

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

Gabriel Gattelli

**PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO
ARMADO COM 9 PAVIMENTOS TIPO**

Porto Alegre
Outubro 2022

Gabriel Gattelli

**PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO
ARMADO COM 9 PAVIMENTOS TIPO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de
Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Roberto Domingos Rios

Porto Alegre
Outubro 2022

GABRIEL GATTELLI

**PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO
ARMADO COM 9 PAVIMENTOS TIPO**

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, outubro de 2022

BANCA EXAMINADORA

Prof. Roberto Domingos Rios (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Jean Marie Desir (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)

Dr. pela Pennsylvania State University

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente meus pais pelo apoio e suporte em todos os momentos.

Agradeço a minha namorada pelo companherismo e pelo suporte nos momentos difíceis.

Agradeço aos meus amigos de faculdade que tornaram a jornada um pouco mais leve.

Agradeço ao professor Roberto Rios que me deu suporte nesse projeto.

Agradeço a todos professores que colaboraram com a minha formação acadêmica.

RESUMO

No decorrer deste relatório é apresentado a memória de cálculo estrutural de um edifício executado em concreto armado obedecendo os critérios e limitações impostas na norma ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estrutura de concreto - Procedimento. Através do pré-dimensionamento são definidas as dimensões dos elementos estruturais, que são verificados e detalhados. As verificações são executadas através de planilhas de cálculo, modelos Ftool e com a ajuda do software Pcalc. Além disso, é apresentado todas as tabelas de cargas, momentos e cálculos utilizados no dimensionamento, assim como, grande parte dos detalhamentos.

SUMÁRIO

Sumário

1	INTRODUÇÃO	8
2	DIRETRIZES	9
2.1	QUESTÃO	9
2.2	OBJETIVOS	9
2.3	PRESSUPOSTO	9
2.4	DELIMITAÇÃO	10
2.5	DELINEAMENTO	10
3	ARQUITETURA E DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO	11
4	METODOLOGIA	12
4.1	GENERALIDADES	12
4.1.1	Ações	12
4.1.2	Estados limites	12
4.1.3	Combinações de ações	13
4.1.4	Propriedades dos materiais	15
4.1.5	Critérios para a durabilidade das estruturas	18
4.1.6	Hipóteses para elementos lineares – ELU	20
5	LANÇAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	23
6	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DOS PAVIMENTOS	24
6.1	Áreas de influência	24
6.2	Ação total por andar	26
6.3	Ação nos pilares	26
6.4	Pré-dimensionamento das seções transversais dos pilares	27
6.5	Cálculo das seções transversais dos pilares	28
6.6	Pré dimensionamento das vigas e lajes	28
7	ANALISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS	29
7.1	Cálculo da estabilidade global:	29
7.1.1	A rigidez equivalente nos pórticos do sentido Y:	29
7.1.2	A rigidez equivalente nos pórticos do sentido X	30

8 DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS ESTÁTICAS DEVIDAS AO VENTO	31
8.1 Velocidade do vento.....	31
8.1.1 Fator S1	32
8.1.2 Fator S2	32
8.1.3 Fator S3	34
8.2 Coeficiente de Arrasto:	34
8.3 Coeficiente de Força	35
9 CÁLCULO DA DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS DO VENTO DEVIDO A EXCENTRICIDADE	36
10 CARGAS NAS LAJES.....	39
10.1 Cargas	39
10.2 Dimensionamento das lajes	39
11 CARGAS NAS VIGAS	46
11.1 Distribuição.....	46
11.2 Carga por vão de viga	47
11.3 Definição dos momentos, cargas verticais e horizontais	48
11.4 Dimensionamento da armadura	50
12 CARGAS NOS PILARES.....	60
12.1 Definição das cargas nos pilares	60
12.2 Dimensionamento dos pilares.....	60
13 CONSIDERAÇÕES FINAIS	65
REFERÊNCIAS	66
ANEXO A – PLANTAS ARQUITETÔNICAS	67
ANEXO B – RESULTADOS DO FTOOL PARA ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS	70
ANEXO C – TABELAS DE CÁLCULO DA DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS DO VENTO..	74
ANEXO D – MOMENTOS, CARGAS VERTICAIS E HORIZONTAIS NOS PÓRTICOS DE CONTRAVENTAMENTO	78
ANEXO E – DETALHAMENTOS DAS VIGAS	87
ANEXO F – DETALHAMENTOS DOS PILARES	93
ANEXO G – DETALHAMENTOS DAS LAJES.....	101

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho se propõe a fazer um projeto estrutural de um prédio de 7 andares de pavimentos tipo com 4 apartamentos por andar, térreo e cobertura. O prédio se localiza em Porto Alegre e foi executado em concreto armado devido sua viabilidade técnica e econômica. O concreto utilizado na estrutura (pilares, vigas e lajes) foi de 30 MPa e aço CA-60 para bitolas iguais ou inferiores a 6,3 milímetros e aço CA-50 para diâmetros superiores a 6,3 milímetros. As paredes foram executadas de alvenaria com blocos cerâmicos de 19x19x29.

A solução adotada para as vigas foram vãos pequenos para diminuir a carga em cada pilar e vigas de contraventamento, calculadas com o uso do software FTOOL, assim como a estabilidade global do edifício. Além disso, foram usadas tabelas de cálculo em Excel e foi utilizado o software Pcalc para o cálculo dos pilares.

