolas (mm)				As efet. (cm ² /m)	ρ Máx. (%)	Bitolas (mm)				As efet. (cm ² /m)	ρ Máx. (%)				
					20	16	12,5	10	8	6,3			20	16	12,5	10	8	6,3		
V215b	0,144	0,2952	Simplex	2,54	2						4,02	0,77%	2						4,02	0,77%
V216a	0,135	0,2952	Simplex	3,15	3						3,68	0,53%	3						6,03	0,86%
V216b	0,117	0,2952	Simplex	2,70		3					3,68	0,53%		3					9,42	1,35%
V216c	0,194	0,2952	Simplex	4,72	3						6,03	0,86%	3						9,42	1,35%
V217	0,185	0,2952	Simplex	3,03	2						4,02	0,80%					2		1,00	0,20%
V218a	0,240	0,2952	Simplex	7,02	3						9,42	1,18%							9,42	1,18%
V218b	0,012	0,2952	Simplex	1,20					3		1,51	0,19%							9,42	1,18%
V218c	0,062	0,2952	Simplex	1,60				3			2,36	0,29%					3		1,51	0,19%
V219	0,165	0,2952	Simplex	2,73	2						4,02	0,80%							1,00	0,20%
V220	0,215	0,2952	Simplex	2,69				2			4,02	0,80%							1,00	0,27%
V221a	0,156	0,2952	Simplex	1,91			2				2,45	0,65%			2				2,45	0,65%
V221b	0,013	0,2952	Simplex	0,57					2		1,00	0,27%							2,45	0,65%
V201a	0,046	0,2952	Simplex	0,53					2		1,00	0,29%							1,00	0,29%
V201b	0,043	0,2952	Simplex	0,53					2		1,00	0,29%				2			2,45	0,70%

(fonte: própria do autor)

Tabela 8.7 – Dimensionamento dos estribos das vigas do segundo pavimento.

VIGA	Segurança contra esmagamento das bielas comprimidas			Espaçamento							Espaçamento					
	τ_{wd} (MPa)	τ_{wu} (MPa)	Verificação	τ_c (MPa)	τ_d (MPa)	$\rho_{w,min}$	A_{sw} (cm ² /m)	$A_{sw,min}$ (cm ² /m)	A_{sw} escolhido (cm ² /m)	Φ (mm)	c/	$0,67*\tau_{wu}$	Verificação $\tau_{wd} < 0,67*\tau_{wu}$	Espaçamento máximo (cm)	Φ (mm)	c/ (cm)
V101a	0,50	4,34	Atende	0,77	-0,30	0,10%	-0,98	1,4	1,40	5	28	2,91	Sim	18	5	18
V101b	0,72	4,34	Atende	0,77	-0,05	0,10%	-0,16	1,4	1,40	5	28	2,91	Sim	18	5	18
V101c	1,17	4,34	Atende	0,77	0,44	0,10%	1,42	1,4	1,42	5	27	2,91	Sim	18	5	18
V102a	0,70	4,34	Atende	0,77	-0,08	0,10%	-0,28	1,5	1,50	5	26	2,91	Sim	21,6	5	21
V102b	1,51	4,34	Atende	0,77	0,82	0,10%	2,82	1,5	2,82	5	13	2,91	Sim	21,6	5	13
V103	1,22	4,34	Atende	0,77	0,50	0,10%	1,37	1,2	1,37	5	28	2,91	Sim	18,6	5	18
V104	1,27	4,34	Atende	0,77	0,55	0,10%	2,16	1,7	2,16	5	18	2,91	Sim	24,6	5	18
V105	1,18	4,34	Atende	0,77	0,45	0,10%	1,77	1,7	1,77	5	22	2,91	Sim	24,6	5	22
V106a	1,07	4,34	Atende	0,77	0,34	0,10%	0,93	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	9,6	5	9
V106b	0,63	4,34	Atende	0,77	-0,16	0,10%	-0,44	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	9,6	5	9
V107a	0,87	4,34	Atende	0,77	0,11	0,10%	0,50	2	2,00	5	19	2,91	Sim	21,6	5	19
V107b	1,25	4,34	Atende	0,77	0,53	0,10%	2,45	2	2,45	5	15	2,91	Sim	21,6	5	15
V108	1,10	4,34	Atende	0,77	0,37	0,10%	1,01	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	15,6	5	15
V109a	1,29	4,34	Atende	0,77	0,58	0,10%	1,59	1,2	1,59	5	24	2,91	Sim	15,6	5	15
V109b	2,81	4,34	Atende	0,77	2,26	0,10%	6,25	1,2	6,25	5	6	2,91	Sim	15,6	5	6
V109c	1,07	4,34	Atende	0,77	0,33	0,10%	0,91	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	15,6	5	15
V110a	1,04	4,34	Atende	0,77	0,30	0,10%	0,96	1,4	1,40	5	28	2,91	Sim	9,6	5	9
V110b	1,00	4,34	Atende	0,77	0,26	0,10%	0,82	1,4	1,40	5	28	2,91	Sim	9,6	5	9
V111	0,70	4,34	Atende	0,77	-0,08	0,10%	-0,21	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	8,4	5	8
V112	0,53	4,34	Atende	0,77	-0,27	0,10%	-0,75	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	8,4	5	8
V113	0,69	4,34	Atende	0,77	-0,08	0,10%	-0,39	2	2,00	5	19	2,91	Sim	20,4	5	19

Continua

Continuação

VIGA	Segurança contra esmagamento das bielas comprimidas		Espaçamento										Espaçamento			
	τ_{wd} (MPa)	τ_{vu} (MPa)	Verificação	τ_c (MPa)	τ_d (MPa)	$\rho_{w,min}$	A_{sw} (cm ² /m)	$A_{sw,min}$ (cm ² /m)	A_{sw} escolhido (cm ² /m)	Φ (mm)	c/	$0,67*\tau_{vu}$	Verificação $\tau_{wd} < 0,67*\tau_{vu}$	Espaçamento máximo (cm)	Φ (mm)	c/ (cm)
V114	1,38	4,34	Atende	0,77	0,68	0,10%	3,27	2,1	3,27	5	11	2,91	Sim	30	5	11
V115	0,64	4,34	Atende	0,77	-0,15	0,10%	-0,41	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	6,6	5	6
V116a	1,07	4,34	Atende	0,77	0,33	0,10%	1,13	1,5	1,50	5	26	2,91	Sim	18,6	5	18
V116b	1,64	4,34	Atende	0,77	0,97	0,10%	3,35	1,5	3,35	5	11	2,91	Sim	18,6	5	11
V117a	1,49	4,34	Atende	0,77	0,80	0,10%	3,70	2	3,70	5	10	2,91	Sim	21,6	5	10
V117b	1,72	4,34	Atende	0,77	1,06	0,10%	4,87	2	4,87	5	8	2,91	Sim	21,6	5	8
V117c	1,75	4,34	Atende	0,77	1,08	0,10%	4,99	2	4,99	5	7	2,91	Sim	21,6	5	7
V118	0,75	4,34	Atende	0,77	-0,02	0,10%	-0,08	2	2,00	5	19	2,91	Sim	12,6	5	12
V119a	1,92	4,34	Atende	0,77	1,28	0,10%	5,89	2	5,89	5	6	2,91	Sim	27,6	5	6
V119b	1,08	4,34	Atende	0,77	0,34	0,10%	1,58	2	2,00	5	19	2,91	Sim	27,6	5	19
V119c	0,44	4,34	Atende	0,77	-0,37	0,10%	-1,69	2	2,00	5	19	2,91	Sim	27,6	5	19
V120	0,69	4,34	Atende	0,77	-0,09	0,10%	-0,43	2	2,00	5	19	2,91	Sim	14,4	5	14
V121	0,71	4,34	Atende	0,77	-0,07	0,10%	-0,23	1,5	1,50	5	26	2,91	Sim	18,6	5	18
V122a	1,06	4,34	Atende	0,77	0,32	0,10%	1,32	1,8	1,80	5	21	2,91	Sim	17,4	5	17
V122b	0,70	4,34	Atende	0,77	-0,08	0,10%	-0,32	1,8	1,80	5	21	2,91	Sim	17,4	5	17

(fonte: própria do autor)

Tabela 8.8 – Dimensionamento dos estribos das vigas da cobertura.

VIGA	Segurança contra esmagamento das bielas comprimidas			Espaçamento							Espaçamento					
	τ_{nid} (MPa)	τ_{wu} (MPa)	Verificação	τ_c (MPa)	τ_d (MPa)	$\rho_{w,\text{min}}$	A_{w} (cm ² /m)	$A_{w,\text{min}}$ (cm ² /m)	A_{w} escolhido (cm ² /m)	Φ (mm)	c/	$0,67*\tau_{\text{wu}}$	Verificação $\tau_{\text{nid}} < 0,67*\tau_{\text{wu}}$	Espaçamento máximo (cm)	Φ (mm)	c/
V201a	0,25	4,34	Atende	0,77	-0,58	0,10%	-1,87	1,4	1,40	5	28	2,91	Sim	12,6	5	12
V201b	0,37	4,34	Atende	0,77	-0,44	0,10%	-1,42	1,4	1,40	5	28	2,91	Sim	12,6	5	12
V201c	0,69	4,34	Atende	0,77	-0,09	0,10%	-0,30	1,4	1,40	5	28	2,91	Sim	12,6	5	12
V202	0,82	4,34	Atende	0,77	0,05	0,10%	0,18	1,5	1,50	5	26	2,91	Sim	21,6	5	21
V203	0,84	4,34	Atende	0,77	0,07	0,10%	0,20	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	18,6	5	18
V204	0,97	4,34	Atende	0,77	0,22	0,10%	0,76	1,5	1,50	5	26	2,91	Sim	21,6	5	21
V205	1,08	4,34	Atende	0,77	0,34	0,10%	1,18	1,5	1,50	5	26	2,91	Sim	21,6	5	21
V206	0,22	4,34	Atende	0,77	-0,61	0,10%	-1,68	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	6,6	5	6
V207a	0,84	4,34	Atende	0,77	0,08	0,10%	0,37	2	2,00	5	19	2,91	Sim	15,6	5	15
V207b	1,09	4,34	Atende	0,77	0,35	0,10%	1,62	2	2,00	5	19	2,91	Sim	15,6	5	15
V208	0,85	4,34	Atende	0,77	0,09	0,10%	0,25	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	12,6	5	12
V209a	0,95	4,34	Atende	0,77	0,20	0,10%	0,65	1,4	1,40	5	28	2,91	Sim	10,8	5	10
V209b	1,66	4,34	Atende	0,77	0,98	0,10%	3,17	1,4	3,17	5	12	2,91	Sim	10,8	5	10
V209c	0,76	4,34	Atende	0,77	-0,01	0,10%	-0,03	1,4	1,40	5	28	2,91	Sim	10,8	5	10
V210a	0,60	4,34	Atende	0,77	-0,18	0,10%	-0,51	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	6,6	5	6
V210b	0,57	4,34	Atende	0,77	-0,22	0,10%	-0,60	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	6,6	5	6
V211	0,24	4,34	Atende	0,77	-0,58	0,10%	-1,61	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	6,6	5	6
V212	0,18	4,34	Atende	0,77	-0,65	0,10%	-1,81	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	6,6	5	6
V213	1,80	4,34	Atende	0,77	1,15	0,10%	5,27	2	5,27	5	7	2,91	Sim	24,6	5	7
V214	0,16	4,34	Atende	0,77	-0,68	0,10%	-1,87	1,2	1,20	5	30	2,91	Sim	6,6	5	6
V215a	0,69	4,34	Atende	0,77	-0,09	0,10%	-0,29	1,5	1,50	5	26	2,91	Sim	18,6	5	18

Continua

Continuação

VIGA	Segurança contra esmagamento das bielas comprimidas				Espaçamento							Espaçamento			
	τ_{wd} (MPa)	τ_{wu} (MPa)	Verificação	τ_c (MPa)	τ_d (MPa)	$\rho_{w,min}$	A_{sw} (cm ² /m)	$A_{sw,min}$ (cm ² /m)	A_{sw} escolhido (cm ² /m)	Φ (mm)	c/	Verificação $\tau_{wd} < 0,67 \cdot \tau_{wu}$	Espaçamento máximo (cm)	Φ (mm)	c/ (cm)
V215b	1,00	4,34	Atende	0,77	0,25	0,10%	0,87	1,5	1,50	5	26	Sim	18,6	5	18
V216a	1,18	4,34	Atende	0,77	0,45	0,10%	2,09	2	2,09	5	18	Sim	18,6	5	18
V216b	1,46	4,34	Atende	0,77	0,77	0,10%	3,52	2	3,52	5	11	Sim	18,6	5	11
V216c	1,43	4,34	Atende	0,77	0,73	0,10%	3,38	2	3,38	5	11	Sim	18,6	5	11
V217	0,56	4,34	Atende	0,77	-0,23	0,10%	-1,05	2	2,00	5	19	Sim	12,6	5	12
V218a	1,72	4,34	Atende	0,77	1,05	0,10%	4,84	2	4,84	5	8	Sim	21,6	5	8
V218b	0,97	4,34	Atende	0,77	0,23	0,10%	1,05	2	2,00	5	19	Sim	21,6	5	19
V218c	0,37	4,34	Atende	0,77	-0,44	0,10%	-2,03	2	2,00	5	19	Sim	21,6	5	19
V219	0,57	4,34	Atende	0,77	-0,22	0,10%	-0,90	1,8	1,80	5	21	Sim	14,4	5	14
V220	0,61	4,34	Atende	0,77	-0,18	0,10%	-0,62	1,5	1,50	5	26	Sim	12,6	5	12
V221a	0,71	4,34	Atende	0,77	-0,06	0,10%	-0,20	1,4	1,40	5	28	Sim	13,8	5	13
V221b	0,45	4,34	Atende	0,77	-0,36	0,10%	-1,15	1,4	1,40	5	28	Sim	13,8	5	13

(fonte: própria do autor)

Tabela 8.9 – Verificação das flechas das vigas do segundo pavimento.

VIGA	Combinação quase permanente											Flecha total			Flecha Admissível	Verificação
	$P_0 = 0,3 * p + 0,7 * g$ (KN/m)	Momento X_0 no apoio interno (KNm)	E_{cs} (KN/m ²)	I_c (m ⁴)	W_c (m)	W_c (cm)	A_s (cm ² /m)	ρ (%)	Kt	A_s (arm. negativas) (cm ² /m)	ρ (arm. negativas) (%)	W_{00} (cm)	W_{adm} (cm)			
V101a	7,56	5,7	28980000	0,000459	0,000552	0,055	1,00	0,24%	7,010884	1,00	0,24%	0,536289	1,304	Atende		
V101b	7,97	5,7	28980000	0,000459	0,001318	0,132	1,00	0,24%	7,010884	0,00	0,00%	1,34535	1,54	Atende		
V101c	10,62	25,3	28980000	0,000459	0,00421	0,421	4,02	0,96%	2,613306	3,24	0,77%	1,354633	2,064	Atende		
V102a	8,06	36,3	28980000	0,0008	-0,00051	-0,051	1,00	0,19%	8,38433	1,00	0,19%	-0,56917	1,2	Atende		
V102b	16,26	36,3	28980000	0,0008	0,002751	0,275	4,52	0,84%	2,873905	3,68	0,68%	0,936815	1,94	Atende		
V103	14,70	0	28980000	0,000429	0,003383	0,338	4,02	1,08%	2,397015	2,45	0,66%	1,013244	1,54	Atende		
V104	21,50	0	28980000	0,001291	0,005304	0,530	9,42	1,35%	2,043915	6,28	0,90%	1,175027	2,064	Atende		
V105	16,59	0	28980000	0,001291	0,003194	0,319	9,42	1,35%	2,043915	4,02	0,58%	0,763615	1,94	Atende		
V106a	7,59	6,2	28980000	0,00008	0,001949	0,195	1,57	0,82%	2,922837	1,57	0,82%	0,930457	1,2	Atende		
V106b	5,51	6,2	28980000	0,00008	-0,00022	-0,022	0,62	0,32%	5,642707	0,62	0,32%	-0,23149	0,636	Atende		
V107a	13,74	49,7	28980000	0,001067	-0,00022	-0,022	1,57	0,22%	7,489184	1,57	0,22%	-0,21381	1,54	Atende		
V107b	16,26	49,7	28980000	0,001067	0,002179	0,218	6,03	0,84%	2,873905	4,02	0,56%	0,76313	2,064	Atende		
V108	13,07	0	28980000	0,00027	0,002456	0,246	4,02	1,29%	2,114915	2,01	0,64%	0,695085	1,304	Atende		
V109a	11,92	19,5	28980000	0,00027	0,000408	0,041	1,57	0,50%	4,12955	1,57	0,50%	0,232557	1,26	Atende		
V109b	32,62	14,8	28980000	0,00027	0,000894	0,089	2,80	0,90%	2,737926	0,00	0,00%	0,37586	0,92	Atende		
V109c	12,68	14,8	28980000	0,00027	-9,2E-06	-0,001	1,00	0,32%	5,673818	1,00	0,32%	-0,00752	0,94	Atende		
V110a	7,64	10	28980000	9,33E-05	0,001699	0,170	1,57	0,70%	3,26183	2,01	0,90%	0,888184	1,304	Atende		
V110b	7,92	10	28980000	9,33E-05	0,001461	0,146	1,57	0,70%	3,26183	1,57	0,70%	0,800035	1,26	Atende		
V111	6,78	0	28980000	5,83E-05	0,001594	0,159	1,57	0,93%	2,657801	1,00	0,60%	0,792486	0,94	Atende		
V112	5,49	0	28980000	5,83E-05	0,001183	0,118	1,57	0,93%	2,657801	1,00	0,60%	0,588103	0,92	Atende		
V113	10,20	0	28980000	0,000915	0,005909	0,591	6,28	0,92%	2,680286	4,02	0,59%	1,949613	2,344	Atende		

Continua

Continuação

VIGA	Combinação quase permanente		Ic (m ⁴)	Wc (m)	Wc (cm)	As (cm ² /m)	ρ (%)	Kt	As (arm. negativas) (cm ² /m)	ρ' (arm. negativas) (%)	Flecha total		Flecha Admissível
	Po = 0,3*p + 0,7*g (KN/m)	Momento Xo no apoio interno (KNm)									Ecs (KN/m ²)	Woo (cm)	Wadm (cm)
V114	19,73	0	0,002912	0,00359	0,359	12,56	1,17%	2,261133	4,02	0,38%	0,941689	2,344	Atende
V115	6,34	0	3,38E-05	0,000816	0,082	1,00	0,76%	3,07566	0,62	0,47%	0,576273	0,7	Atende
V116a	9,44	41,3	0,000336	-0,0004	-0,040	1,00	0,22%	7,537713	1,00	0,22%	-0,41297	0,664	Atende
V116b	11,30	41,3	0,000336	0,00115	0,115	4,52	0,97%	2,58371	2,80	0,60%	0,376055	1,912	Atende
V117a	20,81	49	0,001067	3,33E-05	0,003	4,46	0,62%	3,560109	2,36	0,33%	0,01521	1,364	Atende
V117b	20,41	49	0,001067	0,000927	0,093	4,02	0,56%	3,835525	0,00	0,00%	0,48781	1,68	Atende
V117c	19,02	74,9	0,001067	0,000721	0,072	6,03	0,84%	2,873905	3,68	0,51%	0,255355	1,912	Atende
V118	7,31	0	0,00026	0,003964	0,396	4,52	1,08%	2,403128	2,01	0,48%	1,453428	1,684	Atende
V119a	27,06	101	0,002083	0,002178	0,218	7,85	0,85%	2,835613	5,02	0,55%	0,706387	2,2	Atende
V119b	13,55	3	0,002083	4,41E-05	0,004	1,57	0,17%	8,916939	0,00	0,00%	0,050501	0,844	Atende
V119c	14,16	3	0,002083	0,000405	0,041	2,45	0,27%	6,489976	1,57	0,17%	0,326317	1,388	Atende
V120	7,92	0	0,000366	0,003057	0,306	4,52	0,94%	2,642768	2,01	0,42%	1,175217	1,684	Atende
V121	8,11	0	0,000336	0,003548	0,355	4,02	0,86%	2,809682	1,79	0,38%	1,324296	1,912	Atende
V122a	11,14	31,8	0,000339	0,00465	0,465	4,02	0,77%	3,050739	4,02	0,77%	1,768354	2,2	Atende
V122b	8,68	31,8	0,000339	-0,00042	-0,042	1,00	0,19%	8,184411	1,00	0,19%	-0,49044	0,844	Atende

(fonte: própria do autor)

Tabela 8.10 – Verificação das flechas das vigas da cobertura.

VIGA	Combinação quase permanente		E _{cs} (KN/m ²)	I _c (m ⁴)	W _c (m)	W _c (cm)	A _s (cm ² /m)	ρ (%)	K _t	A _s (arm. negativas) (cm ² /m)	ρ' (arm. negativas) (%)	Flecha total		Flecha Admissível	
	P ₀ = 0,3*p + 0,7*g (KN/m)	Momento Xo no apoio interno (KNm)										W _∞ (cm)	W _{adm} (cm)	Verificação	
V201a	2,75	1,6	28980000	0,000182	0,000565	0,056	1,00	0,34%	5,438815	1,00	0,34%	0,482731	1,304	Atende	
V201b	2,64	1,6	28980000	0,000182	0,001148	0,115	1,00	0,34%	5,438815	0,00	0,00%	1,053397	1,54	Atende	
V201c	4,45	10,2	28980000	0,000182	0,004564	0,456	2,45	0,83%	2,881103	1,57	0,53%	1,981718	2,064	Atende	
V202	11,17	0	28980000	0,0008	0,003471	0,347	4,02	0,74%	3,125258	1,00	0,19%	1,432582	1,94	Atende	
V203	10,84	0	28980000	0,000429	0,002497	0,250	4,02	1,08%	2,397015	1,00	0,27%	0,814779	1,54	Atende	
V204	13,46	0	28980000	0,0008	0,00536	0,536	6,28	1,16%	2,274643	1,57	0,29%	1,575286	2,064	Atende	
V205	13,48	0	28980000	0,0008	0,004189	0,419	6,28	1,16%	2,274643	1,00	0,19%	1,25841	1,94	Atende	
V206	1,55	0	28980000	3,38E-05	0,000132	0,013	0,62	0,47%	4,321638	0,62	0,47%	0,130792	0,636	Atende	
V207a	10,76	33,8	28980000	0,00045	-4,2E-05	-0,004	2,45	0,47%	4,323697	1,00	0,19%	-0,02655	1,54	Atende	
V207b	10,95	33,8	28980000	0,00045	0,003435	0,343	6,03	1,16%	2,279638	2,45	0,47%	1,089362	2,064	Atende	
V208	8,72	0	28980000	0,000156	0,002833	0,283	2,45	0,97%	2,581678	1,00	0,40%	1,135478	1,304	Atende	
V209a	7,47	10,8	28980000	0,000124	0,000801	0,080	1,57	0,62%	3,547111	1,00	0,40%	0,477195	1,26	Atende	
V209b	11,92	7,4	28980000	0,000124	0,000527	0,053	1,57	0,62%	3,547111	0,00	0,00%	0,341143	0,92	Atende	
V209c	8,33	7,4	28980000	0,000124	0,000209	0,021	1,00	0,40%	4,873573	0,62	0,25%	0,17681	0,94	Atende	
V210a	2,67	3,9	28980000	3,38E-05	0,001363	0,136	1,00	0,76%	3,07566	1,00	0,76%	0,901226	1,304	Atende	
V210b	3,00	3,9	28980000	3,38E-05	0,001461	0,146	1,00	0,76%	3,07566	0,62	0,47%	1,031586	1,26	Atende	
V211	1,85	0	28980000	3,38E-05	0,00075	0,075	0,62	0,47%	4,321638	0,62	0,47%	0,744584	0,94	Atende	
V212	1,43	0	28980000	3,38E-05	0,000531	0,053	0,62	0,47%	4,321638	0,62	0,47%	0,527195	0,92	Atende	
V213	5,21	0	28980000	0,001519	0,001816	0,182	6,03	0,74%	3,152676	1,57	0,19%	0,727903	2,344	Atende	