O concreto armado, que foi a solução adotada nesse trabalho, é uma solução construtiva competitiva devido a facilidade na execução da estrutura e um ótimo custo-benefício na utilização dos insumos básico que podem ser moldados para suprir as necessidades arquitetônicas de uma construção. O projeto estrutural é uma versão idealizada da estrutura real em que se emprega um modelo matemático e busca simular o comportamento da edificação e suas necessidades. A abordagem do sistema estrutural de forma global possibilita a análise do conjunto dos elementos estruturais e como eles trabalham entre si, assim pode-se representar de forma satisfatória o comportamento da estrutura, atingindo a segurança e as soluções econômicas necessárias.

2 DIRETRIZES

As diretrizes do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO

A questão do trabalho é oferecer uma solução estrutural eficiente e viável para uma arquitetura apresentada.

2.2 OBJETIVOS

Os objetivos estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

2.2.1 OBJETIVO PRINCIPAL

O objetivo principal do trabalho é o projeto estrutural de concreto armado.

2.2.2 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS

Os objetivos secundários do trabalho são a demonstração por planilhas eletrônicas de cálculo e utilização de softwares gratuitos de análise de estruturas como FTOOL.

2.3 PRESSUPOSTO

Esse trabalho tem por pressuposto que são verdadeiras e válidas as informações contidas nas seguintes normas para elaboração do trabalho apresentado:

- a) NBR 6118/2014 Projeto de estruturas de concreto.
 - b) NBR 6120/2019 Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.
 - c) NBR 6123/1988 Forças devidas ao vento em edificações.
 - d) NBR 8681/2003 Ações e segurança nas estruturas.
-
- a) Estrutura independente (pilares, vigas, lajes e núcleo) em concreto armado;
 - b) Pé direito (distância vertical entre centros de pavimentos - lance) de 2,7m;
 - c) Evitar interferir nos espaços estabelecidos pelo projeto arquitetônico;
 - d) Edificação residencial com 9 pavimentos;
 - e) Edificação localizada em Porto Alegre.

2.4 DELIMITAÇÃO

O trabalho se delimita a um projeto de uma edificação residencial projetado sem auxílio de softwares pagos como TQS. Sendo assim, utilizou-se o conceito de equilíbrio de seções com cálculos manuais)

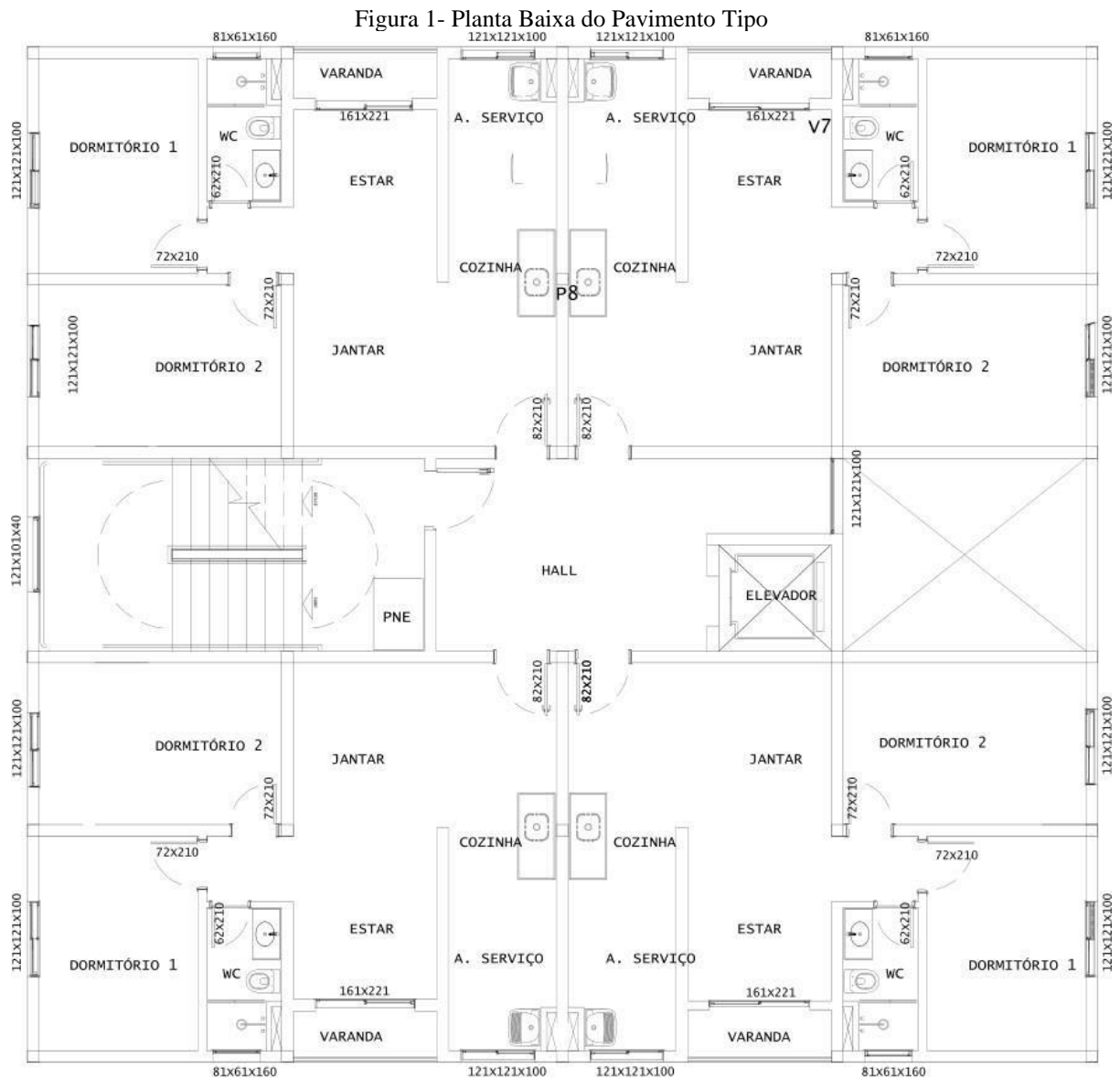
2.5 DELINEAMENTO

O trabalho foi desenvolvido por meio das etapas apresentadas a seguir:

- a) Pesquisa bibliográfica;
- b) Concepção estrutural;
- c) Análise estrutural;
- d) Análise do vento
- e) Dimensionamento dos elementos estruturais;
- f) Detalhamento dos elementos estruturais;
- g) Considerações finais.