Continua

Continuação

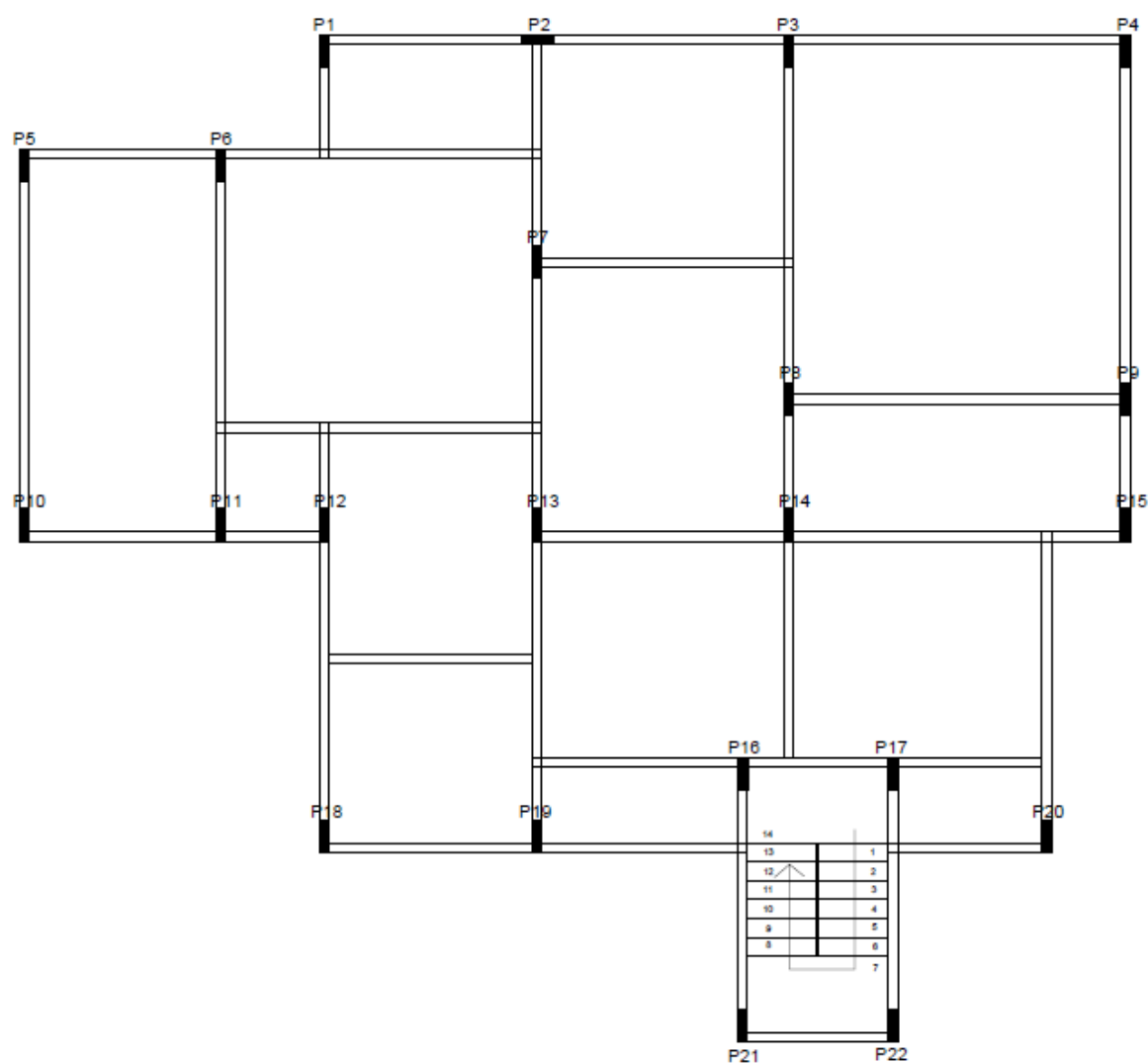
VIGA	Combinação quase permanente										Flecha total			Flecha Admissível	Verificação
	$P_0 = 0,3 * p + 0,7 * g$ (KN/m)	Momento Xo no apoio interno (KNm)	E_{cs} (KN/m ²)	Ic (m ⁴)	Wc (m)	Wc (cm)	As (cm ² /m)	ρ (%)	Kt	As (arm. negati- vas) (cm ² /m)	ρ' (arm. nega- tivas) (%)	Woo (cm)	Wadm (cm)		
V214	1,62	0	28980000	3,38E-05	0,000203	0,020	0,62	0,47%	4,321638	0,62	0,47%	0,200976	0,7	Atende	
V215a	7,50	26,6	28980000	0,000536	-0,00025	-0,025	1,00	0,22%	7,537713	1,00	0,22%	-0,25659	0,664	Atende	
V215b	7,13	26,6	28980000	0,000536	0,000675	0,067	4,02	0,86%	2,809682	1,00	0,22%	0,260995	1,912	Atende	
V216a	13,73	37,5	28980000	0,000715	-0,00015	-0,015	4,02	0,65%	3,448229	1,57	0,25%	-0,06996	1,364	Atende	
V216b	16,33	37,5	28980000	0,000715	0,001198	0,120	3,68	0,59%	3,671814	0,00	0,00%	0,633264	1,68	Atende	
V216c	15,24	51,1	28980000	0,000715	0,001478	0,148	6,03	0,97%	2,58371	1,57	0,25%	0,521658	1,912	Atende	
V217	6,60	0	28980000	0,00026	0,003575	0,358	4,02	0,96%	2,613306	1,00	0,24%	1,500858	1,684	Atende	
V218a	20,52	76,3	28980000	0,001067	0,003242	0,324	9,42	1,51%	2,091702	1,57	0,22%	0,889528	2,2	Atende	
V218b	10,33	2,8	28980000	0,001067	6,1E-05	0,006	1,57	0,22%	7,489184	0,00	0,00%	0,062684	0,844	Atende	
V218c	9,93	2,8	28980000	0,001067	0,000538	0,054	2,45	0,34%	5,450819	1,57	0,22%	0,385	1,388	Atende	
V219	7,16	0	28980000	0,000329	0,003068	0,307	4,02	0,93%	2,666242	1,00	0,23%	1,238473	1,684	Atende	
V220	3,32	0	28980000	0,000195	0,003989	0,399	3,68	1,17%	2,267442	1,00	0,32%	1,428646	1,912	Atende	
V221a	4,70	13,9	28980000	0,00023	0,004461	0,446	2,45	0,76%	3,073855	1,57	0,49%	2,001815	2,2	Atende	
V221b	3,18	13,9	28980000	0,00023	-0,00046	-0,046	1,00	0,31%	5,802682	0,62	0,19%	-0,41307	0,844	Atende	

(fonte: própria do autor)

9. CÁLCULO E DETALHAMENTO DOS PILARES

Os pilares foram numerados em ordem crescente conforme a figura 9.1 mostra.

Figura 9.1 – Numeração dos pilares.



(fonte: própria do autor)

Inicialmente todos os pilares foram considerados como contraventados e as forças normais de cada pilar são decorrentes do carregamento vertical atuante nas vigas. A soma das reações de apoio das vigas descarregadas nos pilares as quais estão apoiadas estão demonstradas na tabela 9.1

Tabela 9.1 – Cargas totais nos pilares.

Pavimento	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11
2° (KN)	11,30	14,90	21,70	24,40	0,60	26,90	76,80	126,40	63,10	33,70	14,70
	6,00	10,60	35,00	26,90	33,70	58,10	32,30	63,10	39,40	10,20	8,60
		44,50	15,40			85,20	63,80	38,80	26,10		110,60
Peso Próprio (KN)	2,44	2,44	2,44	3,09	2,44	2,44	2,93	3,71	2,44	2,44	2,44
Cobertura (KN)	4,20	5,20	7,80	10,10		31,50	52,20	37,30	37,30		2,10
	1,50	3,00	14,40	11,20		27,80	22,20	88,30	16,40		45,80
		28,90	54,40				46,70	50,10	10,30		
Peso Próprio (KN)	2,44	2,44	2,44	3,09	2,44	2,44	2,93	3,71	2,44	2,44	2,44
Soma (KN)	27,88	111,98	153,58	78,78	39,18	234,38	299,85	411,41	197,48	48,78	186,68

Pavimento	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22
2° (KN)	0,20	88,60	44,60	55,30	29,00	46,20	30,70	16,60	8,40	19,00	6,30
	35,40	15,70	64,30	6,60	62,60	23,80	10,10	16,00	23,60	6,30	20,30
	54,60	89,80	38,80		22,60	23,50		57,00		37,50	37,50
			27,10								
Peso Próprio (KN)	2,44	3,09	3,09	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44
Cobertura (KN)	2,10	12,60	31,30	33,80	17,10	18,90	3,60	5,70	2,30	1,70	1,70
	23,00	64,60	40,40	3,20	29,80	13,70	18,50	5,40	13,70	15,80	16,80
	33,10	63,40	27,10		5,40	17,70		39,90			
			17,60								
Peso Próprio (KN)	2,44	3,09	3,09	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44
Soma (KN)	153,28	340,88	297,38	103,78	171,38	148,68	67,78	145,48	52,88	85,18	87,48

(fonte: própria do autor)

A partir da numeração dos pilares separou-se cada pilar como intermediário, canto ou extremidade e obteve-se o pré-dimensionamento conforme critério especificado no capítulo 4. A tabela 9.2 mostra os resultados.

Araújo (2014c), define as situações de cálculo para os pilares intermediários, canto ou extremidade seguindo as fórmulas para excentricidade:

1°. Pilares intermediários.

$$e_x = e_{1x} + e_{2x} + e_{cx} \quad (9.1)$$

$$e_y = e_{1y} + e_{2y} + e_{cy} \quad (9.2)$$

2°. Pilares de canto.

a) Situação de cálculo 1 (no topo):

$$e_x = e_{1x} \quad (9.3)$$

$$e_y = e_{iy,t} \quad (9.4)$$

$$e_{1x} = e_{ix,t} + e_{ax} \geq e_{1x,min} \quad (9.5)$$

b) Situação de cálculo 2 (no topo):

$$e_x = e_{1x,t} \quad (9.6)$$

$$e_y = e_{1y} \quad (9.7)$$

$$e_{1y} = e_{iy,t} + e_{ay} \geq e_{1y,min} \quad (9.8)$$

c) Situação de cálculo 3 (na base):

$$e_x = e_{1x} \quad (9.9)$$

$$e_y = e_{iy,b} \quad (9.10)$$

$$e_{1x} = e_{ix,b} + e_{ax} \geq e_{1x,min} \quad (9.11)$$

d) Situação de cálculo 4 (na base):

$$e_x = e_{ix,b} \quad (9.12)$$

$$e_y = e_{1y} \quad (9.13)$$

$$e_{1y} = e_{iy,b} + e_{ay} \geq e_{1y,min} \quad (9.14)$$

e) Situação de cálculo 5 (na intermediária):

$$e_x = e_{1x} + e_{2x} + e_{cx} \quad (9.15)$$

$$e_y = e_{iy} \quad (9.16)$$

$$e_{1x} = e_{ix} + e_{ax} \geq e_{1x,min} \quad (9.17)$$

f) Situação de cálculo 6 (na intermediária):

$$e_x = e_{ix} \quad (9.18)$$

$$e_y = e_{1y} + e_{2y} + e_{cy} \quad (9.19)$$

$$e_{1y} = e_{iy} + e_{ay} \geq e_{1y,min} \quad (9.20)$$

3°. Pilares de extremidade.

$$e_x = e_{1x} + e_{2x} + e_{cx} \quad (9.21)$$

$$e_y = e_{1y} + e_{2y} + e_{cy} \quad (9.22)$$

Sendo,

e_x = excentricidade para direção x.

e_y = excentricidade para direção y.

e_{1x} = excentricidade de 1ª ordem para direção x.

e_{2x} = excentricidade de 2ª ordem para direção x.

e_{cx} = excentricidade de fluência para direção x.

e_{cy} = excentricidade de fluência para direção y.

$e_{ix} = e_{iy}$ = excentricidades iniciais na seção intermediária.

$e_{1x,min} = e_{1y,min}$ = excentricidade de primeira ordem mínima.

Com o esforço normal de cálculo e com a excentricidade, determina-se o momento fletor segundo as direções x e y.

Utilizando-se o *software* PCALC! e introduzindo as informações calculadas referentes a excêntricas e esforço normal de cálculo obteve-se as armaduras necessárias e taxa de armadura para os pilares (os resultados estão na tabela 9.3).

A armadura transversal é composta por estribos e a NBR 6118:2014 indica as dimensões mínimas, bem como o espaçamento máximo para detalhamento.

O diâmetro dos estribos em pilares não pode ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.

O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- a) 200 mm;
- b) menor dimensão da seção;
- c) 24 ϕ para CA-25, 12 ϕ para CA-50.

Os estribos e o espaçamento escolhido estão na tabela 9.3. O detalhamento de cada pilar está no apêndice H.

Tabela 9.2 – Classificação dos pilares.

Pilar	Classificação	N_k	N_d	Ac	γ_n	hx	hy	Ac efet.
P1	Canto	27,88	46,83	42,57	1,2	15	25	375
P2	Extremidade	111,98	188,12	171,02	1,2	25	15	375
P3	Extremidade	153,58	258,01	234,55	1,2	15	25	375
P4	Canto	77,48	130,16	118,33	1,2	19	25	475
P5	Canto	39,18	65,81	59,83	1,2	15	25	375
P6	Extremidade	234,38	393,75	357,95	1,2	15	25	375
P7	Extremidade	299,85	440,78	400,71	1,05	18	25	450
P8	Extremidade	411,41	575,97	523,61	1	19	30	570
P9	Extremidade	197,48	331,76	301,60	1,2	15	25	375
P10	Canto	48,78	81,94	74,49	1,2	15	25	375
P11	Extremidade	186,68	313,61	285,10	1,2	15	25	375
P12	Extremidade	153,28	257,50	234,09	1,2	15	25	375
P13	Extremidade	340,88	477,23	433,84	1	19	25	475
P14	Intermediário	297,38	416,33	252,32	1	19	25	475
P15	Canto	103,78	174,34	158,49	1,2	15	25	375

Pilar	Classificação	N_k	N_d	Ac	γ_n	hx	hy	Ac efet.
P16	Extremidade	171,38	287,91	261,74	1,2	15	25	375
P17	Extremidade	148,68	249,77	227,07	1,2	15	25	375
P18	Canto	67,78	113,86	103,51	1,2	15	25	375
P19	Extremidade	145,48	244,40	222,18	1,2	15	25	375
P20	Canto	52,88	88,83	80,75	1,2	15	25	375
P21	Canto	85,18	143,09	130,09	1,2	15	25	375
P22	Canto	87,48	146,96	133,60	1,2	15	25	375

(fonte: própria do autor)

Tabela 9.3 – Dimensionamento dos pilares.

Pilar	hx (cm)	hy (cm)	Mex (KNm)	Mey (KNm)	ϕ_x (mm)	ϕ_y (mm)	Taxa de arma- dura (%)	Cobrimento (cm)	Arm. Transv.	
									ϕ_t (mm)	S máx (cm)
P1	15	25	3,79	2,07	2 ϕ 10	2 ϕ 10	0,84%	3,00	5	12
P2	25	15	4,84	5,74	2 ϕ 16	2 ϕ 16	2,14%	3,00	5	15
P3	15	25	13,78	6,64	2 ϕ 16	3 ϕ 16	3,22%	3,00	5	15
P4	19	25	14,27	16,78	2 ϕ 20	3 ϕ 20	2,54%	3,00	5	19
P5	15	25	2,35	19,66	2 ϕ 20	2 ϕ 20	3,35%	3,00	5	15
P6	15	25	15,74	9,82	2 ϕ 20	2 ϕ 20	3,35%	3,00	5	15
P7	18	25	13,03	11,14	2 ϕ 16	3 ϕ 16	2,68%	3,00	5	18
P8	19	30	17,40	14,22	2 ϕ 20	3 ϕ 20	3,31%	3,00	5	19
P9	15	25	18,61	8,54	2 ϕ 16	3 ϕ 16	3,22%	3,00	5	15
P10	15	25	6,05	19,74	2 ϕ 20	2 ϕ 20	3,35%	3,00	5	15
P11	15	25	14,04	8,07	2 ϕ 16	3 ϕ 16	3,22%	3,00	5	15
P12	15	25	7,95	6,63	2 ϕ 16	2 ϕ 16	2,14%	3,00	5	15
P13	19	25	12,76	12,01	2 ϕ 20	2 ϕ 20	2,65%	3,00	5	19
P14	19	25	11,45	10,71	2 ϕ 20	2 ϕ 20	2,65%	3,00	5	19
P15	15	25	17,47	2,80	2 ϕ 12,5	2 ϕ 12,5	1,31%	3,00	5	15
P16	15	25	9,28	7,41	2 ϕ 16	2 ϕ 16	2,14%	3,00	5	15
P17	15	25	8,02	6,43	2 ϕ 16	2 ϕ 16	2,14%	3,00	5	15
P18	15	25	6,94	15,43	2 ϕ 16	3 ϕ 16	3,22%	3,00	5	15
P19	15	25	11,12	6,29	2 ϕ 16	2 ϕ 16	2,14%	3,00	5	15
P20	15	25	3,38	11,79	2 ϕ 16	2 ϕ 16	2,14%	3,00	5	15
P21	15	25	2,48	10,28	2 ϕ 12,5	2 ϕ 12,5	1,31%	3,00	5	15
P22	15	25	2,48	14,75	2 ϕ 12,5	3 ϕ 12,5	1,96%	3,00	5	15

(fonte: própria do autor)

10. VERIFICAÇÃO DA INDESLOCABILIDADE DA ESTRUTURA

Segundo a NBR 6118:2014 a indeslocabilidade é verificada por dois parâmetros: parâmetro de instabilidade α e coeficiente γ_z . O coeficiente γ_z de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares, dado que a edificação em questão não atende a esse critério será verificado apenas o parâmetro α .

10.1 PARÂMETRO DE INSTABILIDADE

Para edificações com até 3 pavimentos, as equações 10.1 e 10.2 atendem ao parâmetro de instabilidade α .

$$\alpha = h_{tot} * \sqrt{\frac{F_v}{E_{cs} * I_c}} \leq \alpha_1 \quad (10.1)$$

$$\alpha_1 = \leq 0,2 + 0,1 * n \quad (10.2)$$

Sendo,

h_{tot} = altura da edificação;

F_v = soma de todas as cargas verticais de serviço;

n = número de andares;

$E_{cs}I_c$ = soma das rigidezes à flexão das seções dos elementos verticais.

α_1 = limite de indeslocabilidade.

Conforme especificado na NBR 6118:2014, o limite de indeslocabilidade será reduzido para 0,5 pelo fato do contraventamento ser apenas por pórticos.

10.2 ESCOLHA DOS PÓRTICOS DE CONTRAVENTAMENTO

Foram escolhidos dois pórticos segundo a direção “x” e dois segundo a direção “y”. Serão classificados como:

- a) Pórtico 1: Pilares P1, P2, P3 e P4 (direção “x”).
- b) Pórtico 2: Pilares P13, P14 e P15 (direção “x”).
- c) Pórtico 3: Pilares P2, P7, P13 e P19 (direção “y”).
- d) Pórtico 4: Pilares P16 e P21 (direção “y”).

10.3 CÁLCULO DOS PÓRTICOS DE CONTRAVENTAMENTO.

Os valores iniciais para o cálculo estão na tabela 10.1.

Tabela 10.1 - Valores iniciais de contraventamento.

fck	25 MPa
Ecs	27207,92 MPa
Ecs	27207921 KN/m ²
FV 2º Piso	2197,48 KN
FV Cobertura	1245,28 KN
FV Soma	3442,76 KN

(fonte: própria do autor)

A próxima etapa do cálculo de contraventamento consistiu em lançar os pórticos no *software* Ftool para o cálculo do deslocamento, para isso foi aplicado uma força horizontal de 100 KN no topo de cada pórtico. Os valores calculados estão na tabela 10.2.

Tabela 10.2 - Deslocamento e rigidez equivalente dos pórticos de contraventamento.

Pórtico	Deslocamento	Rigidez equivalente
Port. 1	2,85 cm	164453,8 KNm ²
Port. 2	0,53 cm	332406,6 KNm ²
Port. 3	3,02 cm	155196,5 KNm ²
Port. 4	1,16 cm	404046,0 KNm ²

(fonte: própria do autor)

Com os valores dos deslocamentos e rigidez equivalente calculados foi possível obter o parâmetro α como a tabela 10.3 mostra.

Tabela 10.3 – Parâmetro α .

Pórticos	Port. 1 e 2	Port. 3 e 4
α	0,43	0,41

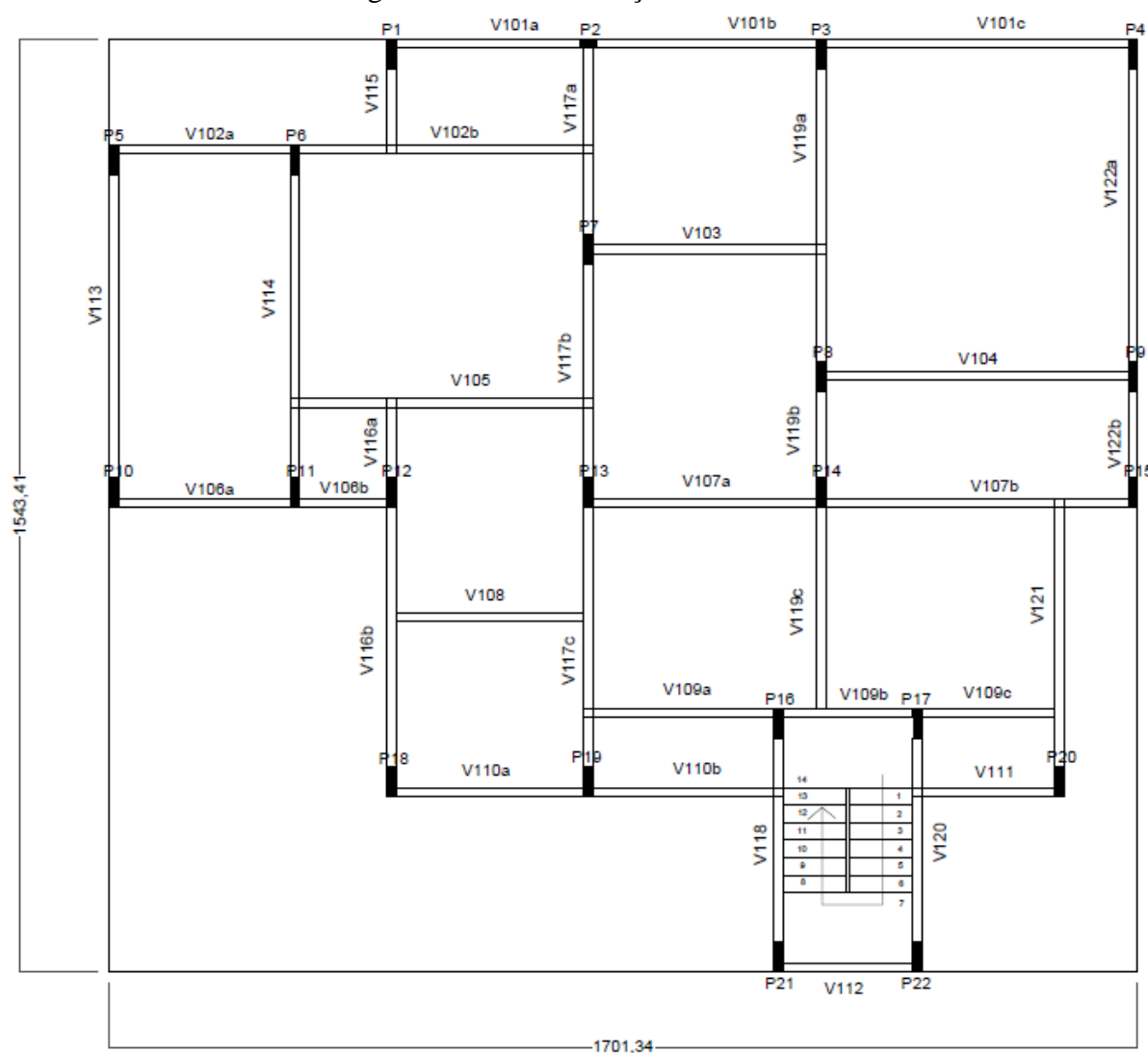
(fonte: própria do autor)

Os valores de α ficaram abaixo de 0,5 e a estrutura pode ser classificada como estável de nós fixos. Os pórticos escolhidos são suficientes para garantir a indeslocabilidade da estrutura.

11. FORÇAS HORIZONTAIS NAS SUBESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO

As forças horizontais nas subestruturas de contraventamento são determinadas pela ação do vento (as fórmulas para o cálculo estão descritas no capítulo 5). Por uma questão de tempo e de simplificação, a edificação será considerada retangular como a figura 11.1 mostra.

Figura 11.1 - Planta forças horizontais.



(fonte: própria do autor)

A classificação da edificação, segundo a NBR 6123:1988, é classe A e categoria IV. A tabela 11.1 mostra os valores calculados para as forças do vento.

Tabela 11.1 - Forças do vento.

Z (m)	S ₂	S ₁	S ₃	V _o (m/s)	V _k (m/s)	q _k (N/m ²)	q _k (KN/m ²)	C _{aX}	C _{aY}	Área _X	Área _Y	FH _x (KN)	FH _y (KN)
2,6	0,73	1	1	44	32,19	635,27	0,64	0,95	1,1	44,226	40,118	26,70	28,00
5,2	0,80	1	1	44	34,98	750,25	0,75	0,95	1,1	44,226	40,118	15,80	16,60

(fonte: própria do autor)

Determinadas as forças horizontais (segundo a direção “x”) e verticais (segundo a direção “y”) foi calculada a proporção que cada pórtico sustentaria da força do vento. Araújo (2014c) propõe um procedimento simplificado ao qual adota-se para os elementos de contraventamento uma rigidez equivalente, para isto os pórticos de contraventamento são representados por molas de rigidez K concentradas nos centros dos mesmos (conforme equação 11.1).

$$K = \frac{3 * EI_{eq}}{l^3} \quad (11.1)$$

Sendo,

K = Rigidez do pórtico.

EI_{eq} = Rigidez equivalente do pórtico.

l = Altura do pórtico.

A tabela 11.2 indica os valores da rigidez K, a proporção entre as rigidezes K', as coordenadas x e y do centro dos pórticos e o ângulo θ que o mesmo faz com o eixo x. As excentricidades (e_a e e_b) foram consideradas sem efeitos de vizinhança.

Tabela 11.2 - Rigidez equivalente e excentricidades dos pórticos de contraventamento.

Pórtico	Rigidez (KN/m)		Coordenadas (m)		Ângulo (°)	Excentricidade (m)	
	K	K'	x	y	θ	e _a	e _b
1	3508,772	1,059649	10,8	15,36	0	9,78075	8,87225
2	7092,199	2,141844	12,43	7,75	0	9,78075	8,87225
3	3311,258	1	7,925	9,17	90	9,78075	8,87225
4	8620,69	2,603448	11,07	2,18	90	9,78075	8,87225

(fonte: própria do autor)

Resolvendo-se o problema numérico proposto em Araújo (2014c), foram encontrados os valores da força de vento que cada pórtico sustentaria conforme a tabela 11.3 mostra.

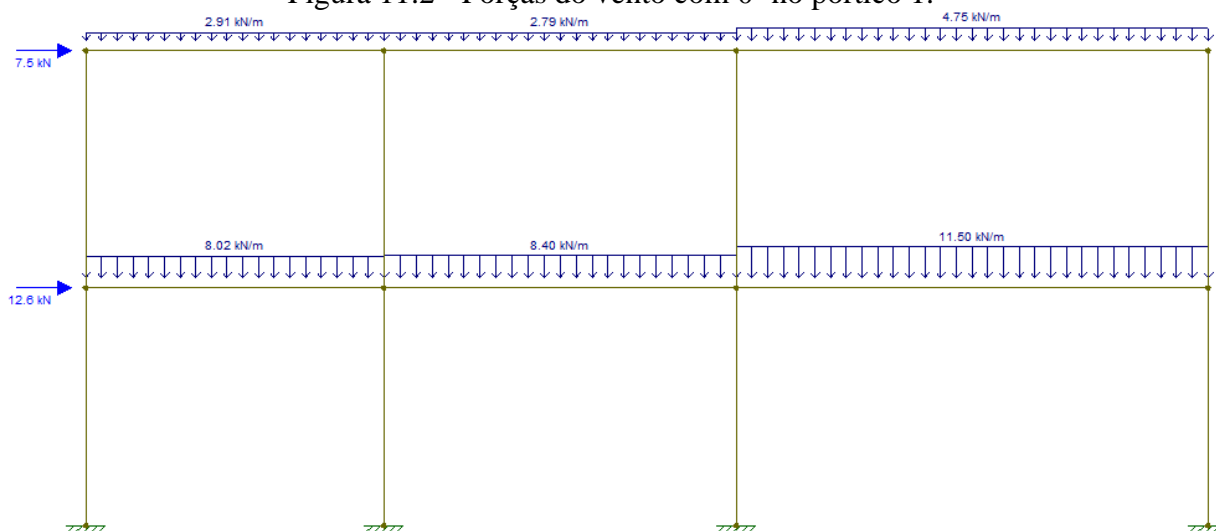
Tabela 11.3 - Força de vento aplicada aos pórticos de contraventamento.

Pórtico	Z (m)	FHx (KN)	Pórtico	Z (m)	FHy (KN)
1	2,6	12,6	3	2,6	7,7
2	2,6	14,1	4	2,6	20,3
1	5,2	7,4	3	5,2	4,5
2	5,2	8,4	4	5,2	12,1

(fonte: própria do autor)

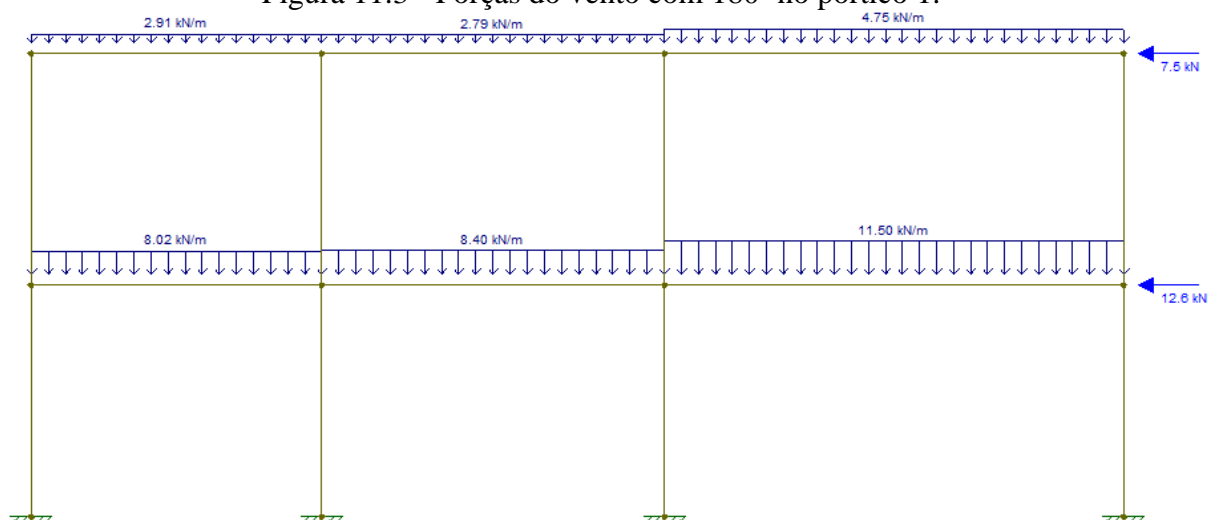
Utilizando-se o *software* Ftool, foram aplicadas as forças de vento e as forças verticais em cada pórtico, obtendo-se os valores de momentos fletores e esforço cortante nas vigas e pilares de contraventamento. As forças do vento foram aplicadas em duas direções (0°/180° para as FHx e 90°/270° para as FHy) conforme a figura 11.2 e 11.3 mostram para o caso do pórtico 1. A tabela 11.4, 11.5 e 11.6 mostram os valores obtidos para as vigas e pilares.

Figura 11.2 - Forças do vento com 0° no pórtico 1.



(fonte: própria do autor)

Figura 11.3 - Forças do vento com 180° no pórtico 1.



(fonte: própria do autor)

Tabela 11.4 - Esforço cortante e momento fletor para as vigas de contraventamento (Vento a 0° e 90°).

PÓRTICO	Direção Vento (°)	VIGA	ESFORÇO CORTANTE		MOMENTO FLETOR		
			Vk.a (+) (KN)	Vk.b (-) (KN)	Ma (-) (KNm)	Mb (-) (KNm)	M.máx (+) (KNm)
1	0°	V101a	8,90	17,30	2,30	11,40	7,20
		V101b	12,70	19,70	6,10	19,60	3,40
		V101c	28,50	30,90	19,80	26,10	15,50
		V201a	6,00	3,50	5,00	1,00	1,10
		V201b	5,70	5,10	4,10	3,00	1,70
		V201c	13,40	11,10	12,50	6,70	6,40
2	0°	V107a	19,70	40,70	0,60	41,00	11,80
		V107b	55,60	64,00	46,70	36,00	36,40
		V207a	21,60	22,30	16,00	17,30	4,50
		V207b	35,50	35,40	32,20	17,60	21,60
3	90°	V117a	45,10	76,10	4,90	56,00	37,20
		V117b	64,40	88,40	50,40	77,90	36,00
		V117c	84,40	62,20	76,70	19,50	49,50
		V216a	31,40	49,70	6,40	36,30	26,00
		V216b	48,50	62,80	39,10	52,30	27,90
		V216c	61,20	41,90	57,90	8,90	35,30
4	90°	V118	10,40	31,20	15,00	36,30	22,00
		V217	21,20	11,50	15,60	2,40	11,80

(fonte: própria do autor)

Tabela 11.5 - Esforço cortante e momento fletor para as vigas de contraventamento (Vento a 180° e 270°).

PÓRTICO	Direção Vento (°)	VIGA	ESFORÇO CORTANTE		MOMENTO FLETOR		
			Vk.a (+) (KN)	Vk.b (-) (KN)	Ma (-) (KNm)	Mb (-) (KNm)	M.máx (+) (KNm)
1	180°	V101a	15,90	10,30	13,00	3,70	2,80
		V101b	16,20	16,20	10,70	10,70	4,90
		V101c	33,70	25,70	32,10	11,20	17,40
		V201a	6,00	3,50	5,00	1,00	1,10
		V201b	5,70	5,10	4,10	3,00	1,70
		V201c	13,40	11,10	12,50	6,70	6,40
2	180°	V107a	30,00	30,40	25,90	26,80	2,70
		V107b	58,70	60,90	52,90	26,10	39,80
		V207a	21,60	22,30	16,00	17,30	4,50
		V207b	35,50	35,40	32,20	17,60	21,60
3	270°	V117a	49,30	72,00	12,30	49,20	37,10
		V117b	67,60	85,20	56,70	70,60	37,90
		V117c	87,30	59,20	82,80	12,40	50,50
		V216a	31,40	49,70	6,40	36,30	26,00
		V216b	48,50	62,80	39,10	52,30	27,90
		V216c	61,20	41,90	57,90	8,90	35,30
4	270°	V118	35,00	6,70	36,70	15,30	18,20
		V217	21,20	11,50	15,60	2,40	11,80

(fonte: própria do autor)

Dado que a edificação possui apenas dois pavimentos, foram analisados apenas os momentos nos pilares do segundo pavimento onde as cargas são maiores. Entende-se que essa análise é satisfatória pelo fato das cargas da cobertura serem menores e os pilares terem a mesma seção transversal.

Tabela 11.6 - Momento fletor nos pilares de contraventamento.

Pórtico	Direção Vento (°)	Pilar	M.Topo	M.Base	Mex (KNm)	Mey (KNm)
1	0°	P1	3,6	-6,3	7,56	2,07
	180°	P1	-8	9,5	-11,40	2,07
1	0°	P2	3,2	-3,2	4,84	5,74
	180°	P2	-3,9	3,9	4,84	5,74
1	0°	P3	2,70	-5,70	13,78	6,64
	180°	P3	-11,60	11,30	13,78	6,64
1	0°	P4	14,6	-12,8	12,80	16,78
	180°	P4	1,9	6,1	-6,10	16,78

Pórtico	Direção Vento (°)	Pilar	M.Topo	M.Base	Mex (KNm)	Mey (KNm)
2	0°	P13	5,8	-28,1	12,76	12,01
	180°	P13	15,6	-35,2	14,16	12,01
2	0°	P14	1,4	-1,9	11,45	10,71
	180°	P14	-11,3	8,4	11,45	10,71
2	0°	P15	14,8	-9,4	11,28	2,80
	180°	P15	9,5	-2,5	3,00	2,80
3	90°	P2	-0,7	-1	4,84	5,74
	270°	P2	-6	4,6	4,84	5,74
3	90°	P7	4,5	-4,6	12,77	11,14
	270°	P7	-4,9	5,2	12,27	11,14
3	90°	P13	3	-4,2	12,76	12,01
	270°	P13	-7,7	7	12,76	12,01
3	90°	P19	9	-5,8	10,19	6,29
	270°	P19	3,7	-0,3	8,13	6,29
4	90°	P16	14,8	-21	14,57	7,41
	270°	P16	-23,5	24,9	8,88	7,41
4	90°	P21	23,3	-25,2	2,07	25,76
	270°	P21	-23,5	24,9	2,07	1,95

(fonte: própria do autor)

Analisando os valores encontrados para os pórticos de contraventamento e comparando com os resultados calculados para os sistemas contraventados pode-se tomar as seguintes conclusões:

- a) Somente o pilar 21 terá sua forma geométrica e armadura alterada, visto que os demais pilares atendem as exigências calculadas para o sistema contraventado. A tabela 11.7 mostra os novos valores para o pilar 21.
- b) A viga 101a terá aumento na armadura para o momento fletor negativo: alterando as duas barras com diâmetro de 8mm para duas barras com diâmetro de 10mm.
- c) A viga 118 terá aumento na armadura para o momento fletor negativo: alterando as duas barras com diâmetro de 8mm para duas barras com diâmetro de 20mm. Também terá alteração na sua forma geométrica: a altura irá aumentar para 30 cm.
- d) A viga 217 terá aumento na armadura para o momento fletor negativo: alterando as duas barras com diâmetro de 8mm para duas barras com diâmetro de 16mm.

Tabela 11.7 - Forma geométrica e armadura do pilar 21.

Pór-tico	Dire-ção Vento	Pi-lar	hx (cm)	hy (cm)	Mex (KNm)	Mey (KNm)	ϕ_x (mm)	ϕ_y (mm)	Taxa de armadura (%)	Cobri-mento (cm)	Arm. Transv.	
											ϕ_t (mm)	S máx (cm)
4	90°	P21	19	25	2,07	25,76	2 ϕ 20	3 ϕ 20	3,97%	3,00	5	19
	270°	P21	19	25	2,07	1,95	2 ϕ 20	3 ϕ 20	3,97%	3,00	5	19

(fonte: própria do autor)

12. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho permitiu aplicar os conhecimentos adquiridos ao longo da graduação em engenharia civil na área de estruturas de concreto armado. O dimensionamento estrutural de um projeto arquitetônico existente serviu como base para a aplicação de técnicas de cálculo estudadas ao longo do curso de acordo com as normas específicas.

Apesar do projeto arquitetônico ser de uma edificação de dois pavimentos, a falta de simetria das estruturas foi um aspecto importante a se destacar. Esse fator desencadeou a falta de padronização no dimensionamento estrutural, tornado assim um maior trabalho de cálculo.

A escolha do projeto de uma edificação mais simplificada levou em conta que o cálculo seria feito sem a utilização de *softwares* mais elaborados para análise estrutural. Rotinas de cálculo foram criadas no programa excell, por outro lado, sabe-se que a utilização de programas específicos são importantes para aumentar a competitividade, eficiência e produtividade profissional no mercado de trabalho.

Foi possível verificar que os métodos utilizados no pré-dimensionamento tiveram classificações distintas. Enquanto os valores do pré-dimensionamento das lajes, pilares e escada ficaram aproximados com os dimensionamentos, as vigas sofreram maiores alterações. De uma maneira geral os métodos de pré-dimensionamento foram importantes para a definição dos materiais utilizados e as cargas que a estrutura suportaria, além de organizar a localização estrutural de cada elemento em planta.

Outro aspecto interessante a ressaltar foi a alteração de um pilar e três vigas no cálculo das estruturas de contraventamento. Tiveram suas formas geométricas e bitolas das armaduras aumentadas. Tal alteração era esperada pelo fato de todas as vigas terem sido calculadas como contraventadas.

Em virtude dos fatos mencionados, concluiu-se que em qualquer situação a edificação deve ser dimensionada para atender ao conforto e segurança de seus usuários. Constatou-se que o dimensionamento e detalhamento estrutural está atrelado a técnicas desenvolvidas ao longo da graduação de engenharia civil, podendo ser realizado sem a utilização de programas mais específicos, contudo respeitando sempre as normas vigentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

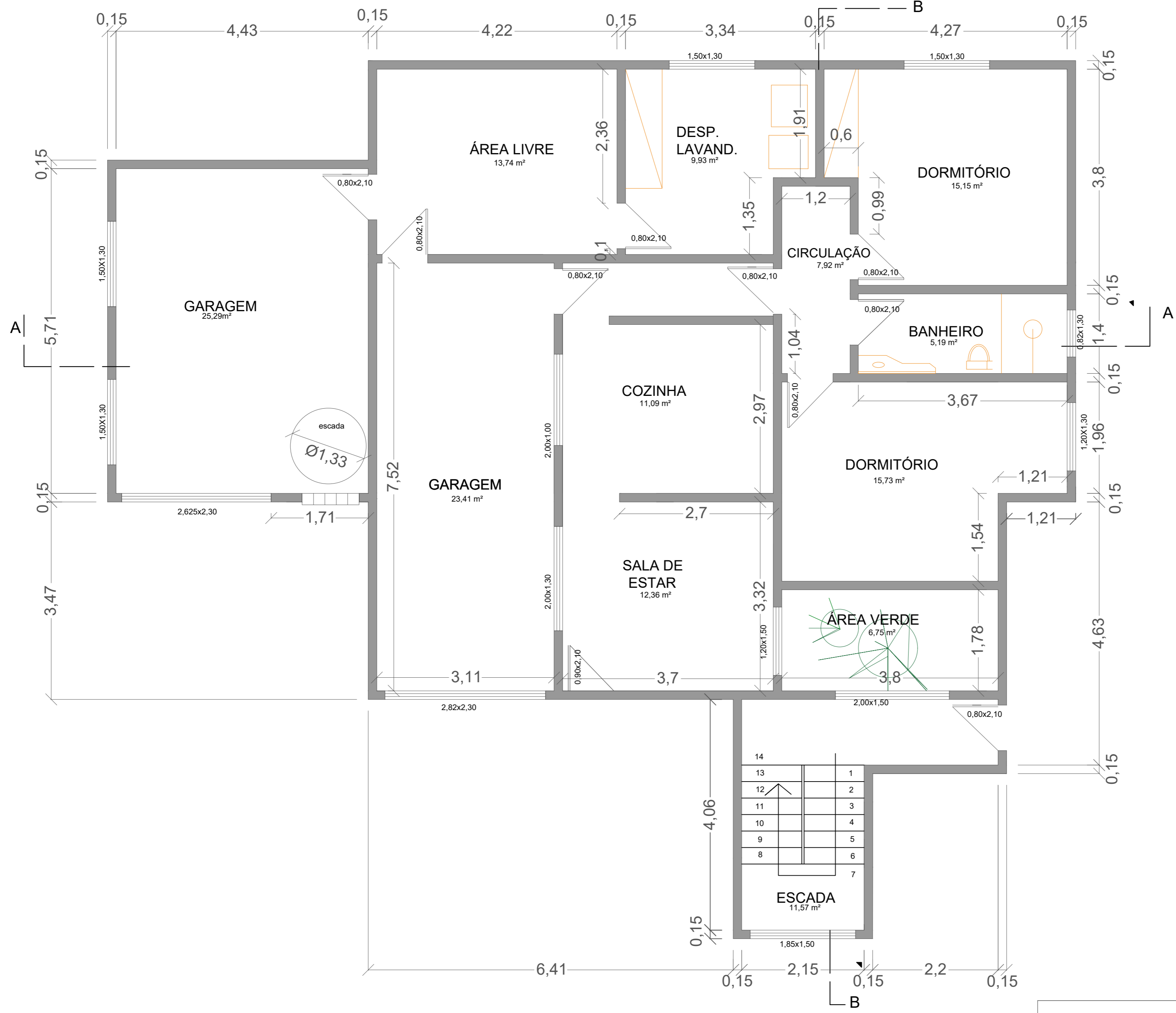
- NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.
- ODEBRECHT, SILVIA. **Projeto arquitetônico conteúdos técnicos básicos**. 1. ed. Blumenau: Edifurb, 2006.
- ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014a. v. 1.
- _____. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014b. v. 2.
- _____. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014c. v. 3.
- _____. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014d. v. 4.
- ARAÚJO, J. M. de. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2014e.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- _____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ARAÚJO, J. M. de. **Aulas**. Rio Grande/RS. Aulas da disciplina de estruturas de concreto armado – FURG. Disponível em <<http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/aulas.htm>>. Acesso em: 08 outubro. 2018.
- ARAÚJO, J. M. de. **Aulas**. Rio Grande/RS. Aulas da disciplina de estruturas de concreto armado – FURG. Disponível em <http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/aulas_arquivos/Cap2_V2.pdf>. Acesso em: 08 outubro. 2018.
- FILHO, A. C. de. **Aulas**. Aulas da disciplina de estruturas de concreto armado II – UFRGS. Disponível em <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/escadas.pdf>> Acesso em: 15 outubro. 2018.

MELO, P. R. de. **Pré-dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos.** Dissertação de mestrado – Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2013.

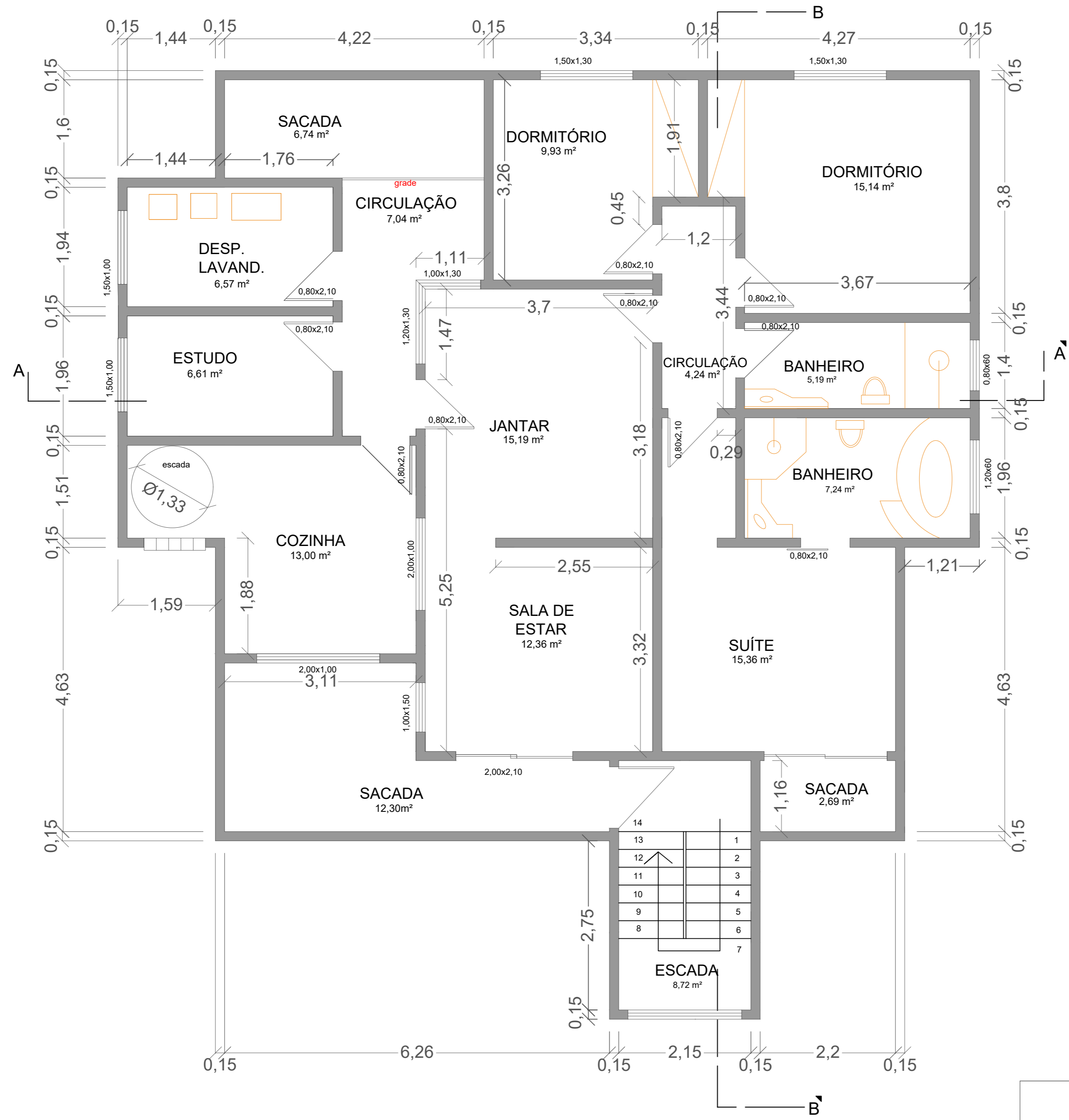
BASTOS, P. S. dos. S. **Pilares de concreto armado.** Notas de aula da disciplina de Estruturas de Concreto II. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista, Unesp, Bauru, 2017. Disponível em <<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf>>. Acesso em: 15 outubro. 2018.

TÉGULA. **Peso das telhas da cobertura.** <<http://www.tegula.com.br/site/pdf/catalogo-big.pdf>>. Acesso em: 27 março. 2019.

**APÊNDICE A – PLANTA BAIXA PAVIMENTO TÉRREO E SE-
GUNDO PAVIMENTO**



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL			
APÊNDICE A			
TÍTULO: ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO DE PILARES, VIGAS, LAJES E ESCADA A PARTIR DE UM PROJETO ARQUITETÔNICO			
PLANTA BAIXA - PAVIMENTO TÉRREO			
ESCALA: 1:50	UNIDADE: metro	DATA: JUNHO/2019	FOLHA: 1/2
ALUNO: JEAN FÉLIX BONFANTI		ORIENTADOR: ROBERTO DOMINGOS RIOS	



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL			
APÊNDICE A			
TÍTULO: ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO DE PILARES, VIGAS, LAJES E ESCADA A PARTIR DE UM PROJETO ARQUITETÔNICO			
PLANTA BAIXA - SEGUNDO PAVIMENTO			
ESCALA: 1:50	UNIDADE: metro	DATA: JUNHO/2019	FOLHA: 2/2
ALUNO: JEAN FÉLIX BONFANTI		ORIENTADOR: ROBERTO DOMINGOS RIOS	

APÊNDICE B – COEFICIENTES DA TABELA DE KALMANOK E VALORES DOS MOMENTOS E REAÇÕES DAS LAJES.

Nas tabelas B.1 e B.2 estão os coeficientes da tabela de Kalmanok, retiradas de Araújo (2014b), para cada laje do segundo pavimento e cobertura. Os valores calculados para momentos e reações são demonstrados nas tabelas B.3 e B.4.

Tabela B.1 – Coeficientes da tabela de Kalmanok (lajes do segundo pavimento).