3 ARQUITETURA E DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO

A arquitetura utilizada no projeto é de um edifício residencial de 7 pavimentos tipo, composto por 32 apartamentos, sendo 4 apartamentos por andar nos pavimentos tipo e no térreo e um pavimento para a cobertura. É prevista a locação de reservatórios no pavimento de cobertura. O pé-direito considerado pra edificação é de 2,70 m. O pavimento tipo encontra-se abaixo na figura 1 e o resto das plantas baixas estão dispostas no anexo.



PAVIMENTO TIPO

(Fonte: Elaborado pelo autor)

4 METODOLOGIA

4.1 GENERALIDADES

4.1.1 Ações

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 1), as ações são definidas como as “causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas [...]”. Em função da variabilidade das ações no tempo, estas são classificadas em ações permanentes, ações variáveis ou ações excepcionais. Porém, as ações permanentes diretas e as ações variáveis diretas são mais expressivas para o projeto estrutural do presente trabalho.

4.1.1.1 Ações permanentes

A NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 1) declara que as ações permanentes são “ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção [...]”. No trabalho serão consideradas somente as ações permanentes diretas, correspondentes aos pesos próprios das estruturas, aos pesos dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes.

4.1.1.2 Ações variáveis

A NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 1) descreve ações variáveis como “ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção”. Para o projeto serão consideradas as ações variáveis diretas, correspondentes às cargas variáveis previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água.

4.1.2 Estados limites

A NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 1) define estados limites de uma estrutura como, “estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção”. Os estados limites são classificados em estados limites últimos e estados limites de serviço, sendo apresentados na sequência.

4.1.2.1 Estados limites últimos (ELU)

Araújo (2010, v.1, p. 60) afirma que estados limites últimos “[...] são aqueles relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura”.

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 54) estabelece os 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 [...];
- 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 [...];
- g) Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas [...];
- h) Outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

No presente trabalho será verificado o estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura.

4.1.2.2 Estados limites de serviço (ELS)

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 55) define estados limites de serviço como “[...] 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”.

Ao longo do trabalho serão verificados o estado limite de deformações excessivas e o estado limite de abertura de fissuras, ambos referentes aos estados limites de serviço.

4.1.3 Combinações de ações

Com a finalidade de realizar a verificação dos estados limites últimos e dos estados limites de serviço devem ser empregadas, respectivamente, as combinações últimas e as combinações de serviço.

4.1.3.1 Combinações últimas

As combinações últimas utilizadas para avaliar o esgotamento da capacidade resistente dos elementos estruturais são as combinações últimas normais; assim, estas serão empregadas para efetuar o dimensionamento dos elementos estruturais. A seguir é apresentada a expressão utilizada para a determinação das combinações últimas normais, obtida do item 5.1.3.1 da NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 9):

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n T_{0j} \cdot F_{Qj,k}] \quad (\text{Equação 1})$$

Onde,

F_d : valor de cálculo das ações;

γ_{gi} : coeficiente de ponderação das ações permanentes;

$F_{Gi,k}$: valor característico das ações permanentes;

γ_q : coeficiente de ponderação das ações variáveis;

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável considerada principal;

$F_{Qj,k}$: valor característico das demais ações variáveis;

T_{0j} : fator de redução de combinação para as demais ações variáveis.

4.1.3.2 Combinações de serviço

As combinações de serviço empregadas no trabalho para verificar o estado limite de deformações excessivas serão as combinações quase permanentes (CQP), já para avaliar o estado limite de abertura de fissuras serão as combinações frequentes (CF). A expressão utilizada para determinar as combinações quase permanentes é apresentada abaixo, retirada do item 5.1.5.1 da NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 14):

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n T_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde,

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

$F_{Gi,k}$: valor característico das ações permanentes;

$F_{Qj,k}$: valor característico das ações variáveis;

T_{2j} : fator de redução de combinação quase permanente.

O valor do fator de redução de combinação quase permanente (T_2) considerado para o presente trabalho será igual a 0,3.

A seguir é apresentada a equação para obter as combinações frequentes, retirada do item 5.1.5.2 da NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 14):

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + T_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n T_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (\text{Equação 3})$$

Onde,

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

$F_{Gi,k}$: valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável considerada principal;

$F_{Qj,k}$: valor característico das demais ações variáveis;

T_1 : fator de redução de combinação frequente;

T_{2j} : fator de redução de combinação quase permanente.

O valor do fator de redução de combinação frequente (T_1) considerado para o presente trabalho será igual a 0,4.

4.1.4 Propriedades dos materiais

4.1.4.1 Concreto

As propriedades indicadas na sequência referem-se aos concretos compreendidos nas classes de resistência do grupo I (resistências características à compressão de 20 MPa a 50 MPa). Os valores e expressões foram obtidos do item 8.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 22- 28).

4.1.4.1.1 Massa específica

Segundo a NBR 6118, caso a massa específica real do concreto não seja conhecida, pode-se empregar o valor de 2400 kg/m³ para a massa específica do concreto simples e o valor de 2500 kg/m³ para a massa específica do concreto armado.

4.1.4.1.2 Resistência característica à compressão

A resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) refere-se à idade de 28 dias e representa uma probabilidade de 95% de apresentar, nos corpos de prova, valores superiores ao próprio valor de f_{ck} .

4.1.4.1.3 Resistência à tração

A resistência média à tração é determinada por meio da seguinte equação:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{Equação 4})$$

E através da resistência média à tração, pode-se obter:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (\text{Equação 5})$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (\text{Equação 6})$$

4.1.4.1.4 Módulo de elasticidade

O valor do módulo de elasticidade inicial é obtido pela expressão:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Equação 7})$$

Para o trabalho será adotado $\alpha_E = 1,0$; referente à agregados graúdos de gnaisse.

Após calcular o módulo de elasticidade inicial, pode-se determinar o módulo de elasticidade secante por meio da equação:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (\text{Equação 8})$$

O parâmetro α_i é obtido pela expressão:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (\text{Equação 9})$$

4.1.4.1.5 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson (ν), em geral, pode ser considerado igual a 0,2; portanto, este será o valor empregado para o coeficiente no projeto estrutural.

4.1.4.1.6 Deformações específicas

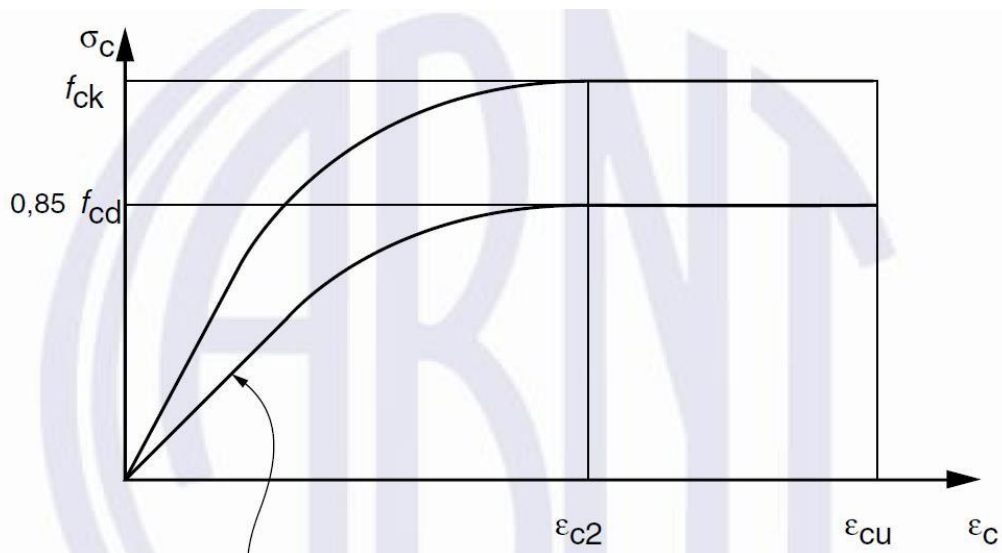
Para concretos com classes de resistência até C50, são adotados os seguintes valores para as deformações específicas:

- Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico: $\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$;
- Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura: $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$.

4.1.4.1.7 Diagrama tensão-deformação de compressão

Para realizar análises no estado limite último, podem ser utilizados o diagrama tensão-deformação idealizado do concreto à compressão, apresentado na Figura 2, ou o diagrama retangular de profundidade $y = \lambda \cdot x$. No trabalho será empregado o diagrama retangular para os cálculos de dimensionamento dos elementos estruturais.

Figura 2 – Diagrama Tensão-Deformação Idealizado ou Diagrama Parábola-Retângulo



(Fonte: NBR 6118, 2014, Figura 8.2, p. 26)

4.1.4.2 Aço de armadura passiva

Os dados apresentados abaixo foram obtidos do item 8.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 28-30).

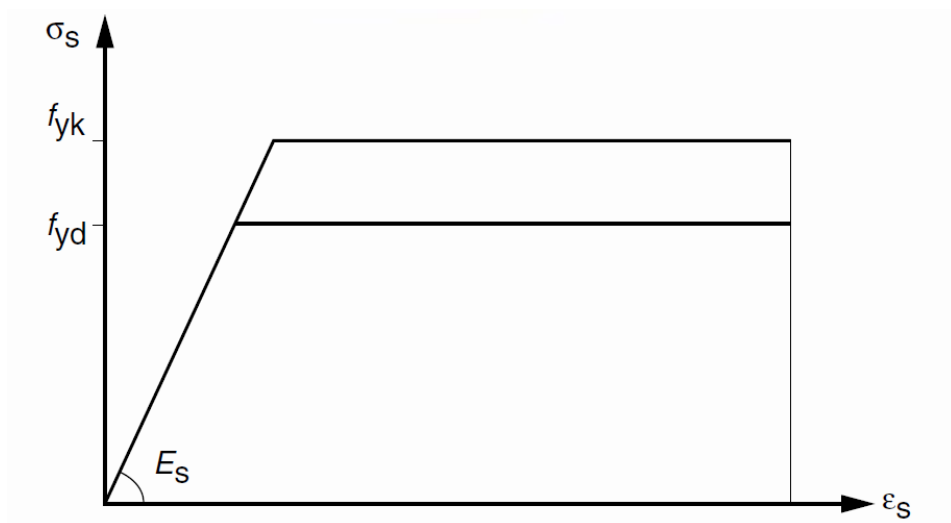
4.1.4.2.1 Módulo de elasticidade

Caso não existam valores fornecidos pelo fabricante ou ensaios realizados, o módulo de elasticidade do aço (E_s) pode ser considerado igual a 210 GPa, conforme retrata a NBR 6118.