	L 01	L 02	L 03	L 04	L 05	L 07	L 08	L 09	L 10	L 12	L 13
mx	21,1	27,5	30,8	20,5	25,5	25,5	21,1	20,5	28,4	21,1	59,6
my	55	26,8	28,4	27,7	21,1	21,1	25,5	30	33,6	55	17,7
mxe	-78	-66	-72	-55	-58	-58	-54	-56	-71	-78	-121
mye	-114	-65	-70	-62	-54	-54	-58	-66	-77	-114	
rx	252	122	163						180	252	169
ry	158		171					102	163	158	307
rx	467	293	341	286	251	251	251	337	365	467	
rye	350	325	352	251	275	275	275	263	344	350	525
wc	4,44	2,04	2,34	1,7	1,56	1,56	1,56	1,83	2,59	4,44	4,85

(fonte: própria do autor)

Tabela B.2 – Coeficientes da tabela de Kalmanok (lajes da cobertura).

	L 14	L 15	L 16	L 17	L 18	L 20	L 21	L 22	L 23	L 25	L 26	L 27
mx	21,1	27,5	30,8	19,6	25,5	25,5	21,1	20,5	28,4	21,1	40,6	30,8
my	55	26,8	28,4	32	21,1	21,1	25,5	30	33,6	55	12,1	28,4
mxe	-78	-66	-72	-56	-58	-58	-54	-56	-71	-78	-83	-72
mye	-114	-65	-70	-69	-54	-54	-58	-66	-77	-114	-56	-70
rx	252	122	163						180	252	100	163
ry	158		171	101				102	163	158		171
rx	467	293	341	347	251	251	251	337	365	467	254	341
rye	350	325	352	262	275	275	275	263	344	350	405	352
wc	4,44	2,04	2,34	1,94	1,56	1,56	1,56	1,83	2,59	4,44	2,49	2,34

(fonte: própria do autor)

Tabela B.3 – Valores dos momentos e reações (lajes do segundo pavimento).

	L 01	L 02	L 03	L 04	L 05	L 07	L 08	L 09	L 10	L 12	L 13
Mx (kNm/m)	0,32	1,98	5,55	2,63	1,89	1,36	1,27	1,23	1,19	0,18	2,95
My (kNm/m)	0,84	1,93	5,11	3,55	1,56	1,12	1,54	1,81	1,41	0,47	0,88
Mxe (kNm/m)	-1,19	-4,72	-13,04	-7,05	-4,30	-3,09	-3,25	-3,37	-2,99	-0,66	-6,01
Mye (kNm/m)	-1,74	-4,70	-12,53	-7,95	-4,00	-2,87	-3,49	-3,97	-3,24	-0,97	0,00
Rx (kN/m)	2,20	2,58	5,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,60	1,64	2,79
Ry (kN/m)	1,38	0,00	5,96	0,00	0,00	0,00	0,00	1,77	2,36	1,03	5,07
Rxe (kN/m)	4,08	6,20	11,89	8,73	4,83	4,09	4,36	5,85	5,28	3,05	0,00
Rye (kN/m)	3,06	6,88	12,28	7,67	5,29	4,49	4,77	4,56	4,98	2,28	8,66

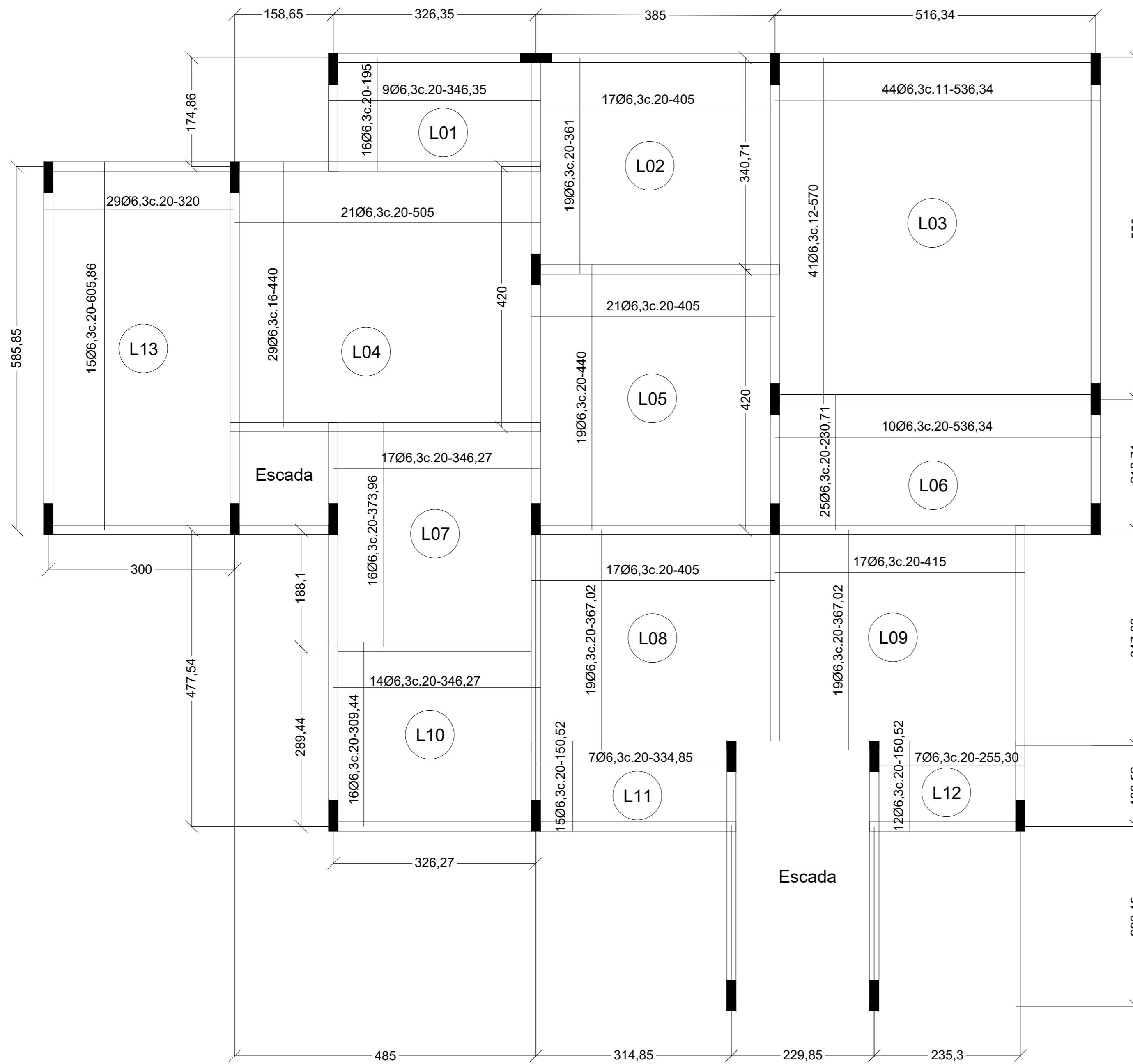
(fonte: própria do autor)

Tabela B.4 – Valores dos momentos e reações (lajes da cobertura).

	L 14	L 15	L 16	L 17	L 18	L 20	L 21	L 22	L 23	L 25	L 26	L 27
Mx (kNm/m)	0,30	1,47	3,78	1,59	2,31	1,25	1,17	1,14	1,09	0,17	0,99	0,36
My (kNm/m)	0,77	1,43	3,48	2,60	1,91	1,03	1,41	1,66	1,29	0,43	0,29	0,33
Mxe (kNm/m)	-1,10	-3,50	-8,88	-4,6	-5,24	-2,84	-2,99	-3,10	-2,75	-0,61	-2,01	-0,84
Mye (kNm/m)	-1,60	-3,48	-8,54	-5,6	-4,88	-2,64	-3,21	-3,66	-2,98	-0,89	-1,37	-0,81
Rx (kN/m)	2,03	1,91	3,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,40	1,51	1,06	1,19
Ry (kN/m)	1,27	0,00	4,06	1,95	0,00	0,00	0,00	1,63	2,17	0,95	0,00	1,25
Rxe (kN/m)	3,76	4,59	8,10	6,70	5,89	3,77	4,01	5,38	4,86	2,80	2,69	2,49
Rye (kN/m)	2,82	5,09	8,36	5,06	6,46	4,13	4,39	4,20	4,58	2,10	4,28	2,57

(fonte: própria do autor)

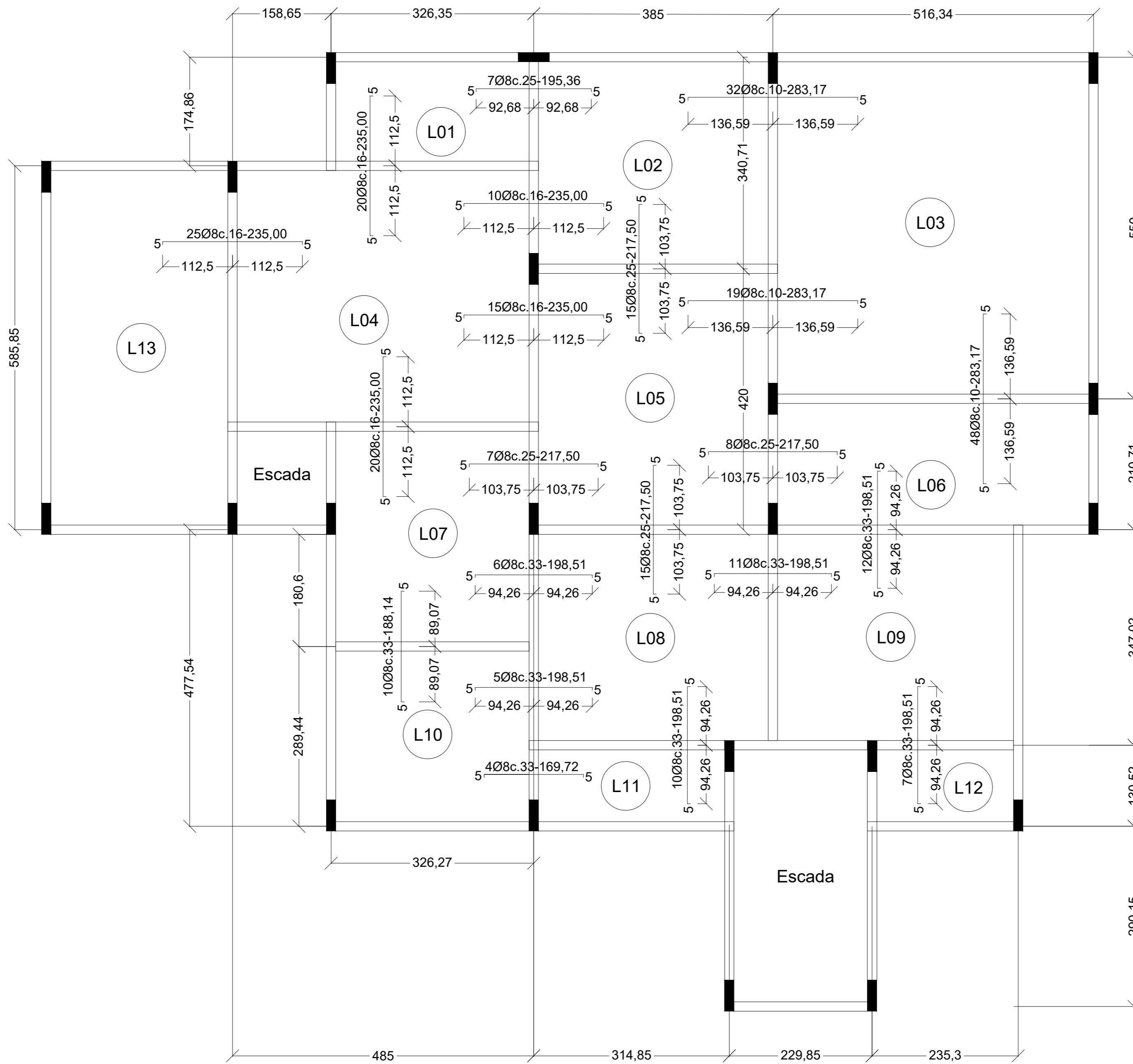
APÊNDICE C – DETALHAMENTO DAS LAJES.



ARMADURAS POSITIVAS EM X												
Laje	Geometria			As		Nº Barras	φ (mm)	espaçamento c/	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	a	b	h	As calc.	As final							
L01	3,26	1,75	0,10	0,14	1,50	9	6,3	20	346,35	17,54	0,245	4,30
L02	3,85	3,41	0,10	0,87	1,50	17	6,3	20	405,00	68,85	0,245	16,87
L03	5,16	5,50	0,10	2,50	2,49	44	6,3	12	536,34	235,99	0,245	57,82
L04	4,85	4,20	0,10	1,15	1,50	21	6,3	20	505,00	106,05	0,245	25,98
L05	3,85	4,20	0,10	0,82	1,50	21	6,3	20	405,00	85,05	0,245	20,84
L06	5,16	2,11	0,10	0,48	1,50	10	6,3	20	536,34	23,07	0,245	5,65
L07	3,26	3,54	0,10	0,59	1,50	17	6,3	20	346,27	58,87	0,245	14,42
L08	3,85	3,47	0,10	0,55	1,50	17	6,3	20	405,00	68,85	0,245	16,87
L09	3,95	3,47	0,10	0,54	1,50	17	6,3	20	415,00	62,39	0,245	15,29
L10	3,26	2,89	0,10	0,52	1,50	14	6,3	20	346,27	48,48	0,245	11,88
L11	3,15	1,31	0,10	0,26	1,50	7	6,3	20	334,85	10,54	0,245	2,58
L12	2,35	1,31	0,10	0,08	1,50	7	6,3	20	255,30	10,54	0,245	2,58
L13	3,00	5,86	0,10	1,30	1,50	29	6,3	20	320,00	92,80	0,245	22,74
TOTAL:										889,01	0,245	217,81

ARMADURAS POSITIVAS EM Y												
Laje	Geometria			As		Nº Barras	φ (mm)	espaçamento c/	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	a	b	h	As calc.	As final							
L01	3,26	1,75	0,10	0,36	1,50	16	6,3	20	194,86	55,42	0,245	13,58
L02	3,85	3,41	0,10	0,84	1,50	19	6,3	20	360,71	68,53	0,245	16,79
L03	5,16	5,50	0,10	2,30	2,49	41	6,3	12	570,00	233,70	0,245	57,26
L04	4,85	4,20	0,10	1,57	1,87	29	6,3	16	440,00	127,60	0,245	31,26
L05	3,85	4,20	0,10	0,68	1,50	19	6,3	20	440,00	83,60	0,245	20,48
L06	5,16	2,11	0,10	1,50	1,50	25	6,3	20	230,71	134,09	0,245	32,85
L07	3,26	3,54	0,10	0,49	1,50	16	6,3	20	373,96	59,83	0,245	14,66
L08	3,85	3,47	0,10	0,67	1,50	19	6,3	20	367,02	69,73	0,245	17,08
L09	3,95	3,47	0,10	0,79	1,50	19	6,3	20	367,02	78,85	0,245	19,32
L10	3,26	2,89	0,10	0,61	1,50	16	6,3	20	309,44	49,51	0,245	12,13
L11	3,15	1,31	0,10	1,50	1,50	15	6,3	20	150,52	50,23	0,245	12,31
L12	2,35	1,31	0,10	0,20	1,50	12	6,3	20	150,52	30,64	0,245	7,51
L13	3,00	5,86	0,10	0,38	1,50	15	6,3	20	605,86	90,88	0,245	22,27
TOTAL:										1132,61	0,245	277,49

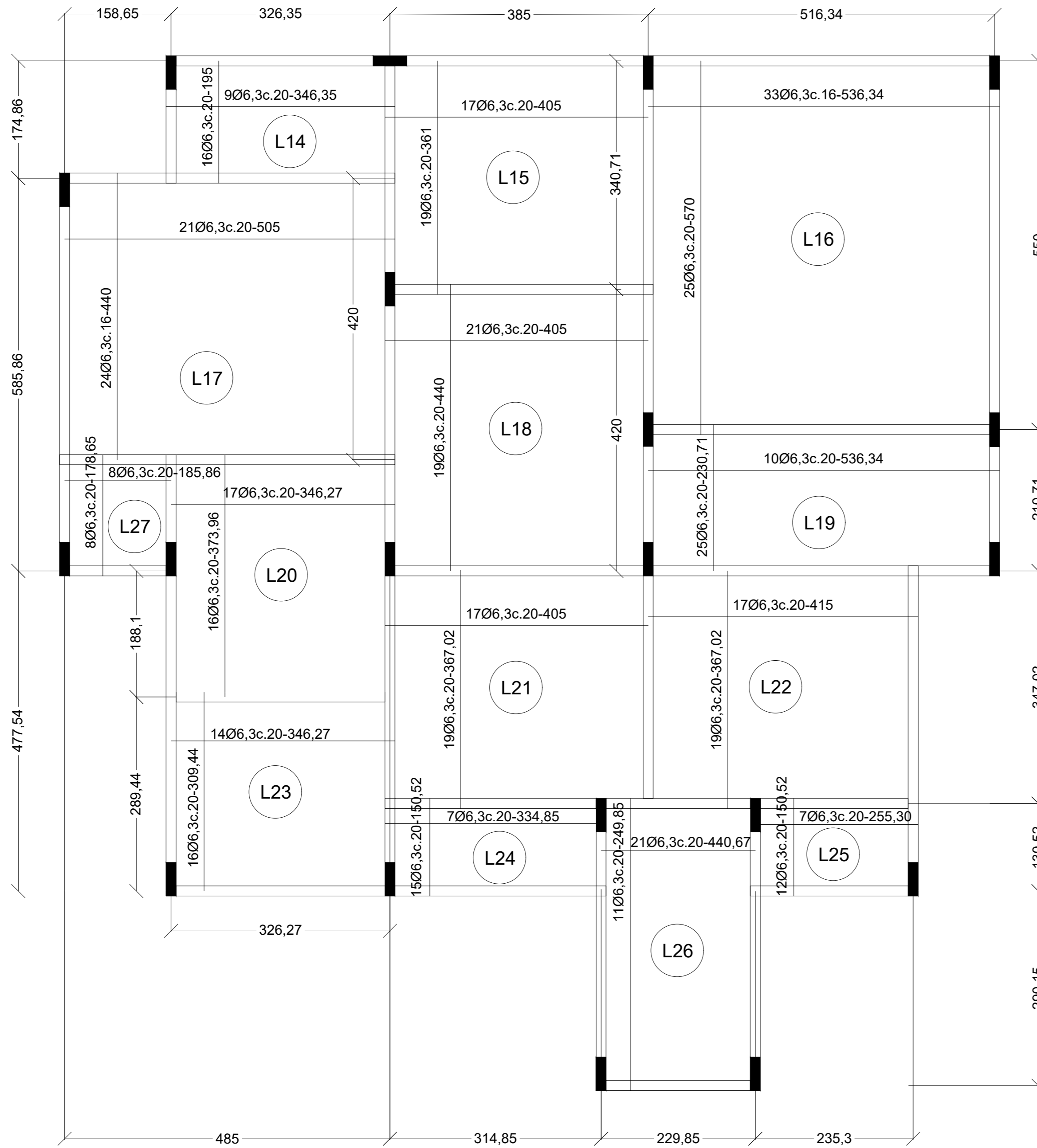




ARMADURAS NEGATIVAS EM X												
Laje	Geometria			As		Nº Barras	φ (mm)	espaçamento c/	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	a	b	h	As calc.	As final							
L01-02	3,26	1,75	0,10	1,68	2,01	7	8	25	195,36	13,67	0,395	5,40
L02-03	3,85	3,41	0,10	4,94	5,02	32	8	10	283,17	90,61	0,395	35,79
L03-05	5,16	5,50	0,10	4,94	5,02	19	8	10	283,17	53,80	0,395	21,25
L04-02	4,85	4,20	0,10	2,66	3,01	10	8	16	235,00	23,50	0,395	9,28
L05-04	3,85	4,20	0,10	2,56	3,01	15	8	16	235,00	35,25	0,395	13,92
L06-05	5,16	2,11	0,10	1,52	2,01	8	8	25	217,50	17,40	0,395	6,87
L07-05	3,26	3,54	0,10	1,64	2,01	7	8	25	217,50	15,23	0,395	6,01
L08-07	3,85	3,47	0,10	1,40	1,50	6	8	33	198,51	11,91	0,395	4,70
L09-08	3,95	3,47	0,10	1,46	1,50	11	8	33	198,51	21,84	0,395	8,63
L10-08	3,26	2,89	0,10	1,38	1,50	5	8	33	198,51	9,93	0,395	3,92
L11-10	3,15	1,31	0,10	1,05	1,50	4	8	33	169,72	6,79	0,395	2,68
L12	Sem armadura negativa											
L13-04	3,00	5,86	0,10	2,97	3,01	25	8	16	235,00	58,75	0,395	23,21
TOTAL:										358,68		141,68

ARMADURAS NEGATIVAS EM Y												
Laje	Geometria			As		Nº Barras	φ (mm)	espaçamento c/	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	a	b	h	As calc.	As final							
L01-04	3,26	1,75	0,10	2,89	3,01	20	8	16	235,00	47,00	0,395	18,57
L02-05	3,85	3,41	0,10	1,94	2,01	15	8	25	217,50	32,63	0,395	12,89
L03-06	5,16	5,50	0,10	4,73	5,02	48	8	10	283,17	135,92	0,395	53,69
L04-07	4,85	4,20	0,10	2,89	3,01	20	8	16	235,00	47,00	0,395	18,57
L05-08	3,85	4,20	0,10	1,66	2,01	15	8	25	217,50	32,63	0,395	12,89
L07-10	3,26	3,54	0,10	1,35	1,50	10	8	33	188,14	18,81	0,395	7,43
L08-11	3,85	3,47	0,10	1,23	1,50	10	8	33	198,51	19,85	0,395	7,84
L09-06	3,95	3,47	0,10	1,40	1,50	12	8	33	198,51	23,82	0,395	9,41
L12-09	2,35	1,31	0,10	1,40	1,50	7	8	33	198,51	13,90	0,395	5,49
L13	Sem armadura negativa											
TOTAL:										371,55		146,76

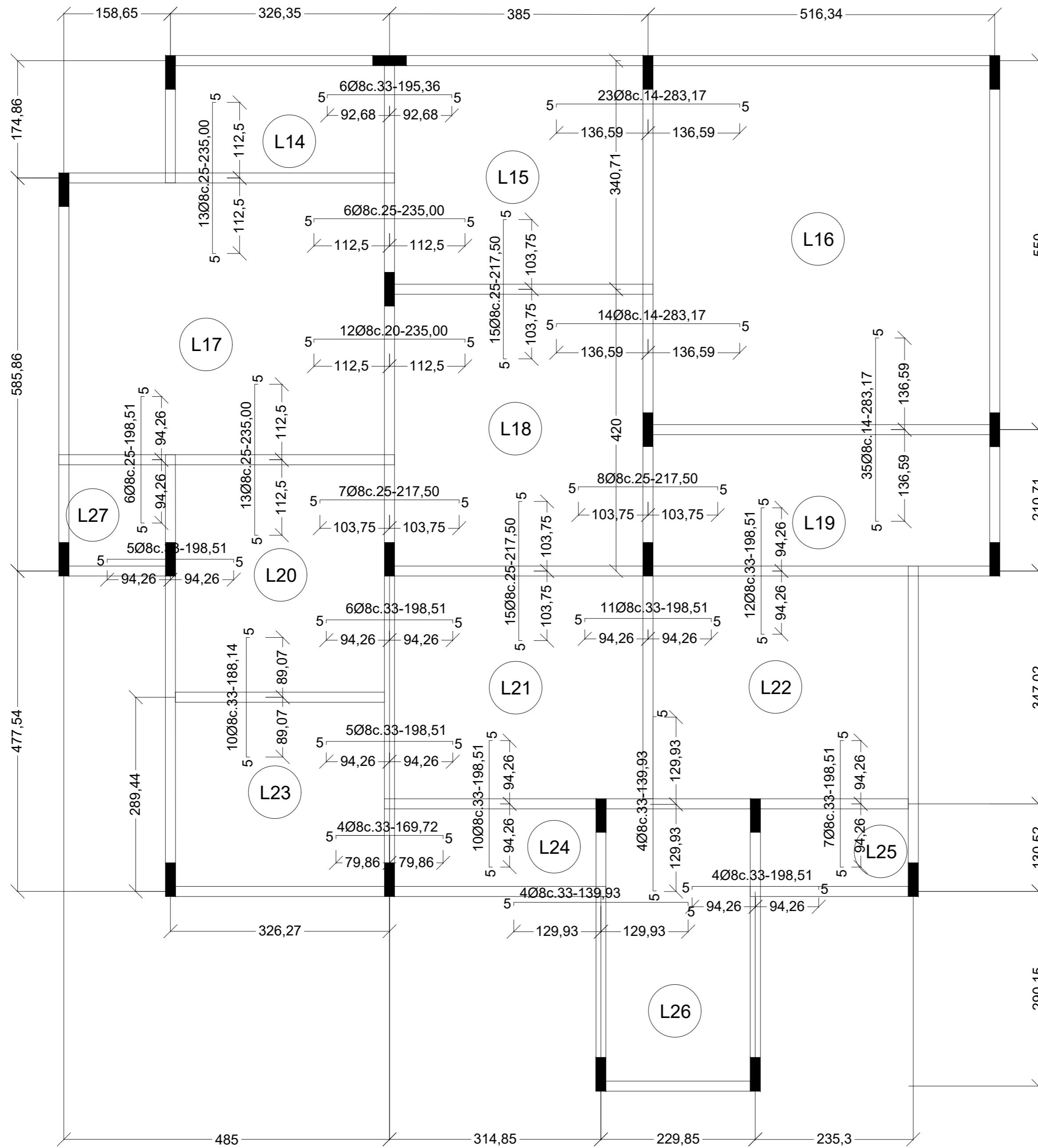




ARMADURAS POSITIVAS EM X												
Laje	Geometria			As		Nº Barras	φ (mm)	espaçamento c/	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	a	b	h	As calc.	As final							
L 14	3,26	1,75	0,10	0,13	1,50	9	6,3	20	346,35	17,54	0,245	4,30
L 15	3,85	3,41	0,10	0,64	1,50	17	6,3	20	405,00	68,85	0,245	16,87
L 16	5,16	5,50	0,10	1,68	1,87	33	6,3	16	536,34	176,99	0,245	43,36
L 17	4,20	4,85	0,10	0,69	1,50	21	6,3	20	440,00	92,40	0,245	22,64
L 18	3,85	4,20	0,10	1,01	1,50	21	6,3	20	405,00	85,05	0,245	20,84
L 19	5,16	2,11	0,10	0,37	1,50	10	6,3	20	536,34	23,07	0,245	5,65
L 20	3,26	3,54	0,10	0,54	1,50	17	6,3	20	346,27	58,87	0,245	14,42
L 21	3,85	3,47	0,10	0,51	1,50	17	6,3	20	405,00	68,85	0,245	16,87
L 22	3,95	3,47	0,10	0,49	1,50	17	6,3	20	415,00	62,39	0,245	15,29
L 23	3,26	2,89	0,10	0,47	1,50	14	6,3	20	346,27	48,48	0,245	11,88
L 24	3,15	1,31	0,10	0,24	1,50	7	6,3	20	334,85	10,54	0,245	2,58
L 25	2,35	1,31	0,10	0,07	1,50	7	6,3	20	255,30	10,54	0,245	2,58
L 26	4,21	2,30	0,10	0,43	1,50	21	6,3	20	440,67	52,47	0,245	12,85
L 27	1,66	1,59	0,10	0,15	1,50	8	6,3	20	185,86	14,29	0,245	3,50
TOTAL:										790,32	193,63	

ARMADURAS POSITIVAS EM Y												
Laje	Geometria			As		Nº Barras	φ (mm)	espaçamento c/	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)
	a	b	h	As calc.	As final							
L 14	3,26	1,75	0,10	0,33	1,50	16	6,3	20	194,86	55,42	0,245	13,58
L 15	3,85	3,41	0,10	0,62	1,50	19	6,3	20	360,71	68,53	0,245	16,79
L 16	5,16	5,50	0,10	1,54	1,56	25	6,3	20	570,00	142,50	0,245	34,91
L 17	4,20	4,85	0,10	1,14	1,50	24	6,3	20	505,00	121,20	0,245	29,69
L 18	3,85	4,20	0,10	0,83	1,50	19	6,3	20	440,00	83,60	0,245	20,48
L 19	5,16	2,11	0,10	1,50	1,50	25	6,3	20	230,71	134,09	0,245	32,85
L 20	3,26	3,54	0,10	0,45	1,50	16	6,3	20	373,96	59,83	0,245	14,66
L 21	3,85	3,47	0,10	0,61	1,50	19	6,3	20	367,02	69,73	0,245	17,08
L 22	3,95	3,47	0,10	0,72	1,50	19	6,3	20	367,02	78,85	0,245	19,32
L 23	3,26	2,89	0,10	0,56	1,50	16	6,3	20	309,44	49,51	0,245	12,13
L 24	3,15	1,31	0,10	1,50	1,50	15	6,3	20	150,52	50,23	0,245	12,31
L 25	2,35	1,31	0,10	0,19	1,50	12	6,3	20	150,52	30,64	0,245	7,51
L 26	4,21	2,30	0,10	0,13	1,50	11	6,3	20	249,85	48,47	0,245	11,88
L 27	1,66	1,59	0,10	0,14	1,50	8	6,3	20	178,65	14,87	0,245	3,64
TOTAL:										1007,47	246,83	



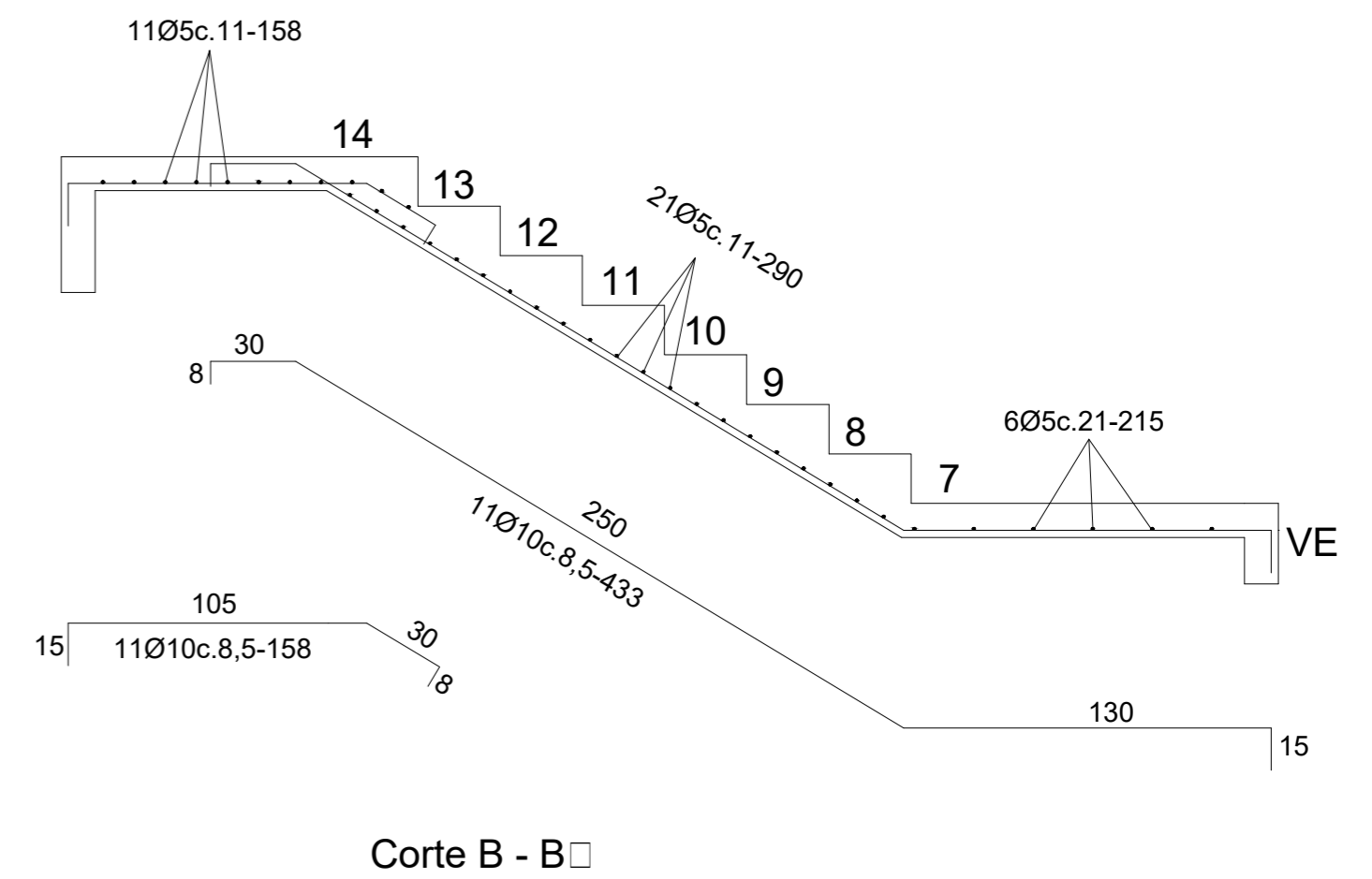
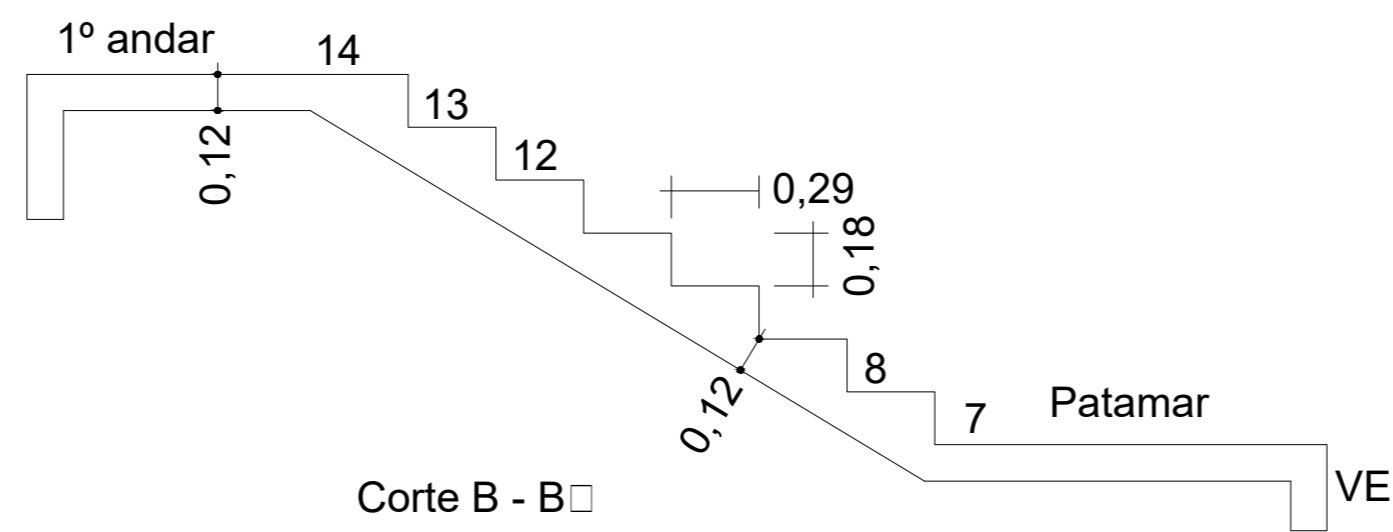
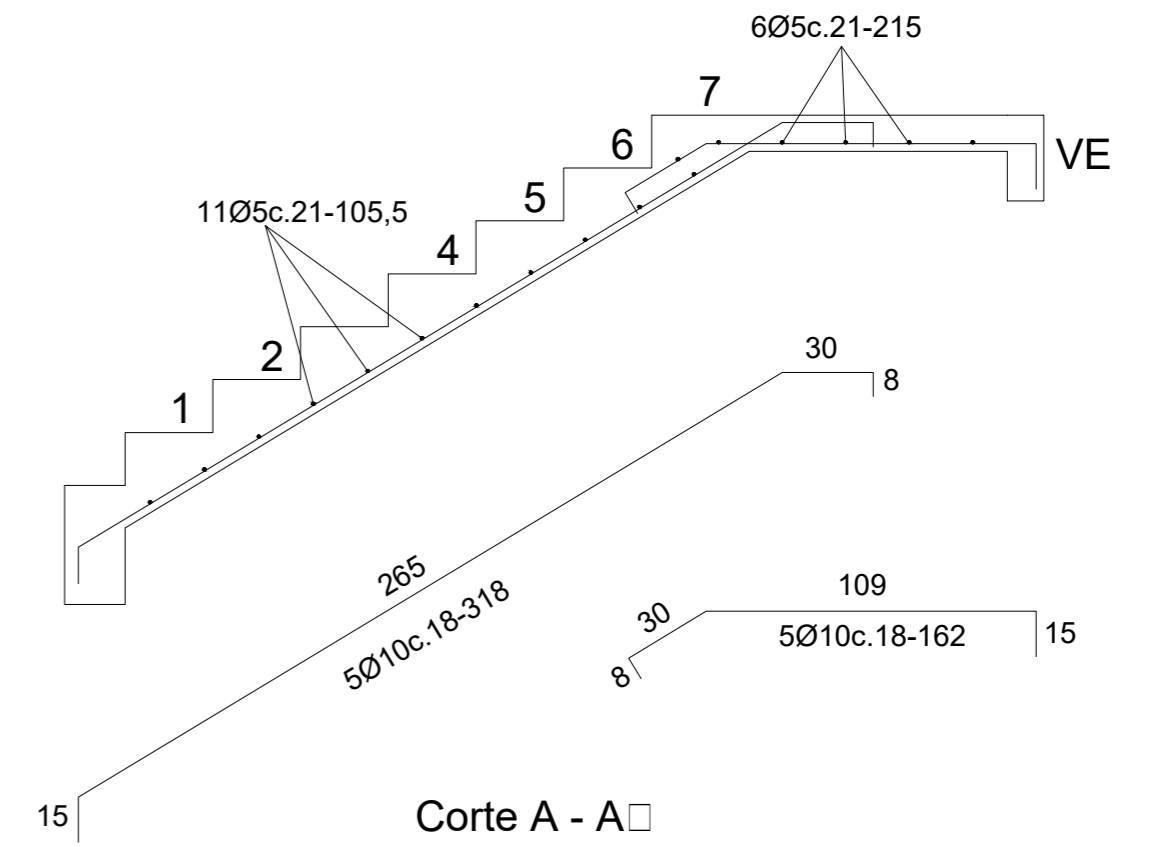
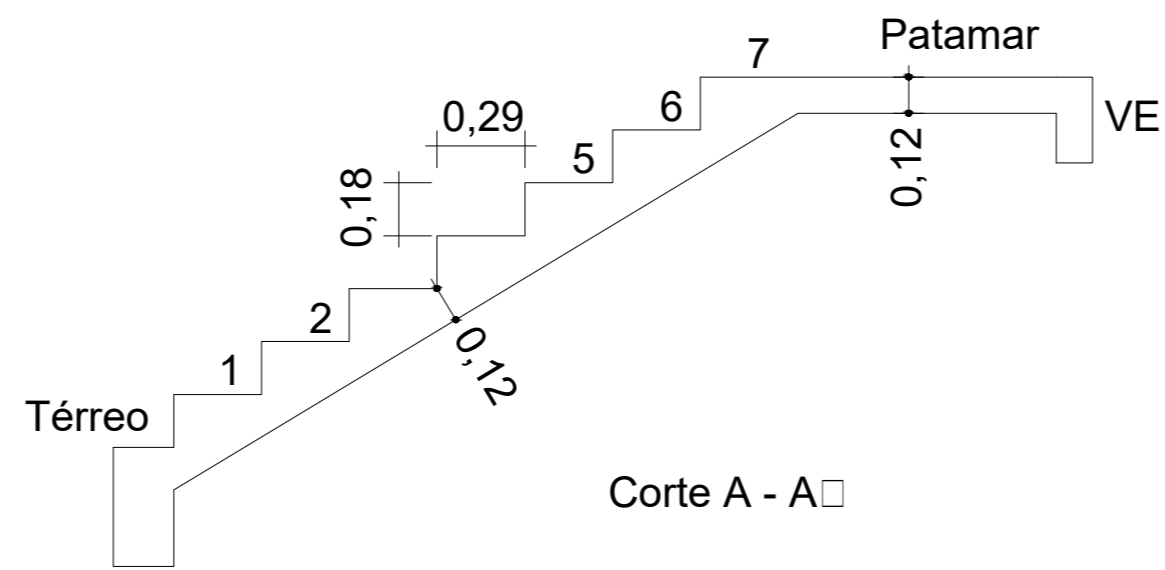
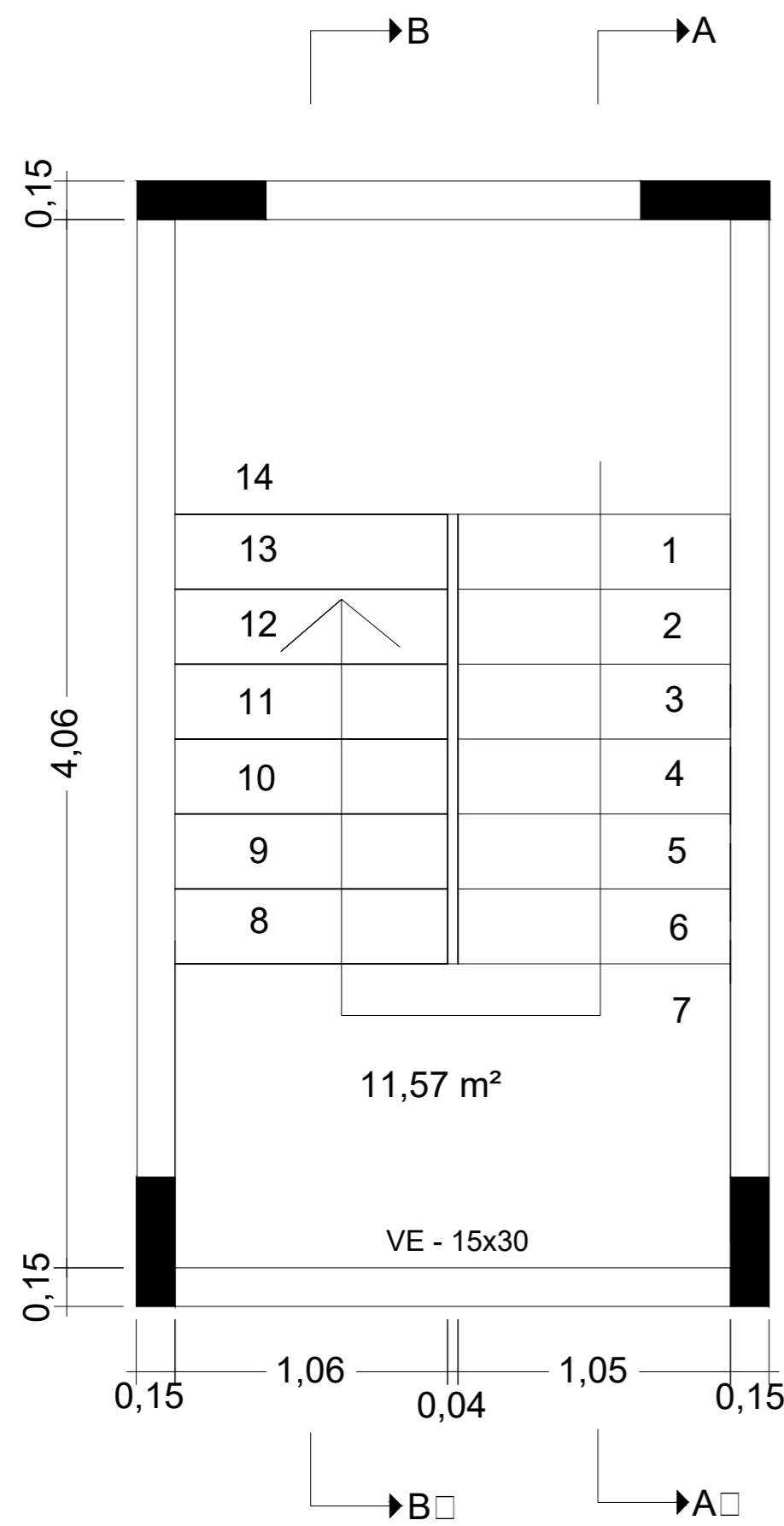


ARMADURAS NEGATIVAS EM X													
Laje	Geometria			As		Nº Barras	φ (mm)	espaçamento c/	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)	
	a	b	h	As.calc.	As.final								
L 14 - 15	3,26	1,75	0,10	1,23	1,50	6	8	33	195,36	11,72	0,395	4,63	
L 15 - 16	3,85	3,41	0,10	3,25	3,52	23	8	14	283,17	65,13	0,395	25,73	
L 16 - 18	5,16	5,50	0,10	3,25	3,52	14	8	14	283,17	39,64	0,395	15,66	
L 17 - 15	4,20	4,85	0,10	1,79	2,01	6	8	25	235,00	14,10	0,395	5,57	
L 18 - 17	3,85	4,20	0,10	2,20	2,51	12	8	20	235,00	28,20	0,395	11,14	
L 19 - 18	5,16	2,11	0,10	1,87	2,01	8	8	25	217,50	17,40	0,395	6,87	
L 20 - 18	3,26	3,54	0,10	1,87	2,01	7	8	25	217,50	15,23	0,395	6,01	
L 21 - 20	3,85	3,47	0,10	1,28	1,50	6	8	33	198,51	11,91	0,395	4,70	
L 22 - 21	3,95	3,47	0,10	1,34	1,50	11	8	33	198,51	21,84	0,395	8,63	
L 23 - 21	3,26	2,89	0,10	1,26	1,50	5	8	33	198,51	9,93	0,395	3,92	
L 24 - 23	3,15	1,31	0,10	0,96	1,50	4	8	33	169,72	6,79	0,395	2,68	
L 25 - 26	1,31	2,35	0,10	0,70	1,50	4	8	33	198,51	7,94	0,395	3,14	
L 26 - 24	2,30	4,21	0,10	0,70	1,50	4	8	33	139,93	5,60	0,395	2,21	
L 27 - 20	1,59	1,66	0,10	0,99	1,50	5	8	33	198,51	9,93	0,395	3,92	
TOTAL:										265,34			104,81

ARMADURAS NEGATIVAS EM Y													
Laje	Geometria			As		Nº Barras	φ (mm)	espaçamento c/	Tamanho da barra (cm)	Comprimento (m)	massa (Kg/m)	massa (kg)	
	a	b	h	As.calc.	As.final								
L 14 - 17	3,26	1,75	0,10	2,00	2,01	13	8	25	235,00	30,55	0,395	12,07	
L 15 - 18	3,85	3,41	0,10	1,86	2,01	15	8	25	217,50	32,63	0,395	12,89	
L 16 - 19	5,16	5,50	0,10	3,12	3,52	35	8	14	283,17	99,11	0,395	39,15	
L 17 - 20	4,20	4,85	0,10	2,00	2,01	13	8	25	235,00	30,55	0,395	12,07	
L 18 - 21	3,85	4,20	0,10	1,80	2,01	15	8	25	217,50	32,63	0,395	12,89	
L 20 - 23	3,26	3,54	0,10	1,24	1,50	10	8	33	188,14	18,81	0,395	7,43	
L 21 - 24	3,85	3,47	0,10	1,13	1,50	10	8	33	198,51	19,85	0,395	7,84	
L 22 - 19	3,95	3,47	0,10	1,29	1,50	12	8	33	198,51	23,82	0,395	9,41	
L 25 - 22	2,35	1,31	0,10	1,29	1,50	7	8	33	198,51	13,90	0,395	5,49	
L 26 - 22	4,21	2,30	0,10	1,29	1,50	5	8	33	139,93	7,00	0,395	2,76	
L 27 - 17	1,66	1,59	0,10	2,00	2,01	6	8	25	198,51	11,91	0,395	4,70	
TOTAL:										320,75			126,70



**APÊNDICE D – DETALHAMENTO DA ESCADA E PLANTA DE
FORMAS**



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL		
APÊNDICE D		
TÍTULO: ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO DE PILARES, VIGAS, LAJES E ESCADA A PARTIR DE UM PROJETO ARQUITETÔNICO		
PLANTA FORMAS - ESCADA PRINCIPAL		
ESCALA: 1:25	DATA: JUNHO/2019	FOLHA: 1/1
ALUNO: JEAN FÉLIX BONFANTI		ORIENTADOR: ROBERTO DOMINGOS RIOS

APÊNDICE E – TABELAS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

Tabela E.1 – Esforços cortante e momentos fletores das vigas do segundo pavimento.