4.1.4.2.2 Diagrama tensão-deformação

O diagrama tensão-deformação do aço, mostrado na Figura 3, pode ser utilizado para análises no estado limite último e estado limite de serviço. Além disso, pode-se aplicar o diagrama para situações de tração e compressão do aço de armadura passiva.

Figura 3 – Diagrama Tensão-Deformação do Aço de Armadura Passiva



(Fonte: NBR 6118, 2014, Figura 8.4, p. 29)

4.1.5 Critérios para a durabilidade das estruturas

4.1.5.1 Agressividade do ambiente

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 16), a agressividade do ambiente “[...] está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas”.

A agressividade ambiental é classificada por meio da Tabela 6.1 da NBR 6118, as informações da tabela são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Classes de Agressividade Ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

(Fonte: NBR 6118, 2014, Tabela 6.1, p. 17)

4.1.5.2 Qualidade e cobrimento do concreto

A durabilidade das estruturas é fortemente influenciada pelas características do concreto e da espessura e qualidade do concreto de cobrimento das armaduras. Assim, após definir a agressividade ambiental, pode-se obter os requisitos mínimos de qualidade do concreto, através da Tabela 7.1 da NBR 6118. Os dados desta tabela são mostrados na Tabela 2.

Tabela 2 – Correspondência entre a CAA e a Qualidade do Concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

(Fonte: NBR 6118, 2014, Tabela 7.1, p. 18)

Através da classe de agressividade ambiental, também pode ser obtido o cobrimento nominal necessário dos componentes ou elementos estruturais. A relação entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal é descrita pela Tabela 7.2 da NBR 6118. As informações desta tabela são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Correspondência entre a CAA e o Cobrimento Nominal para $\Delta c = 10$ mm

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

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

(Fonte: NBR 6118, 2014, Tabela 7.2, p. 20)

4.1.6 Hipóteses para elementos lineares – ELU

Na sequência são descritas algumas hipóteses básicas que serão consideradas no dimensionamento das seções de vigas e pilares, submetidas a força normal e momentos fletores.

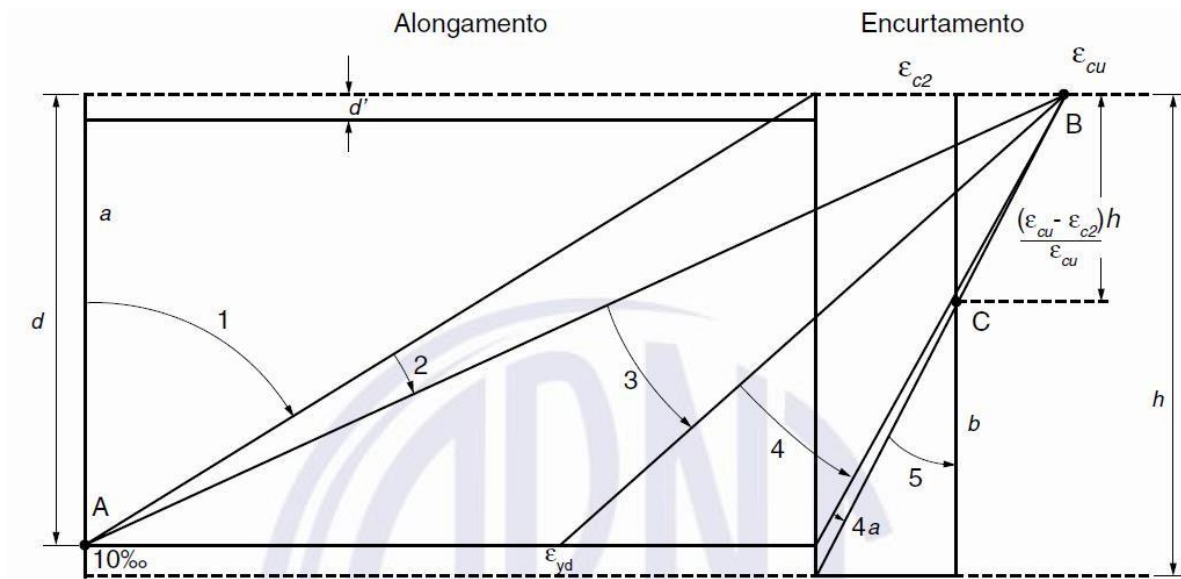
– Conforme define a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 121), “as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no estado limite último”.

– A distribuição de tensões no concreto pode ser realizada conforme o diagrama parábola-retângulo, apresentado em 4.1.4.1.7, com tensão de pico igual a $0,85.f_{cd}$. O coeficiente 0,85 (α_c) na tensão de pico é proveniente da análise conjunta de dois fatores, o primeiro é a redução da resistência do concreto por Efeito Rüsç (aplicação de cargas de longa duração) e o segundo é o aumento da resistência do concreto em função das reações de hidratação do cimento.

No entanto, o diagrama parábola-retângulo pode ser substituído pelo retângulo de profundidade $y = \lambda.x$, onde o parâmetro λ pode ser considerado igual a: $\lambda = 0,8$ para concretos com classes de resistência até 50 MPa, aplicável ao presente trabalho.

– No estado limite último, a distribuição das deformações na seção transversal ocorre conforme a Figura 4, apresentada a seguir.