VIGA	ESFORÇO CORTANTE		MAIOR ESFORÇO CORTANTE (MÓDULO)		MOMENTO FLETOR			MOMENTO FLETOR / ENGASTE APOIO INTERNO		MAIOR MOMENTO (+)		MAIOR MOMENTO (-)		MOMENTO FLETOR PILARES DE EXTREMIDADE				
	Vk.a (+) (KN)	Vk.b (-) (KN)	Vk (KN)	Vd (KN)	Ma (-) (KNm)	Mb (-) (KNm)	M.máx (+) (KNm)	M (+) (KNm)	L (m)	M (KNm)	Md (KNm)	M (KNm)	Md (KNm)	M.eng	rp.sup = rp.inf	r.viga	M	Md.x
V101a	12,60	16,70	16,70	23,38	0,00	6,80	8,80	6,72	3,26	8,80	12,32	6,80	9,52	7,96	801,28	639,06	5,69	7,97
V101b	12,10	24,00	24,00	33,60	6,80	29,70	1,00	9,77	3,85	9,77	13,67	29,70	41,58					
V101c	37,90	26,40	37,90	53,06	29,70	0,00	28,00	23,35	5,16	28,00	39,20	29,70	41,58	27,67	801,28	403,75	22,10	30,94
V102a	0,00	28,70	28,70	40,18	0,00	43,00	0,00	6,06	3,00	6,06	8,49	43,00	60,20	7,19	801,28	694,44	5,01	7,02
V102b	60,40	40,60	60,40	84,56	43,00	0,00	42,10	32,42	4,85	42,10	58,94	43,00	60,20	38,42	801,28	429,55	30,30	42,42
V103	32,40	32,40	32,40	45,36	0,00	0,00	31,20	17,55	3,85	31,20	43,68	0,00	0,00	20,79	801,28	166,23	18,84	26,37
V104	64,30	64,30	64,30	90,02	0,00	0,00	83,00	46,70	5,16	83,00	116,20	0,00	0,00	55,34	801,28	403,75	44,20	61,88
V105	55,00	51,20	55,00	77,00	0,00	0,00	66,80	32,44	4,85	66,80	93,52	0,00	0,00	38,44	801,28	429,55	30,31	42,44
V106a	10,40	15,00	15,00	21,00	0,00	6,80	6,40	5,35	3,00	6,40	8,96	6,80	9,52	6,34	801,28	90,00	6,00	8,40
V106b	8,80	0,20	8,80	12,32	6,80	0,00	0,00	1,01	1,59	1,01	1,41	6,80	9,52	1,19	801,28	169,81	1,08	1,51
V107a	15,90	45,60	45,60	63,84	0,00	57,10	7,90	16,66	3,85	16,66	23,32	57,10	79,94	19,74	801,28	541,13	14,76	20,66
V107b	65,90	57,40	65,90	92,26	57,10	0,00	57,70	35,39	5,16	57,70	80,78	57,10	79,94	41,94	801,28	403,75	33,50	46,89
V108	24,50	24,50	24,50	34,30	0,00	0,00	20,00	11,23	3,26	20,00	28,00	0,00	0,00	13,31	801,28	82,82	12,66	17,72
V109a	15,50	29,30	29,30	41,02	0,00	21,70	8,50	9,94	3,15	9,94	13,91	21,70	30,38	11,78	801,28	85,71	11,18	15,65
V109b	63,00	46,40	63,00	88,20	21,70	15,80	15,10	12,99	2,30	15,10	21,14	21,70	30,38					
V109c	24,00	10,60	24,00	33,60	15,80	0,00	3,80	5,71	2,35	5,71	7,99	15,80	22,12	6,77	801,28	114,89	6,31	8,84
V110a	10,20	16,70	16,70	23,38	0,00	10,50	6,30	6,17	3,26	6,30	8,82	10,50	14,70	7,31	801,28	82,82	6,95	9,74

Continua

Continuação

VIGA	ESFORÇO CORTANTE		MAIOR ESFORÇO CORTANTE (MOMENTO DULO)		MOMENTO FLETOR			MOMENTO FLETOR / ENGASTE / APOIO INTERNO		MAIOR MOMENTO (+)		MAIOR MOMENTO (-)		MOMENTO FLETOR PILARES DE EXTREMIDADE				
	Vk.a (+) (KN)	Vk.b (-) (KN)	Vk (KN)	Vd (KN)	Ma (-) (KNm)	Mb (-) (KNm)	M.max (+) (KNm)	M (+) (KNm)	L (m)	M (KNm)	Md (KNm)	M (KNm)	Md (KNm)	M.eng	tp.sup = rp.inf	r.viga	M	Md.x
V110b	16,10	9,40	16,10	22,54	10,50	0,00	5,50	5,66	3,15	5,66	7,92	10,50	14,70	6,70	801,28	85,71	6,36	8,91
V111	8,50	8,50	8,50	11,90	0,00	0,00	5,00	2,81	2,35	5,00	7,00	0,00	0,00	3,33	801,28	66,49	3,19	4,47
V112	6,40	6,40	6,40	8,96	0,00	0,00	3,70	2,08	2,30	3,70	5,18	0,00	0,00	2,46	801,28	67,93	2,36	3,31
V113	35,70	35,70	35,70	49,98	0,00	0,00	52,20	29,38	5,86	52,20	73,08	0,00	0,00	34,81	801,28	614,33	25,16	35,23
V114	84,20	108,10	108,10	147,80	0,00	0,00	151,40	56,57	5,86	151,40	211,96	0,00	0,00	67,03	801,28	614,33	48,46	67,84
V115	6,00	6,00	6,00	8,40	0,00	0,00	2,60	1,48	1,75	2,60	3,64	0,00	0,00	1,76	801,28	45,71	1,71	2,39
V116a	11,10	33,70	33,70	47,18	0,00	37,10	0,00	2,19	1,66	2,19	3,06	37,10	51,94	2,59	801,28	1255,02	1,45	2,03
V116b	44,50	23,70	44,50	62,30	37,10	0,00	30,70	21,92	4,78	30,70	42,98	37,10	51,94	25,97	801,28	435,84	20,42	28,59
V117a	45,50	78,30	78,30	109,62	0,00	54,00	42,30	19,95	3,41	42,30	59,22	54,00	75,60	23,64	801,28	610,95	17,12	23,97
V117b	64,20	88,80	88,80	124,32	54,00	83,10	30,90	30,07	4,20	30,90	43,26	83,10	116,34					
V117c	90,60	57,70	90,60	126,84	83,10	0,00	59,50	36,41	4,78	59,50	83,30	83,10	116,34	43,15	801,28	435,84	33,92	47,49
V118	23,60	20,00	23,60	33,04	0,00	0,00	24,70	10,11	4,21	24,70	34,58	0,00	0,00	11,99	801,28	253,37	10,35	14,49
V119a	78,10	127,00	127,00	177,80	0,00	113,10	97,10	66,78	5,50	97,10	135,94	113,10	158,34	79,14	801,28	504,17	60,20	84,28
V119b	71,20	38,80	71,20	99,68	113,10	2,90	0,00	4,81	2,11	4,81	6,73	113,10	158,34					
V119c	27,40	29,10	29,10	40,74	2,90	0,00	26,00	13,78	3,47	26,00	36,40	2,90	4,06	16,33	801,28	799,11	10,90	15,25
V120	24,30	21,10	24,30	34,02	0,00	0,00	25,40	10,92	4,21	25,40	35,56	0,00	0,00	12,95	801,28	253,37	11,18	15,65
V121	25,80	30,60	30,60	42,84	0,00	0,00	34,80	15,41	4,78	34,80	48,72	0,00	0,00	18,26	801,28	435,84	14,36	20,10
V122a	28,80	42,20	42,20	59,08	0,00	36,80	32,10	27,45	5,50	32,10	44,94	36,80	51,52	32,53	801,28	504,17	24,74	34,64
V122b	28,10	6,80	28,10	39,34	36,80	0,00	0,00	3,15	2,11	3,15	4,41	36,80	51,52	3,74	801,28	1314,18	2,05	2,87

(fonte: própria do autor)

Tabela E.2 – Esforços cortante e momentos fletores das vigas da cobertura.

VIGA	ESFORÇO CORTANTE		MAIORES FORÇO CORTANTE (MÓDULO)		MOMENTO FLETOR			MOMENTO FLETOR / ENGASTE APOIO INTERNO		MAIOR MOMENTO (+)		MAIOR MOMENTO -		MOMENTO FLETOR PILARES DE EXTREMIDADE				
	Vk.a (+) (KN)	Vk.b (-) (KN)	Vk (KN)	Vd (KN)	Ma (-) (KNm)	Mb (-) (KNm)	M.máx (+) (KNm)	M (+) (KNm)	L (m)	M (KNm)	Md (KNm)	M (KNm)	Md (KNm)	M.eng	rp.sup = rp.inf	r.viga	M	Md.x
V201a	7,20	9,50	9,50	13,30	0,00	3,70	5,10	3,83	3,26	5,10	7,14	3,70	5,18	4,54	801,28	639,06	3,25	4,55
V201b	6,30	13,00	13,00	18,20	3,70	0,30	16,50	5,22	3,85	16,50	23,10	3,70	5,18					
V201c	21,20	14,80	21,20	29,68	16,50	0,00	15,70	13,05	5,16	15,70	21,98	16,50	23,10	15,47	801,28	403,75	12,35	17,29
V202	34,40	33,60	34,40	48,16	0,00	0,00	41,60	22,43	4,85	41,60	58,24	0,00	0,00	26,58	801,28	429,55	20,96	29,35
V203	23,60	23,60	23,60	33,04	0,00	0,00	22,80	12,80	3,85	22,80	31,92	0,00	0,00	15,17	801,28	166,23	13,74	19,24
V204	41,40	41,40	41,40	57,96	0,00	0,00	53,40	30,05	5,16	53,40	74,76	0,00	0,00	35,61	801,28	403,75	28,45	39,82
V205	46,40	42,60	46,40	64,96	0,00	0,00	56,50	26,57	4,85	56,50	79,10	0,00	0,00	31,48	801,28	429,55	24,83	34,76
V206	2,10	2,10	2,10	2,94	0,00	0,00	0,90	0,48	1,59	0,90	1,26	0,00	0,00	0,57	801,28	169,81	0,51	0,72
V207a	14,40	35,60	35,60	49,84	0,00	40,90	8,00	13,55	3,85	13,55	18,97	40,90	57,26	16,06	801,28	541,13	12,00	16,81
V207b	46,00	38,60	46,00	64,40	40,90	0,00	38,60	24,96	5,16	38,60	54,04	40,90	57,26	29,58	801,28	403,75	23,62	33,07
V208	16,50	16,50	16,50	23,10	0,00	0,00	13,50	7,57	3,26	13,50	18,90	0,00	0,00	8,97	801,28	82,82	8,53	11,94
V209a	11,00	19,10	19,10	26,74	0,00	12,70	6,40	6,67	3,15	6,67	9,34	12,70	17,78	7,90	801,28	85,71	7,50	10,51
V209b	32,70	20,50	32,70	45,78	12,70	8,20	6,80	5,16	2,30	6,80	9,52	12,70	17,78					
V209c	15,20	8,20	15,20	21,28	8,20	0,00	3,40	3,88	2,35	3,88	5,43	8,20	11,48	4,59	801,28	114,89	4,29	6,00
V210a	4,80	7,90	7,90	11,06	0,00	4,90	3,00	2,91	3,26	3,00	4,20	4,90	6,86	3,45	801,28	82,82	3,28	4,60
V210b	7,50	4,30	7,50	10,50	4,90	0,00	2,50	2,62	3,15	2,62	3,66	4,90	6,86	3,10	801,28	85,71	2,94	4,12
V211	3,40	3,40	3,40	4,76	0,00	0,00	2,00	1,11	2,35	2,00	2,80	0,00	0,00	1,32	801,28	66,49	1,26	1,77
V212	2,80	2,80	2,80	3,92	0,00	0,00	1,60	0,90	2,30	1,60	2,24	0,00	0,00	1,06	801,28	67,93	1,02	1,43
V213	33,10	53,20	53,20	147,80	0,00	0,00	78,90	16,42	5,86	78,90	110,46	0,00	0,00	19,46	801,28	614,33	14,07	19,69
V214	2,20	2,20	2,20	3,08	0,00	0,00	0,90	0,53	1,75	0,90	1,26	0,00	0,00	0,63	801,28	45,71	0,61	0,86

Continua

Continuação

VIGA	ESFORÇO CORTANTE		MAIOR ESFORÇO CORTANTE (MÓDULO)		MOMENTO FLETOR			MOMENTO FLETOR / ENGASTE APOIO INTERNO		MAIOR MOMENTO (+)		MAIOR MOMENTO -		MOMENTO FLETOR PILARES DE EXTREMIDADE				
	Vk.a (+) (KN)	Vk.b (-) (KN)	Vk (KN)	Vd (KN)	Ma (-) (KNm)	Mb (-) (KNm)	M.máx (+) (KNm)	M (+) (KNm)	L (m)	M (KNm)	Md (KNm)	M (KNm)	Md (KNm)	M.eng	rp.sup = rp.inf	r.viga	M	Md.x
V215a	11,10	-27,40	11,10	-15,54	0,00	31,90	0,00	1,90	1,66	1,90	2,66	31,90	44,66	2,25	801,28	1255,02	1,26	1,77
V215b	39,10	22,20	39,10	54,74	31,90	0,00	26,30	15,10	4,78	26,30	36,82	31,90	44,66	17,90	801,28	435,84	14,07	19,70
V216a	31,50	56,90	56,90	79,66	0,00	41,80	30,50	13,14	3,41	30,50	42,70	41,80	58,52	15,57	801,28	610,95	11,27	15,78
V216b	50,90	70,50	70,50	98,70	41,80	64,10	27,00	23,26	4,20	27,00	37,80	64,10	89,74					
V216c	68,70	43,40	68,70	96,18	64,10	0,00	44,00	28,44	4,78	44,00	61,60	64,10	89,74	33,70	801,28	435,84	26,50	37,09
V217	20,60	19,00	20,60	28,84	0,00	0,00	21,50	10,45	4,21	21,50	30,10	0,00	0,00	12,38	801,28	253,37	10,69	14,96
V218a	57,70	93,80	93,80	131,32	0,00	83,60	71,60	49,48	5,50	71,60	100,24	83,60	117,04	58,63	801,28	504,17	44,60	62,44
V218b	53,50	27,70	53,50	74,90	83,60	2,10	0,00	3,83	2,11	3,83	5,36	83,60	117,04					
V218c	20,10	21,30	21,30	29,82	2,10	0,00	19,00	10,11	3,47	19,00	26,60	2,10	2,94	11,98	801,28	799,11	7,99	11,19
V219	21,20	20,00	21,20	29,68	0,00	0,00	22,20	11,19	4,21	22,20	31,08	0,00	0,00	13,26	801,28	253,37	11,45	16,03
V220	15,80	19,50	19,50	27,30	0,00	0,00	22,00	9,13	4,78	22,00	30,80	0,00	0,00	10,81	801,28	435,84	8,50	11,90
V221a	16,50	24,20	24,20	33,88	0,00	21,10	18,40	15,76	5,50	18,40	25,76	21,10	29,54	18,68	801,28	504,17	14,21	19,89
V221b	16,10	3,90	16,10	22,54	21,10	0,00	0,00	1,81	2,11	1,81	2,53	21,10	29,54	2,14	801,28	1314,18	1,18	1,65

(fonte: própria do autor)

APÊNDICE F – TABELAS DO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

Tabela F.1 – Esforços cortante e momentos fletores das vigas do segundo pavimento.

VIGA	ESFORÇO CORTANTE		MAIOR ESFORÇO CORTANTE (MÓDULO)		MOMENTO FLETOR			MOMENTO FLETOR / ENGASTE APOIO INTERNO		MAIOR MOMENTO (+)		MAIOR MOMENTO (-)		MOMENTO FLETOR PILARES DE EXTREMIDADE				
	Vk.a (+) (KN)	Vk.b (-) (KN)	Vk (KN)	Vd (KN)	Ma (-) (KNm)	Mb (-) (KNm)	M.máx (+) (KNm)	M (+) (KNm)	L (m)	M (KNm)	Md (KNm)	M (KNm)	Md (KNm)	M.eng	rp.sup = rp.inf	r.viga	M	Md.x
V101a	11,30	14,90	14,90	20,86	0,00	5,90	7,90	6,00	3,26	7,90	11,06	5,90	8,26	7,11	450,72	562,63	4,37	6,12
V101b	10,60	21,70	21,70	30,38	5,90	27,30	0,80	8,76	3,85	8,76	12,26	27,30	38,22					
V101c	35,00	24,40	35,00	49,00	27,30	0,00	25,80	21,54	5,16	25,80	36,12	27,30	38,22	25,52	570,91	355,46	19,46	27,25
V102a	0,60	26,90	26,90	37,66	0,00	41,20	0,00	5,55	3,00	5,55	7,78	41,20	57,68	6,58	450,72	1066,67	3,01	4,22
V102b	58,10	39,10	58,10	81,34	41,20	0,00	40,60	31,09	4,85	40,60	56,84	41,20	57,68	36,84	450,72	659,79	21,27	29,78
V103	32,30	32,30	32,30	45,22	0,00	0,00	31,10	17,47	3,85	31,10	43,54	0,00	0,00	20,70	540,87	334,09	15,82	22,14
V104	63,10	63,10	63,10	88,34	0,00	0,00	81,40	45,78	5,16	81,40	113,96	0,00	0,00	54,25	986,54	730,55	39,30	55,02
V105	58,60	52,30	58,60	82,04	0,00	0,00	71,60	31,63	4,85	71,60	100,24	0,00	0,00	37,48	450,72	798,52	19,87	27,82
V106a	10,20	14,70	14,70	20,58	0,00	6,70	6,30	5,26	3,00	6,30	8,82	6,70	9,38	6,23	450,72	106,67	5,57	7,80
V106b	8,60	0,20	8,60	12,04	6,70	0,00	0,00	0,98	1,59	0,98	1,37	6,70	9,38	1,16	450,72	201,26	0,95	1,33
V107a	15,70	44,60	44,60	62,44	0,00	55,60	7,90	16,34	3,85	16,34	22,87	55,60	77,84	19,36	570,91	1108,23	9,83	13,76
V107b	64,30	55,30	64,30	90,02	55,60	0,00	55,50	34,82	5,16	55,50	77,70	55,60	77,84	41,26	450,72	826,87	21,52	30,13
V108	24,50	24,50	24,50	34,30	0,00	0,00	20,00	11,23	3,26	20,00	28,00	0,00	0,00	13,31	450,72	248,47	10,43	14,61
V109a	15,40	29,00	28,70	40,18	0,00	21,50	8,40	9,84	3,15	9,84	13,77	21,50	30,10	11,66	450,72	342,86	8,45	11,82
V109b	62,60	46,20	62,60	87,64	21,50	15,70	15,00	12,93	2,30	15,00	21,00	21,50	30,10					
V109c	23,80	10,40	23,80	33,32	15,70	0,00	3,70	5,65	2,35	5,65	7,92	15,70	21,98	6,70	450,72	459,57	4,44	6,21
V110a	10,10	16,60	16,60	23,24	0,00	10,40	6,30	6,12	3,26	6,30	8,82	10,40	14,56	7,25	450,72	114,52	6,43	9,01

Continua

Continuação

VIGA	ESFORÇO CORTANTE		MAIOR ESFORÇO CORTANTE (MÓDULO)		MOMENTO FLETOR			MOMENTO FLETOR / ENGASTE APOIO INTERNO		MAIOR MOMENTO (+)		MAIOR MOMENTO (-)		MOMENTO FLETOR PILARES DE EXTREMIDADE				
	Vk.a (+) (KN)	Vk.b (-) (KN)	Vk (KN)	Vd (KN)	Ma (-) (KNm)	Mb (-) (KNm)	M.máx (+) (KNm)	M (+) (KNm)	L (m)	M (KNm)	Md (KNm)	M (KNm)	Md (KNm)	M.eng	rp.sup = rp.inf	r.viga	M	Md.x
V110b	16,00	9,40	16,00	22,40	10,40	0,00	5,40	5,61	3,15	5,61	7,85	10,40	14,56	6,65	450,72	118,52	5,87	8,22
V111	8,40	8,40	8,40	11,76	0,00	0,00	4,90	2,77	2,35	4,90	6,86	0,00	0,00	3,28	450,72	74,45	3,03	4,24
V112	6,30	6,30	6,30	8,82	0,00	0,00	3,60	2,04	2,30	3,60	5,04	0,00	0,00	2,42	450,72	76,07	2,23	3,12
V113	33,70	33,70	33,70	47,18	0,00	0,00	49,30	27,76	5,86	49,30	69,02	0,00	0,00	32,89	450,72	468,19	21,65	30,31
V114	85,20	110,60	110,60	147,80	0,00	0,00	155,00	56,53	5,86	155,00	217,00	0,00	0,00	66,99	450,72	1490,56	25,25	35,34
V115	6,00	6,00	6,00	8,40	0,00	0,00	2,60	1,47	1,75	2,60	3,64	0,00	0,00	1,74	450,72	57,86	1,64	2,29
V116a	18,20	35,40	35,40	49,56	0,00	44,40	0,00	2,01	1,66	2,01	2,82	44,40	62,16	2,38	450,72	1291,42	0,98	1,37
V116b	54,60	30,70	54,60	76,44	44,40	0,00	37,10	20,48	4,78	37,10	51,94	44,40	62,16	24,27	450,72	448,48	16,20	22,69
V117a	44,50	76,80	76,80	107,52	0,00	53,30	40,90	19,70	3,41	40,90	57,26	53,30	74,62	23,35	162,26	1251,22	4,81	6,73
V117b	63,80	88,60	88,60	124,04	53,30	82,60	31,40	29,69	4,20	31,40	43,96	82,60	115,64					
V117c	89,80	57,00	89,80	125,72	82,60	0,00	58,80	35,92	4,78	58,80	82,32	82,60	115,64	42,56	450,72	892,61	21,39	29,94
V118	22,60	19,00	22,60	31,64	0,00	0,00	23,70	9,54	4,21	23,70	33,18	0,00	0,00	11,31	450,72	185,57	9,38	13,13
V119a	77,70	126,40	126,40	176,96	0,00	112,60	96,60	66,46	5,50	96,60	135,24	112,60	157,64	78,75	450,72	1515,15	29,38	41,13
V119b	70,90	38,80	70,90	99,26	112,60	3,00	0,00	4,76	2,11	4,76	6,67	112,60	157,64					
V119c	27,10	28,80	28,80	40,32	3,00	0,00	25,80	13,65	3,47	25,80	36,12	3,00	4,20	16,17	450,72	2401,54	4,41	6,18
V120	23,50	20,30	23,50	32,90	0,00	0,00	24,50	10,47	4,21	24,50	34,30	0,00	0,00	12,41	450,72	260,71	9,62	13,47
V121	23,60	23,60	23,60	33,04	0,00	0,00	32,10	13,97	4,78	32,10	44,94	0,00	0,00	16,56	450,72	336,36	12,06	16,88
V122a	26,90	39,40	39,40	55,16	0,00	34,40	30,10	25,67	5,50	30,10	42,14	34,40	48,16	30,42	570,91	392,04	22,64	31,70
V122b	26,10	6,60	26,10	36,54	34,40	0,00	0,00	2,89	2,11	2,89	4,05	34,40	48,16	3,43	450,72	1021,91	1,61	2,25

(fonte: própria do autor)

Tabela F.2 – Esforços cortante e momentos fletores das vigas da cobertura.

VIGA	ESFORÇO CORTANTE		MAIORES-FORÇO CORTANTE (MÓDULO)		MOMENTO FLETOR			MOMENTO FLETOR / ENGASTE APOIO INTERNO		MAIOR MOMENTO (+)		MAIOR MOMENTO -		MOMENTO FLETOR PILARES DE EXTREMIDADE				
	Vk.a (+) (KN)	Vk.b (-) (KN)	Vk (KN)	Vd (KN)	Ma (-) (KNm)	Mb (-) (KNm)	M.máx (+) (KNm)	M (+) (KNm)	L (m)	M (KNm)	Md (KNm)	M (KNm)	Md (KNm)	M.eng	rp.sup = rp.inf	r.viga	M	Md.x
V201a	4,20	5,20	5,20	7,28	0,00	1,60	3,10	2,17	3,26	3,10	4,34	1,60	2,24	2,57	450,72	223,67	2,06	2,89
V201b	3,00	7,80	7,80	10,92	1,60	10,90	0,10	2,90	3,85	2,90	4,06	10,90	15,26					
V201c	14,40	10,10	14,40	20,16	10,90	0,00	10,80	8,88	5,16	10,80	15,12	10,90	15,26	10,53	570,91	141,31	9,37	13,12
V202	31,50	30,90	31,50	44,10	0,00	0,00	38,10	19,78	4,85	38,10	53,34	0,00	0,00	23,44	450,72	494,85	15,14	21,19
V203	22,20	22,20	22,20	31,08	0,00	0,00	21,40	12,02	3,85	21,40	29,96	0,00	0,00	14,24	540,87	334,09	10,88	15,23
V204	37,30	37,30	37,30	52,22	0,00	0,00	48,10	27,06	5,16	48,10	67,34	0,00	0,00	32,06	986,54	465,12	25,95	36,32
V205	41,60	38,20	41,60	58,24	0,00	0,00	50,60	23,92	4,85	50,60	70,84	0,00	0,00	28,34	450,72	494,85	18,30	25,62
V206	2,10	2,10	2,10	2,94	0,00	0,00	0,90	0,29	1,59	0,90	1,26	0,00	0,00	0,35	450,72	63,68	0,32	0,45
V207a	12,60	31,30	31,30	43,82	0,00	35,90	7,00	11,88	3,85	11,88	16,64	35,90	50,26	14,08	570,91	467,53	9,99	13,99
V207b	40,40	33,80	40,40	56,56	35,90	0,00	33,80	21,96	5,16	33,80	47,32	35,90	50,26	26,03	450,72	348,84	18,76	26,27
V208	15,30	15,30	15,30	21,42	0,00	0,00	12,50	7,01	3,26	12,50	17,50	0,00	0,00	8,31	450,72	143,79	7,16	10,03
V209a	9,80	17,10	17,10	23,94	0,00	11,40	5,60	5,95	3,15	5,95	8,33	11,40	15,96	7,05	450,72	157,75	6,00	8,40
V209b	29,80	18,90	29,80	41,72	11,40	7,50	6,30	4,78	2,30	6,30	8,82	11,40	15,96					
V209c	13,70	7,30	13,70	19,18	7,50	0,00	3,00	3,48	2,35	3,48	4,87	7,50	10,50	4,12	450,72	211,45	3,34	4,67
V210a	3,60	5,70	5,70	7,98	0,00	3,60	2,20	2,13	3,26	2,20	3,08	3,60	5,04	2,52	450,72	41,41	2,41	3,38
V210b	5,40	3,10	5,40	7,56	3,60	0,00	1,80	1,88	3,15	1,88	2,64	3,60	5,04	2,23	450,72	42,86	2,13	2,98
V211	2,30	2,30	2,30	3,22	0,00	0,00	1,40	0,76	2,35	1,40	1,96	0,00	0,00	0,90	450,72	43,09	0,86	1,21
V212	1,70	1,70	1,70	2,38	0,00	0,00	1,00	0,56	2,30	1,00	1,40	0,00	0,00	0,67	450,72	44,02	0,63	0,89
V213	27,80	45,80	45,80	147,80	0,00	0,00	68,50	13,16	5,86	68,50	95,90	0,00	0,00	15,60	450,72	777,52	8,37	11,72
V214	1,50	1,50	1,50	2,10	0,00	0,00	0,70	0,37	1,75	0,70	0,98	0,00	0,00	0,44	450,72	57,86	0,41	0,58

Continua

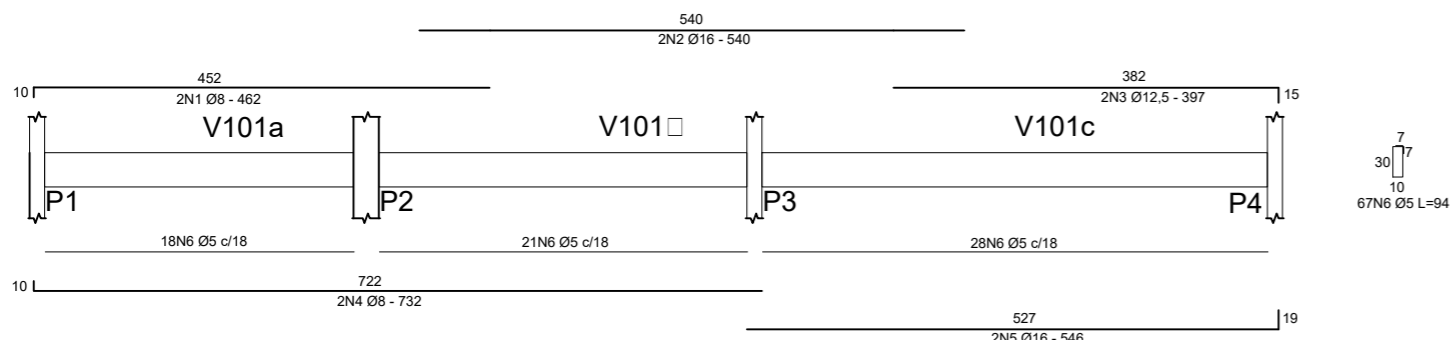
Continuação

VIGA	ESFORÇO CORTANTE		MAIORES FORÇO CORTANTE (MÓDULO)		MOMENTO FLETOR			MOMENTO FLETOR / ENGASTE APOIO INTERNO		MAIOR MOMENTO (+)		MAIOR MOMENTO -		MOMENTO FLETOR PILARES DE EXTREMIDADE				
	Vk.a (+) (KN)	Vk.b (-) (KN)	Vk (KN)	Vd (KN)	Ma (-) (KNm)	Mb (-) (KNm)	M.máx (+) (KNm)	M (+) (KNm)	L (m)	M (KNm)	Md (KNm)	M (KNm)	Md (KNm)	M.eng	rp.sup = rp.inf	r.viga	M	Md.x
V215a	-9,70	23,00	23,00	32,20	0,00	27,10	0,00	1,55	1,66	1,55	2,17	27,10	37,94	1,84	450,72	1291,4	0,76	1,06
V215b	33,10	18,50	33,10	46,34	27,10	0,00	22,50	12,23	4,78	22,50	31,50	27,10	37,94	14,49	450,72	448,48	9,68	13,55
V216a	28,90	52,20	52,20	73,08	0,00	38,20	28,10	12,04	3,41	28,10	39,34	38,20	53,48	14,26	162,26	838,22	3,98	5,57
V216b	46,70	64,60	64,60	90,44	38,20	58,90	24,40	21,58	4,20	24,40	34,16	58,90	82,46					
V216c	63,40	39,90	63,40	88,76	58,90	0,00	40,50	26,27	4,78	40,50	56,70	58,90	82,46	31,13	450,72	597,98	18,72	26,20
V217	16,90	15,80	16,90	23,66	0,00	0,00	17,70	8,76	4,21	17,70	24,78	0,00	0,00	10,38	450,72	185,57	8,61	12,06
V218a	54,40	88,30	88,30	123,62	0,00	78,80	67,50	46,61	5,50	67,50	94,50	78,80	110,32	55,23	450,72	775,76	29,69	41,56
V218b	50,10	27,10	50,10	70,14	78,80	2,70	0,00	3,41	2,11	3,41	4,77	78,80	110,32					
V218c	17,60	19,10	19,10	26,74	2,70	0,00	17,30	8,97	3,47	17,30	24,22	2,70	3,78	10,63	450,72	1229,6	4,49	6,29
V219	17,70	16,80	17,70	24,78	0,00	0,00	18,50	9,52	4,21	18,50	25,90	0,00	0,00	11,28	450,72	234,64	8,95	12,54
V220	10,40	13,70	13,70	19,18	0,00	0,00	15,40	5,65	4,78	15,40	21,56	0,00	0,00	6,70	450,72	122,58	5,90	8,25
V221a	11,20	16,40	16,40	22,96	0,00	14,20	12,50	10,65	5,50	12,50	17,50	14,20	19,88	12,62	570,91	167,01	11,01	15,41
V221b	10,30	3,20	10,30	14,42	14,20	0,00	0,00	1,05	2,11	1,05	1,47	14,20	19,88	1,25	450,72	435,33	0,84	1,18

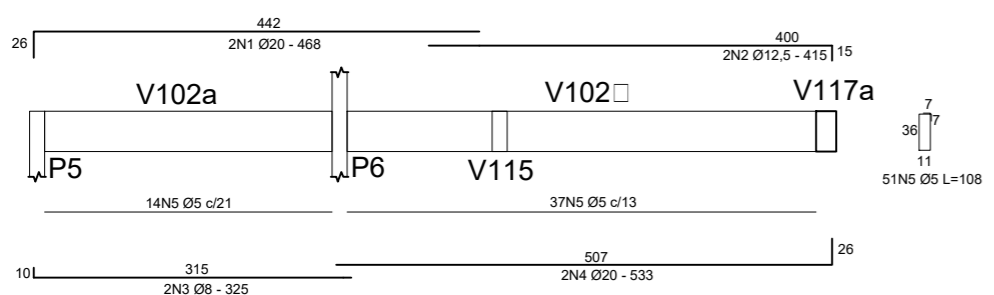
(fonte: própria do autor)

APÊNDICE G – DETALHAMENTO DAS VIGAS.