Figura 4 – Domínios de Deformação do ELU



(Fonte: NBR 6118, 2014, Figura 17.1, p. 122)

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 122) descreve os seguintes domínios de deformação para estado limite último:

Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

- reta a: tração uniforme;
- domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ e com o máximo alongamento permitido).

Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto:

- domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$);
- domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$);
- domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
- reta b: compressão uniforme.

Por meio das equações de compatibilidade de deformações, pode-se obter a posição da linha neutra que limita os domínios de deformação. A seguir são apresentados o limite entre os domínios 2 e 3 e o limite entre os domínios 3 e 4, respectivamente.

$$x_{23} = \frac{\varepsilon_{cu}}{(10\%_{00} + \varepsilon_{cu})} \cdot d \quad (\text{Equação 10})$$

$$x_{34} = \frac{\varepsilon_{cu}}{(\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu})} \cdot d \quad (\text{Equação 11})$$

Onde,

x_{23} : posição da linha neutra limite entre os domínios 2 e 3;

x_{34} : posição da linha neutra limite entre os domínios 3 e 4;

ε_{cu} : deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura;

ε_{yd} : deformação específica de projeto de escoamento do aço;

d : altura útil.

O dimensionamento à flexão simples dos elementos estruturais deve ser realizado de modo que a seção crítica da estrutura esteja compreendida no domínio 2 ou domínio 3; dessa forma, promove-se um melhor aproveitamento da capacidade resistente do concreto e do aço, sem o risco de ruptura frágil para a estrutura.

Além disso, deve-se analisar o limite de ductilidade dos elementos estruturais, para garantir apropriada capacidade de rotação dos mesmos. A fim de obter o adequado comportamento dútil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no estado limite último deve obedecer o seguinte limite: $x/d \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa.

Assim, considerando os domínios de deformação e a ductilidade dos elementos estruturais, o limite para a posição da linha neutra é dado pela seguinte expressão:

$$x_{m\acute{a}x} = m\acute{i}n(x_{lim}, x_{d\acute{u}til}) \quad (\text{Equação 12})$$

Onde,

$x_{m\acute{a}x}$: posição da linha neutra máxima;

x_{lim} : posição da linha neutra limite entre os domínios 3 e 4;

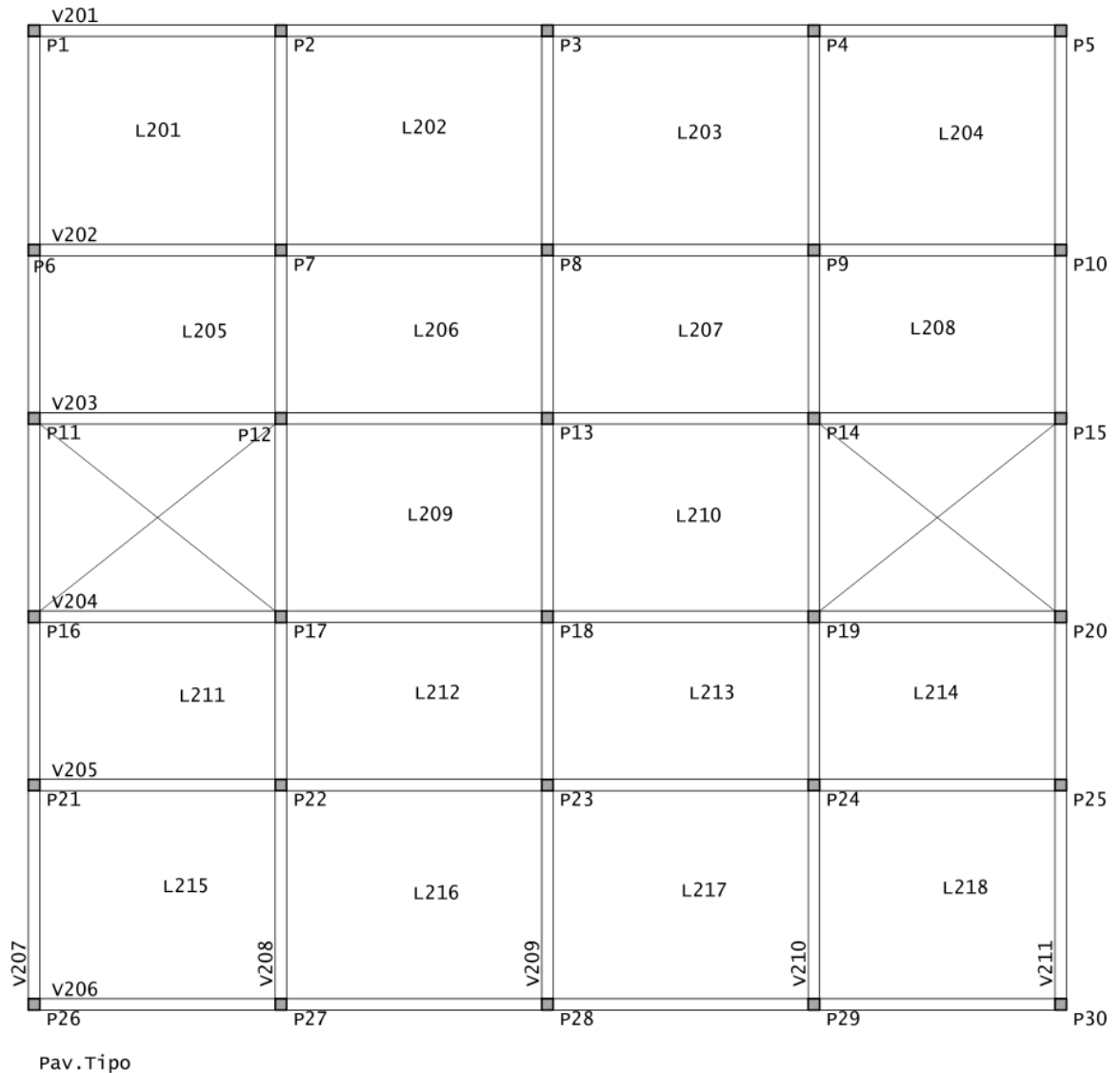
$x_{d\acute{u}til}$: posição da linha neutra limite de ductilidade.

5 LANÇAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A locação dos pilares e vigas foi feita com o intuito de formar o máximo de pórticos em ambas as direções do edifício. No pavimento térreo foram consideradas vigas baldrame entre os pilares.

O pavimento tipo que mostra a localização e nomeação dos elementos encontra-se abaixo.

Figura 5 – Localização e Nomeação dos Elementos Estruturais



(Fonte: Elaborado pelo autor)

6 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DOS PAVIMENTOS

Para o pré-dimensionamento das seções transversais foi utilizado o processo das áreas de influência, que é um processo prático, consagrado pelo meio técnico e que fornece bons resultados, quando há certa uniformidade nas medidas dos vãos. A rotina para o pré-dimensionamento de pilares, que a seguir se expõe, foi elaborada seguindo trabalho de Pinheiro [1985].

6.1 Áreas de influência

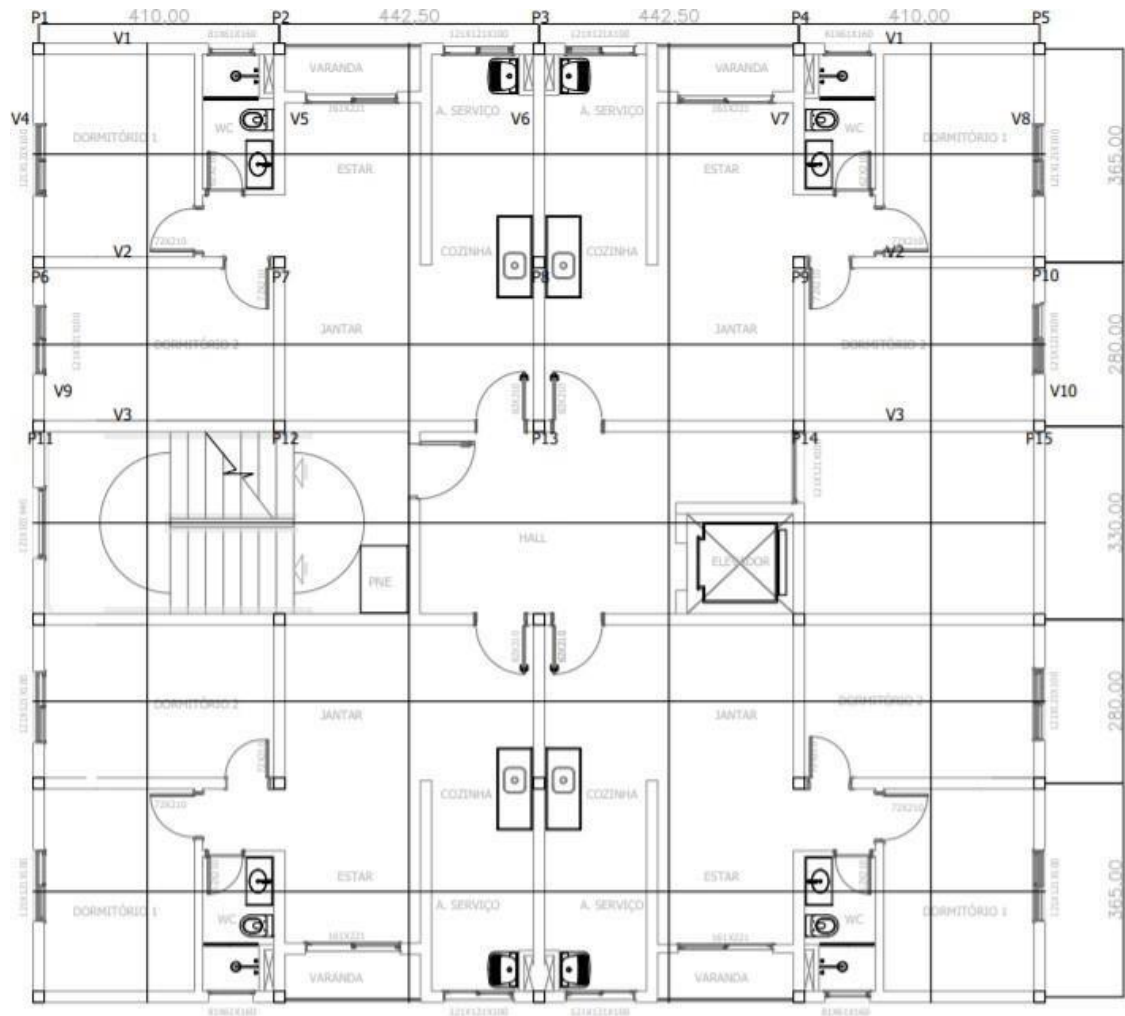
Para a determinação das áreas de influência para cada pilar, o pavimento é dividido em figuras geométricas, constituídas por retângulos (ou polígonos), sendo que cada uma delas compreende as ações que, presumivelmente, se deslocam para ele.