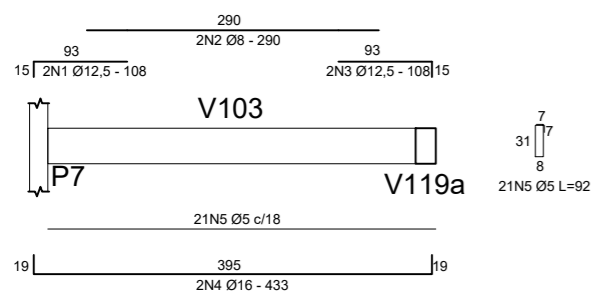
VIGA 101 14x34



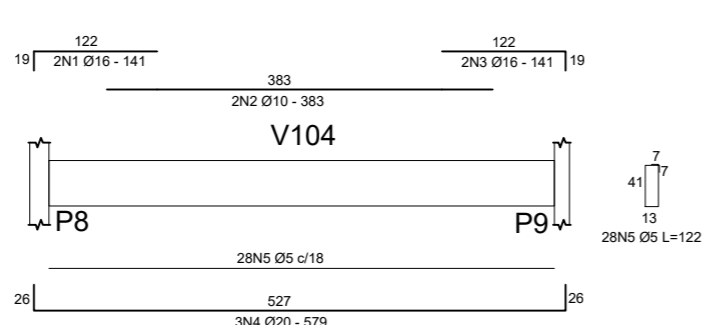
VIGA 102 15x40



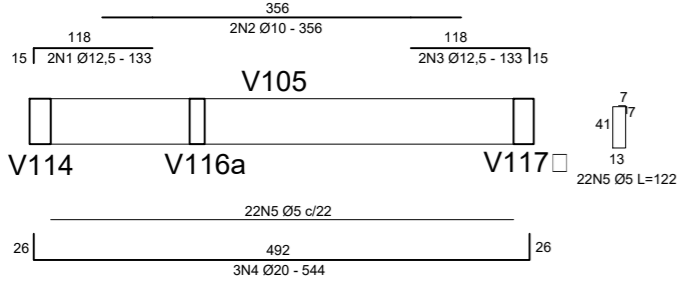
VIGA 103 12x35



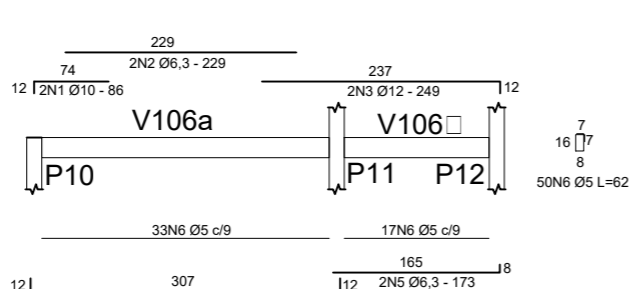
VIGA 104 17x45



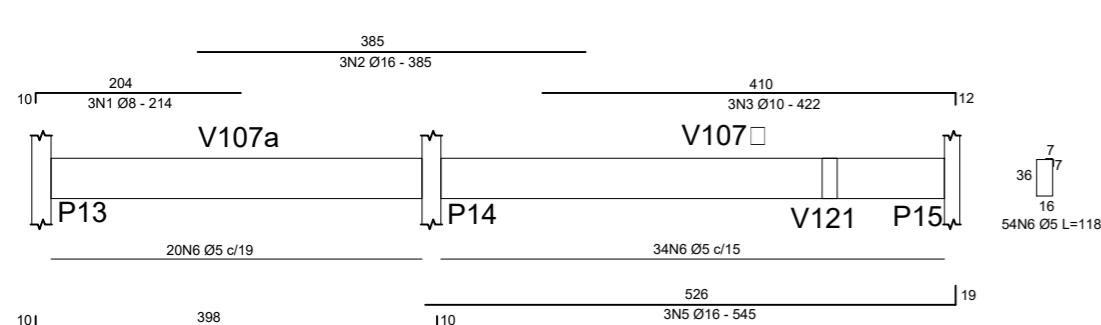
VIGA 105 17x45



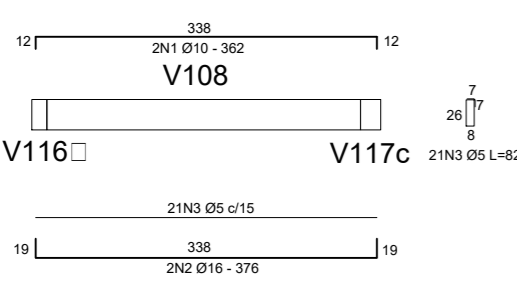
VIGA 106 12x20



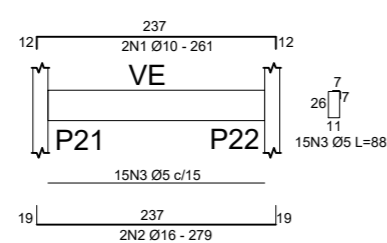
VIGA 107 20x40



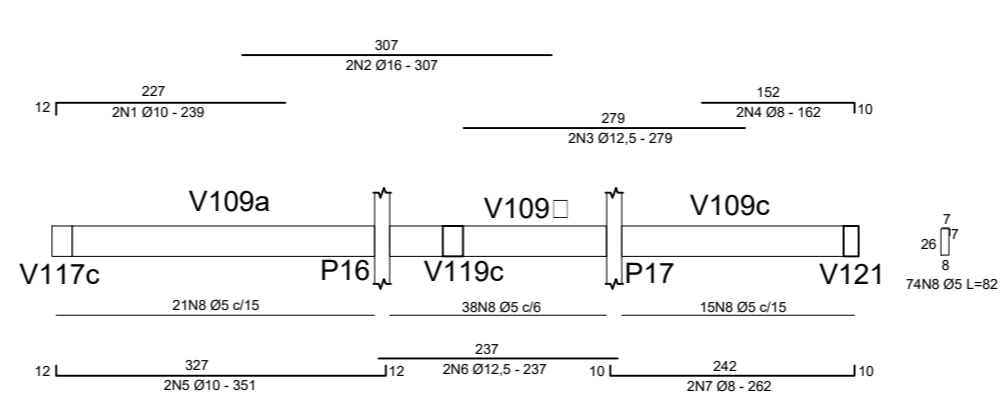
VIGA 108 12x30



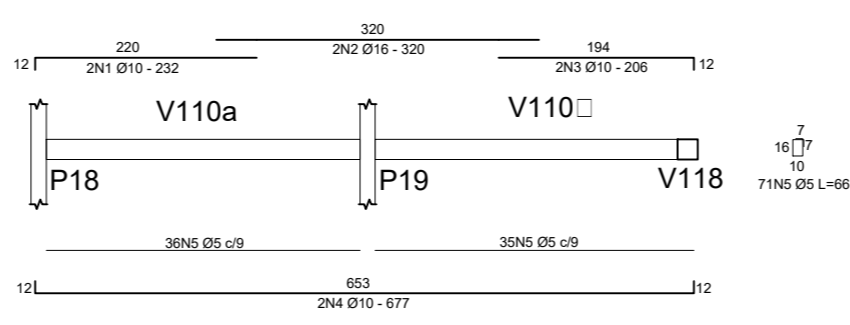
VIGA VE 15x30



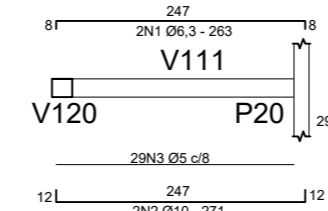
VIGA 109 12x30



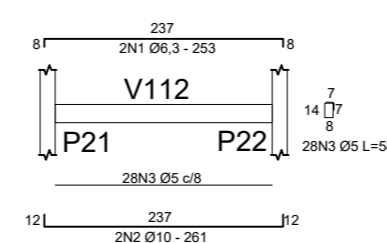
VIGA 110 14x20



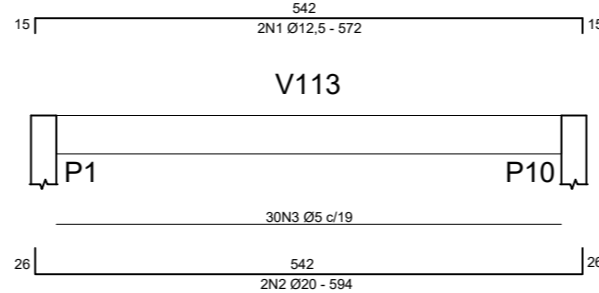
VIGA 111 12x18



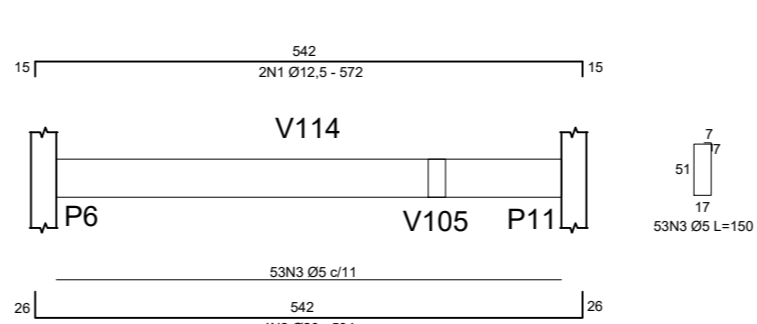
VIGA 112 12x18



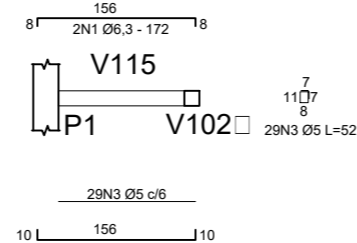
VIGA 113 20x38



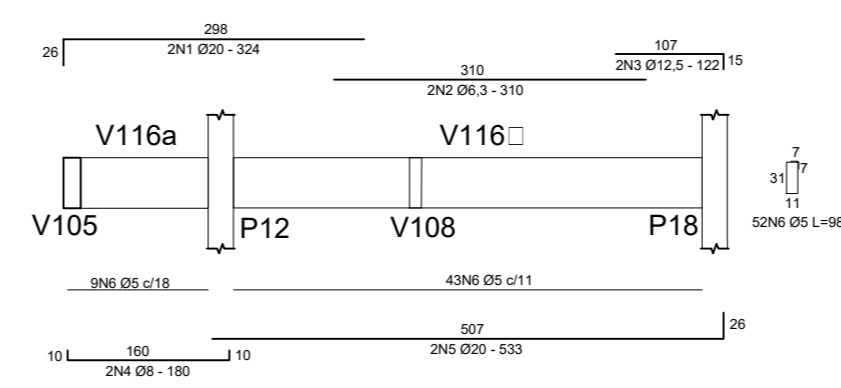
VIGA 114 21x55



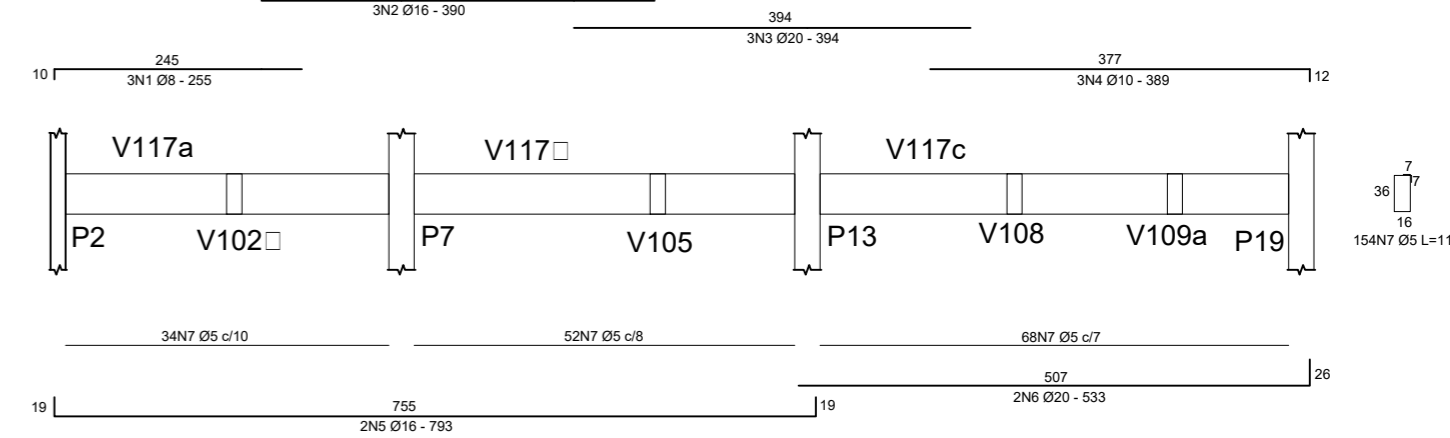
VIGA 115 12x15



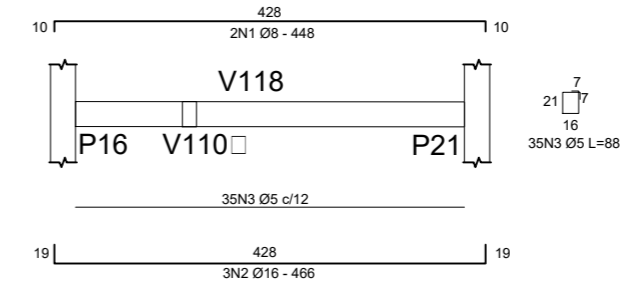
VIGA 116 15x35



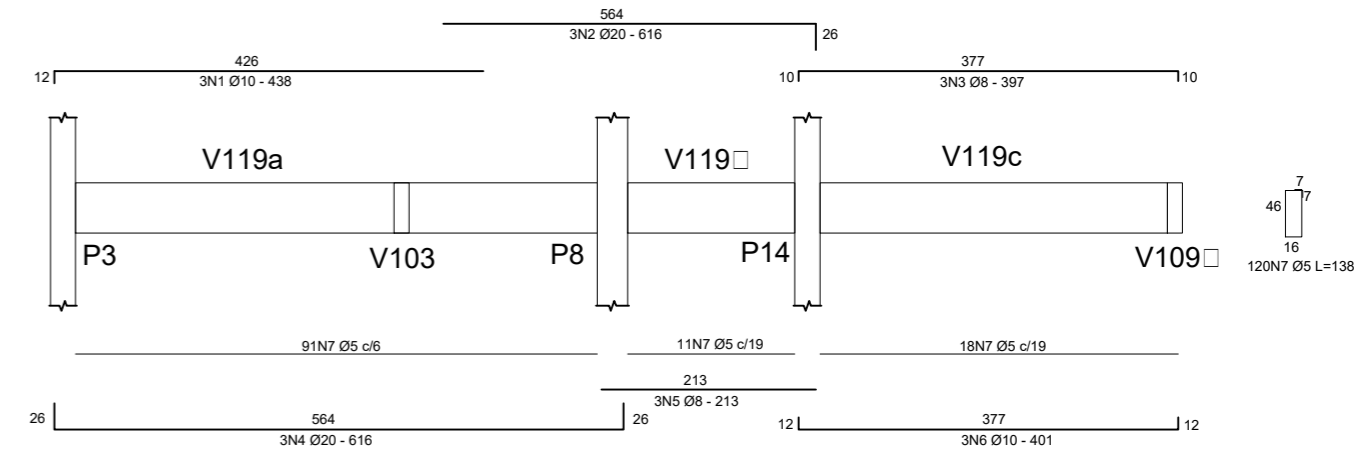
VIGA 117 20x40



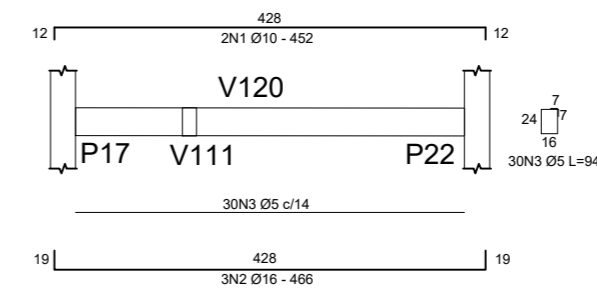
VIGA 118 20x25



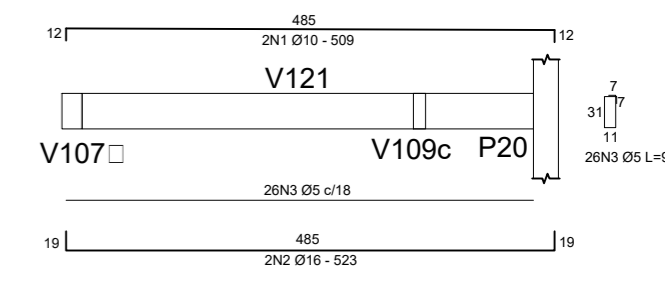
VIGA 119 20x50



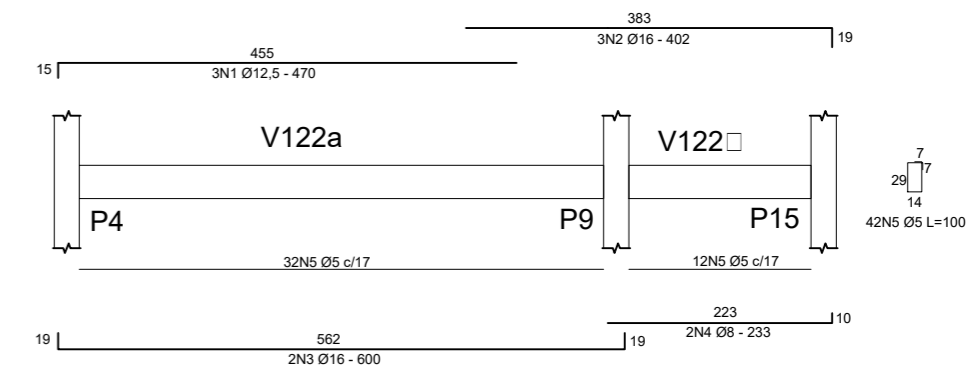
VIGA 120 20x28



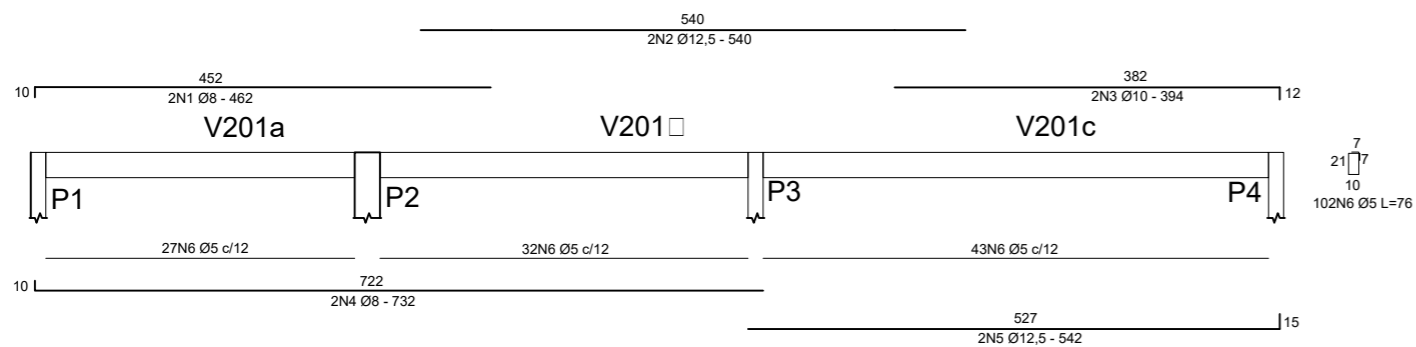
VIGA 121 15x35



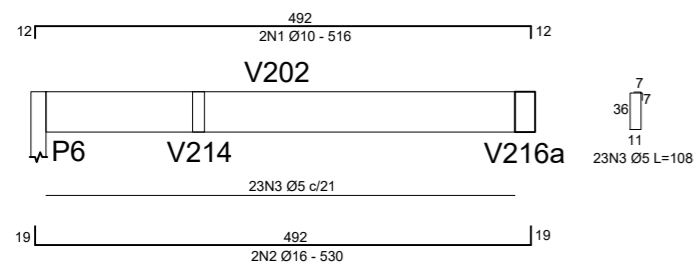
VIGA 122 18x33



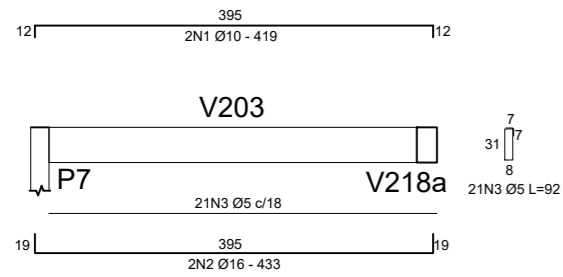
VIGA 201 14x25



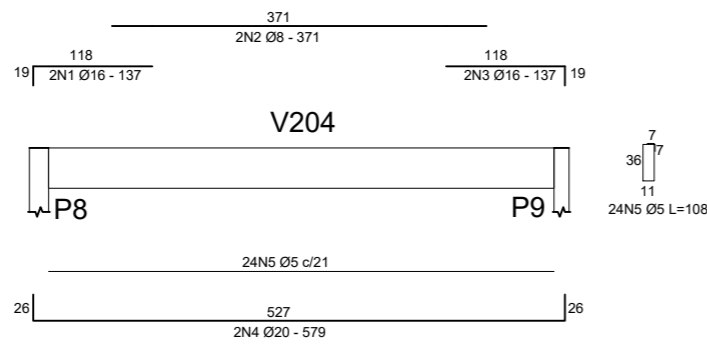
VIGA 202 15x40



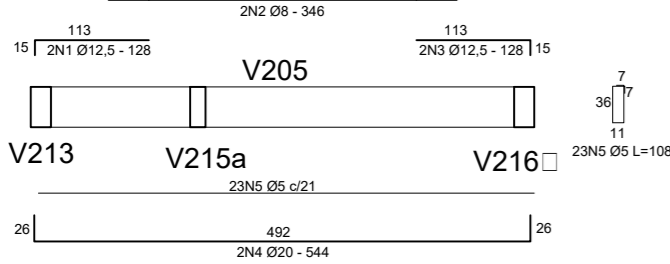
VIGA 203 12x35



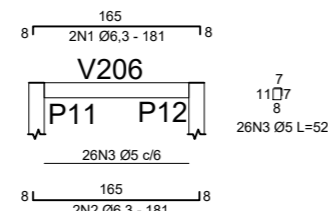
VIGA 204 15x40



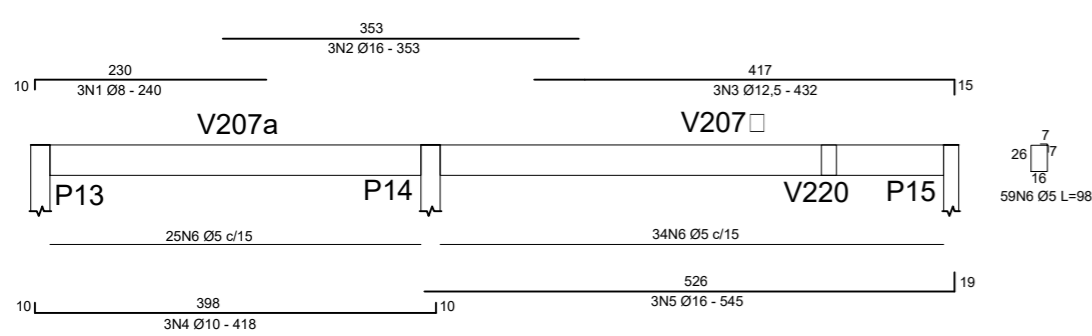
VIGA 205 15x40



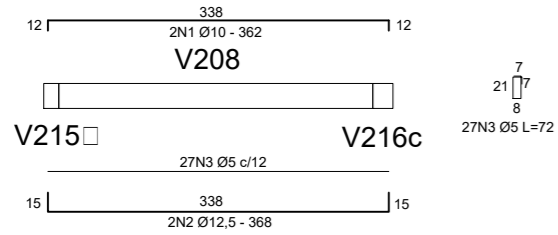
VIGA 206 12x15



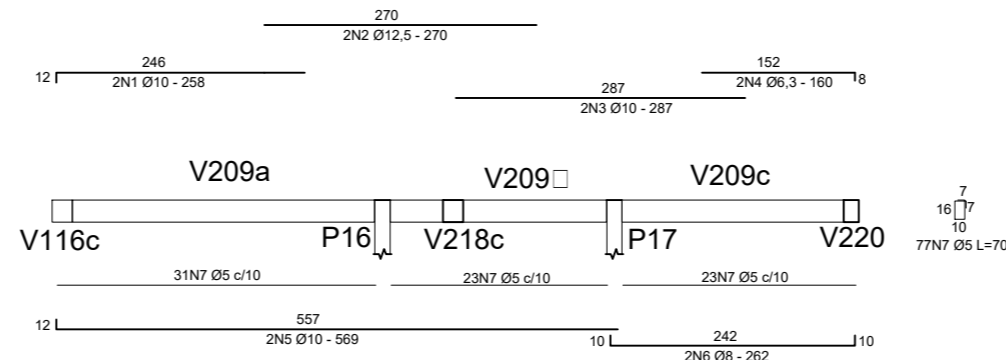
VIGA 207 20x30



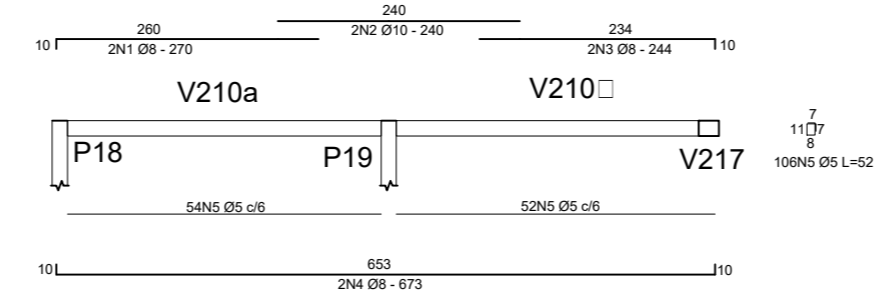
VIGA 208 12x25



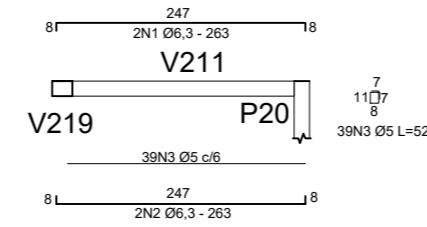
VIGA 209 14x22



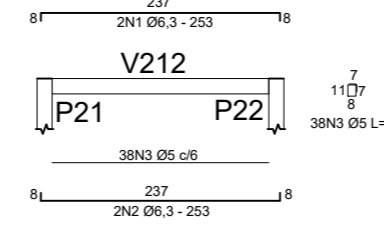
VIGA 210 12x15



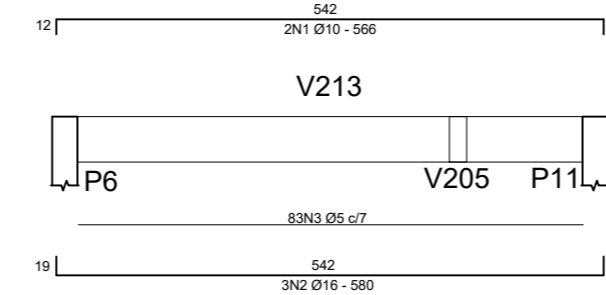
VIGA 211 12x15



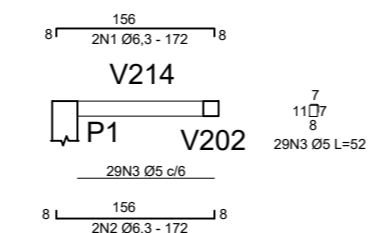
VIGA 212 12x15



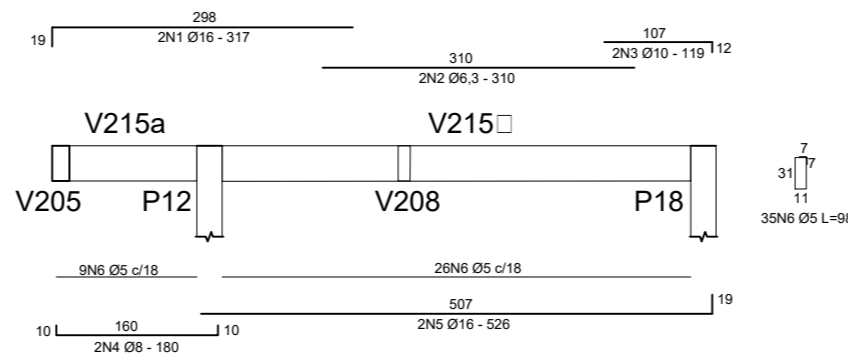
VIGA 213 20x45



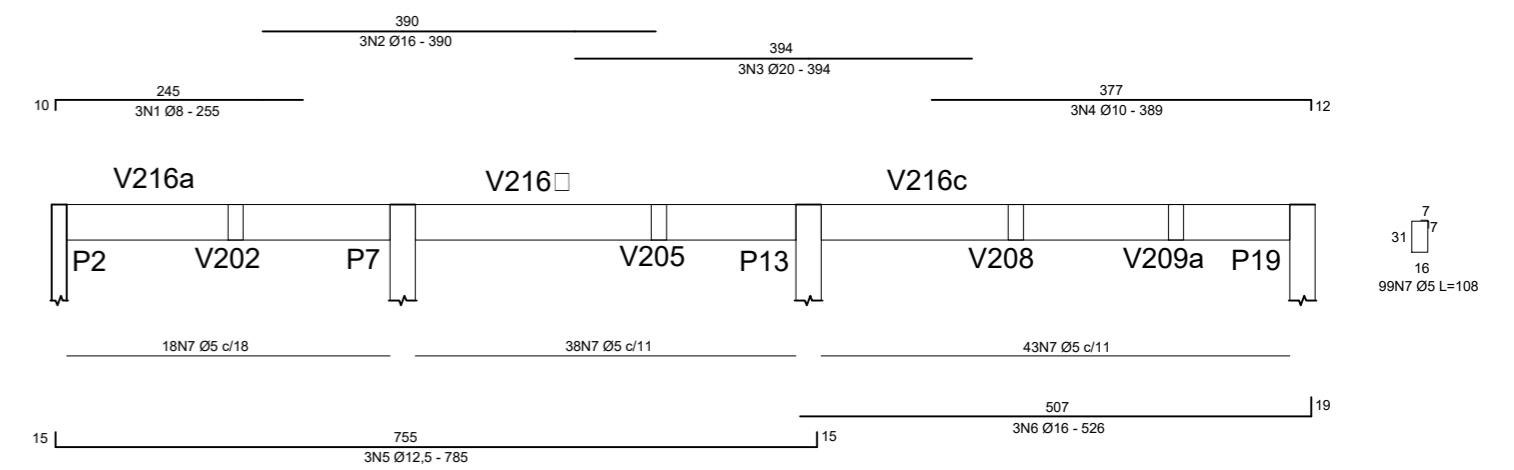
VIGA 214 12x15



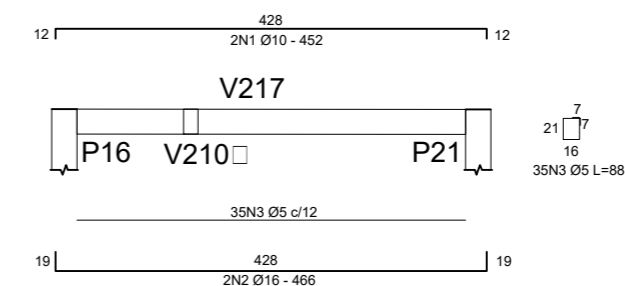
VIGA 215 15x35



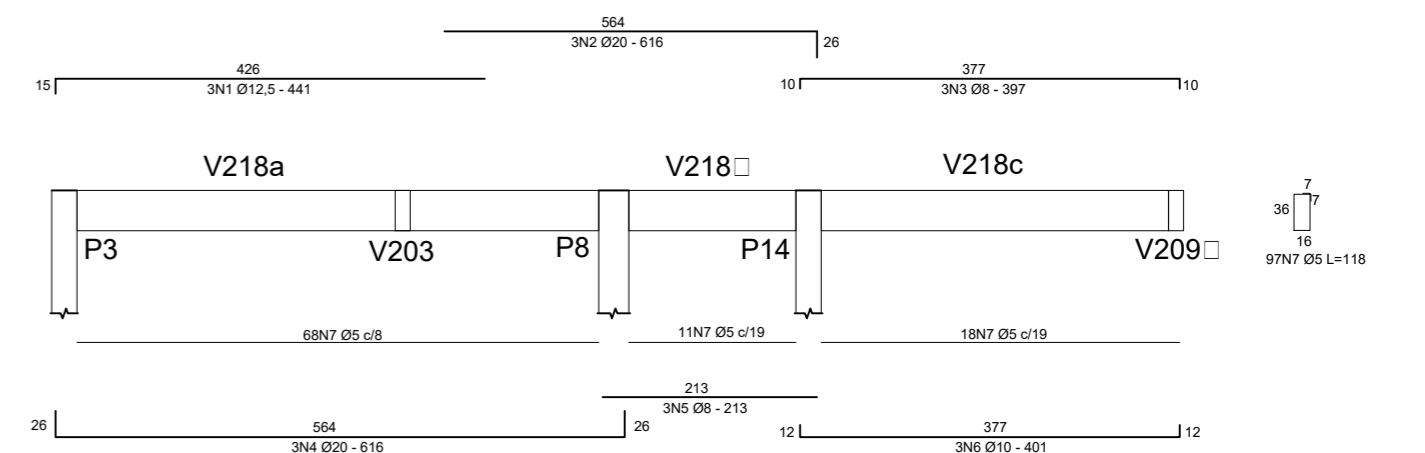
VIGA 216 20x35



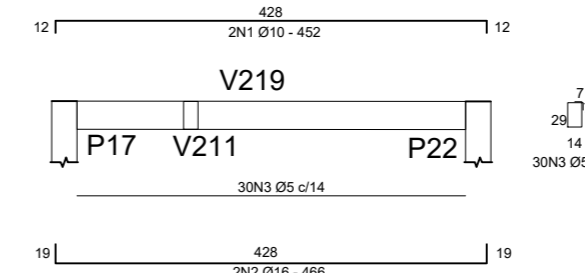
VIGA 217 20x25



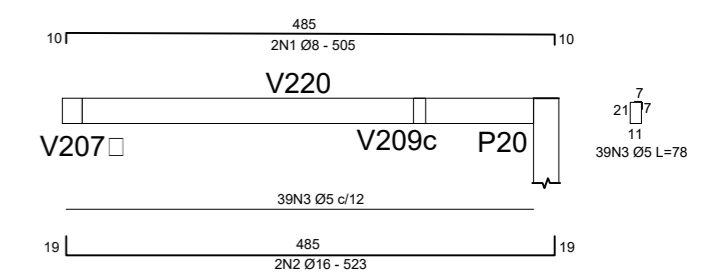
VIGA 218 20x40



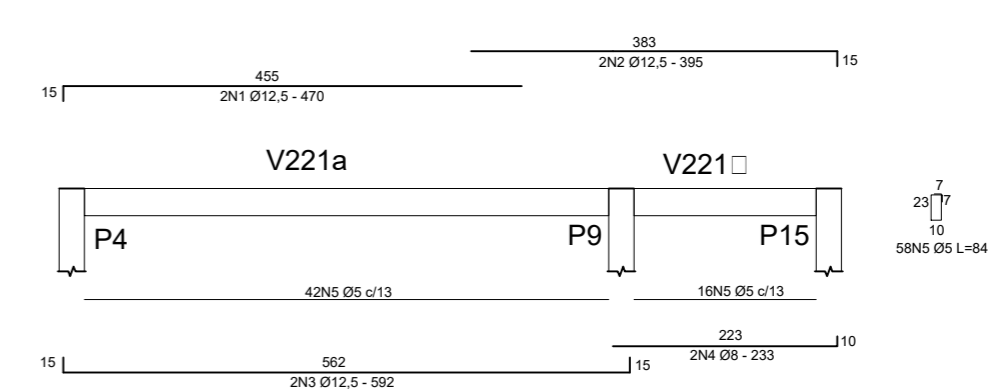
VIGA 219 18x28



VIGA 220 15x25

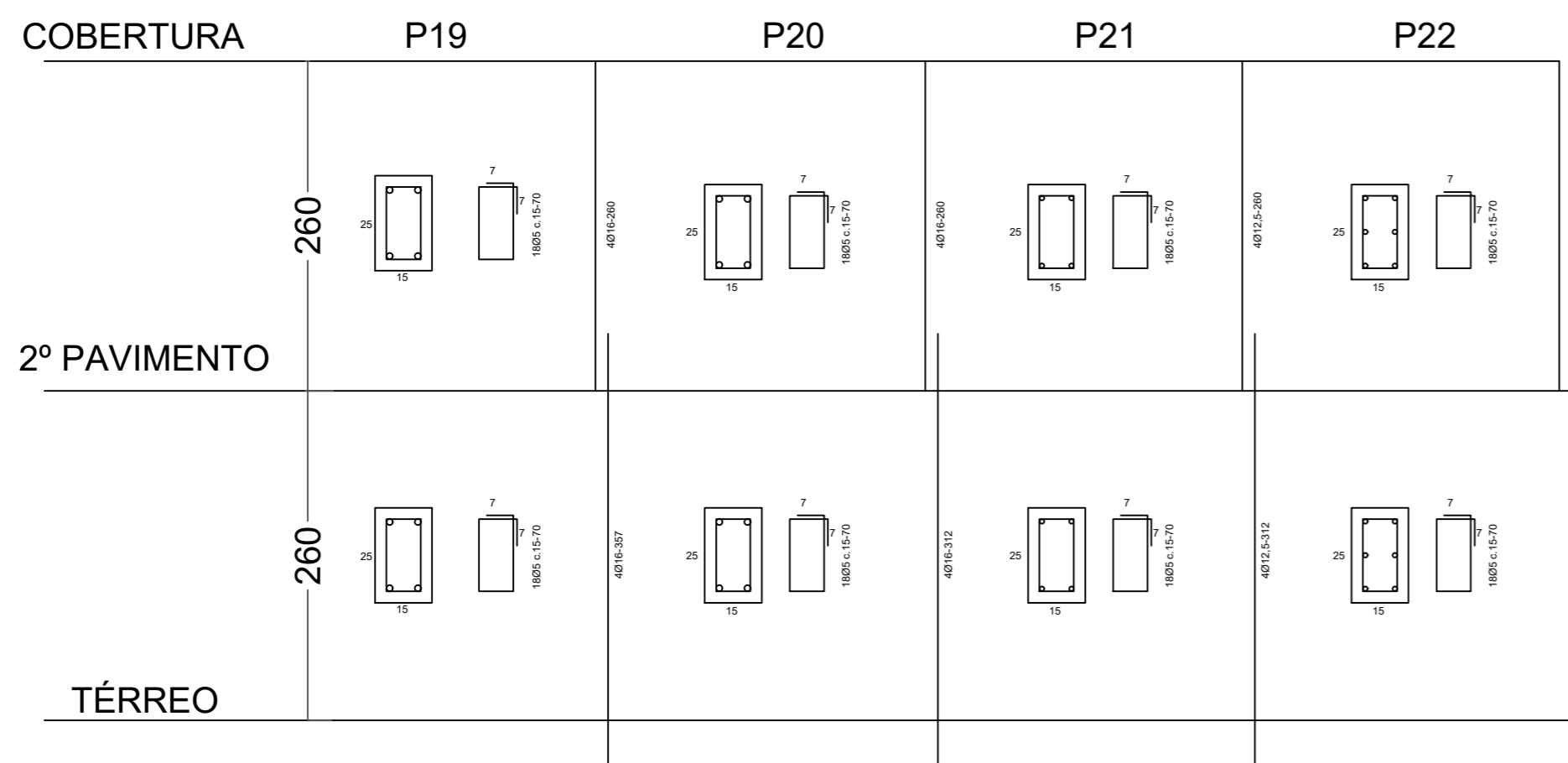
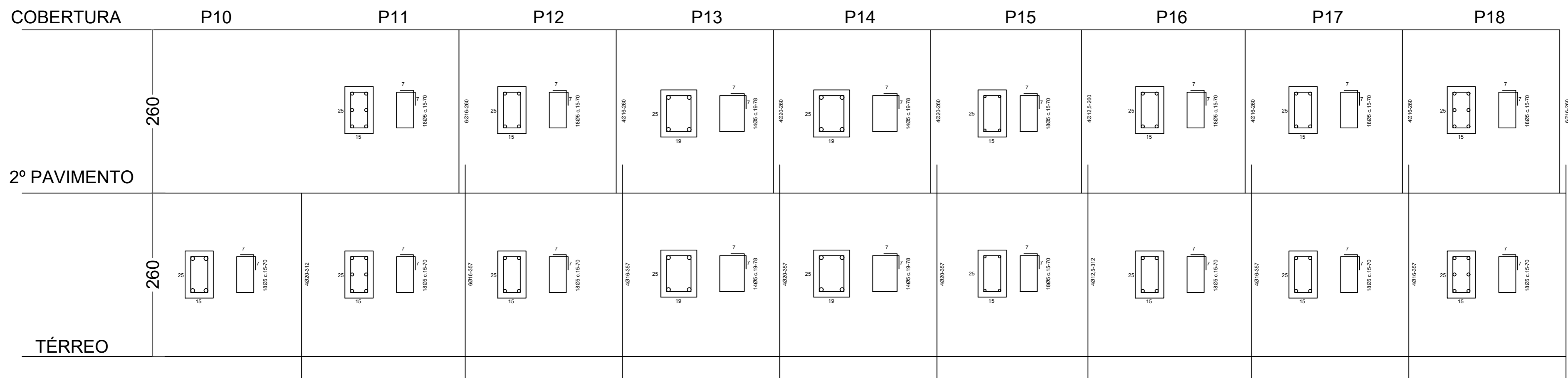
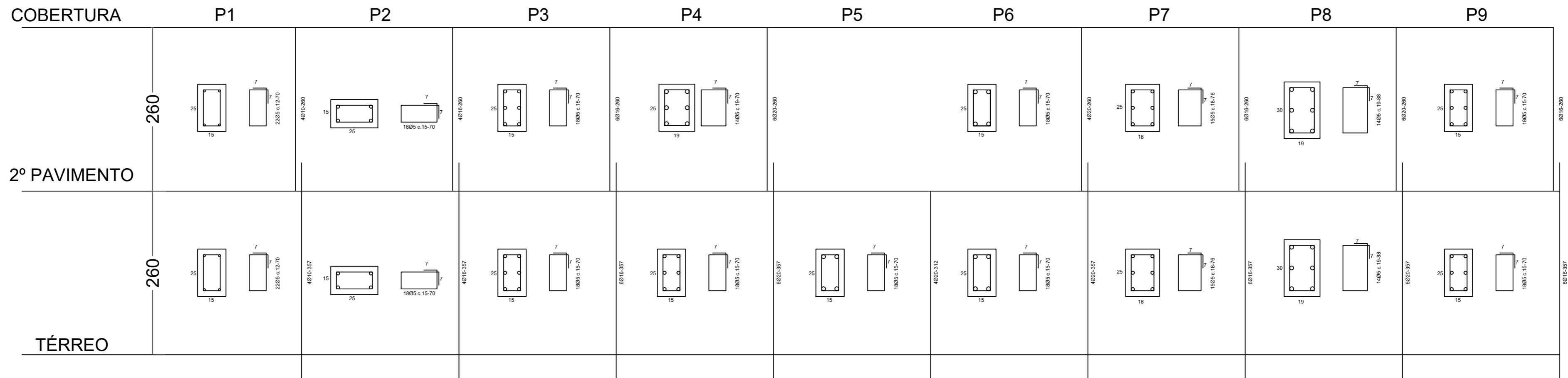


VIGA 221 14x27



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL		
APÊNDICE G		
TÍTULO: ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO DE PILARES, VIGAS, LAJES E ESCADA A PARTIR DE UM PROJETO ARQUITETÔNICO		
DETALHAMENTO DAS VIGAS DA COBERTURA		
ESCALA: 1:75	DATA: JUNHO/2019	FOLHA: 2/2
ALUNO: JEAN FÉLIX BONFANTI		ORIENTADOR: ROBERTO DOMINGOS RIOS

APÊNDICE H – DETALHAMENTO DOS PILARES



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL			
APÊNDICE H			
TÍTULO: ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO DE PILARES, VIGAS E ESCADA A PARTIR DE UM PROJETO ARQUITETÔNICO			
DETALHAMENTO DOS PILARES			
ESCALA: 1:50	UNIDADE: cm	DATA: JUNHO/2019	FOLHA: 1/1
ALUNO: JEAN FÉLIX BONFANTI		ORIENTADOR: ROBERTO DOMINGOS RIOS	