Para a determinação das figuras geométricas dividem-se as distâncias (l = vão efetivo) entre os centros dos pilares pela reta que passa por um ponto contido no intervalo (0,45 l a 0,55 l) sendo que estes limites são adotados em função da posição do pilar na estrutura, a saber:

- a) 0,45 l - adotado no caso de pilar de extremidade ou de canto na direção da menor dimensão do pilar;
0,45 l - adotado no caso de pilar interno quando na direção considerada, o vão consecutivo ou suas ações superarem em 20% o valor correspondente ao do vão em questão.
- b) 0,55 l - complemento do vão dos casos anteriores;
- c) 0,50 l - adotado no caso de pilar de extremidade ou de canto na direção da maior dimensão do pilar e para pilar interno quando, na direção considerada, o vão consecutivo e suas ações não diferem muito do valor correspondente ao vão em questão.

Sendo assim, as áreas de influência estão dispostas na Tabela 4, que foram calculadas baseadas na Figura 6.

Figura 6 – Definição das áreas de influência



(Fonte: Elaborado pelo autor)

Com os seguintes valores em cada área:

Tabela 4 – Definição das áreas de influência

Pilar	A_i (m ²)
P1	3,37
P2	8,15
P3	8,08
P4	8,15
P5	3,37
P6	5,95
P7	14,41
P8	14,27
P9	14,41
P10	5,95
P11	5,63
P12	13,63
P13	13,50
P14	13,63
P15	5,63

(Fonte: Elaborado pelo autor)

6.2 Ação total por andar

A determinação das ações nos pilares, na fase de pré-dimensionamento, devem ser levadas em conta as ações permanentes diretas representadas pelos pesos próprios da estrutura de concreto, ou sejam, das lajes, vigas e dos pilares, dos pesos próprios dos revestimentos de forro, das camadas de argamassa de regularização, dos pisos e pesos próprios das paredes divisórias, geralmente em alvenaria de tijolos furados e, por fim, das ações variáveis normais.

Para edifícios residenciais usuais, essa ação uniformemente distribuída pode ser adotada entre 10 kN/m² a 12 kN/m². Esses limites foram considerados pela observação de projetos de edifícios realizados pelo meio técnico.

Para ação total por andar, foi utilizado 12kN/m².

6.3 Ação nos pilares

Determinada a ação por unidade de área prevista para os diversos tipos de pavimento do edifício, pode-se obter as ações em cada pilar, no andar em que for necessário fazer o pré-dimensionamento, multiplicando-se o seu valor pela área de influência e pelo número de pavimentos acima do andar em questão.

A ação total avaliada para cada pilar foi feita pela seguinte expressão:

$$N_{ki} \text{ (carga vertical total)} = (n + 0,7) \cdot (g + q) \cdot A_i \quad \text{(Equação 13)}$$

sendo, n é o número de andares acima do tramo de pilar para o qual se quer fazer o pré-dimensionamento, $g + q$ é a ação avaliada por unidade de área e A_i é a área de influência para o pilar.

Com isso, chega-se na Tabela 5.

Tabela 5 – Cálculo das Cargas por Pilar

Carga(kN)	P1=P5	P2=P4	P3	P6=P10	P7=P9	P8	P11=P15	P12=P14	P13
térreo	363,65	880,54	872,17	642,61	1556,03	1541,23	607,74	1471,59	1457,60
2°	323,24	782,71	775,26	571,21	1383,14	1369,98	540,22	1308,08	1295,64
3°	282,84	684,87	678,35	499,81	1210,25	1198,73	472,69	1144,57	1133,69
4°	242,43	587,03	581,45	428,41	1037,35	1027,49	405,16	981,06	971,73
5°	202,03	489,19	484,54	357,01	864,46	856,24	337,64	817,55	809,78
6°	161,62	391,35	387,63	285,61	691,57	684,99	270,11	654,04	647,82
7°	121,22	293,51	290,72	214,20	518,68	513,74	202,58	490,53	485,87
8°	80,81	195,68	193,82	142,80	345,78	342,50	135,05	327,02	323,91
9°	40,41	97,84	96,91	71,40	172,89	171,25	67,53	163,51	161,96

(Fonte: Elaborado pelo autor)

6.4 Pré-dimensionamento das seções transversais dos pilares

Para ação final de pré-dimensionamento é feita uma majoração da carga de acordo com a posição do pilar, que pode ser representada pela seguinte expressão:

$$N_d = \alpha \cdot N_k \quad (\text{Equação 14})$$

Bacarji [1993] indica os seguintes valores para o coeficiente α :

Tabela 6 – coeficiente α :

Posição do pilar	Coeficiente (α)
Interno	1,8
Extremidade	2,2
Canto	2,5

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Sendo assim, calculou-se tabela 7.

Tabela 7 – N_d nos pilares

Nd	P1=P5	P2=P4	P3	P6=P10	P7=P9	P8	P11=P15	P12=P14	P13
térreo	909,124	1937,2	1918,77	1413,75	2800,85	2774,21	1337,03	2648,87	2623,67
2°	808,11	1721,95	1705,57	1256,67	2489,65	2465,96	1188,48	2354,55	2332,15
3°	707,096	1506,71	1492,38	1099,58	2178,44	2157,72	1039,92	2060,23	2040,63
4°	606,083	1291,46	1279,18	942,5	1867,24	1849,47	891,356	1765,91	1749,11
5°	505,069	1076,22	1065,98	785,417	1556,03	1541,23	742,797	1471,59	1457,6
6°	404,055	860,977	852,786	628,333	1244,82	1232,98	594,238	1177,28	1166,08
7°	303,041	645,732	639,59	471,25	933,618	924,737	445,678	882,957	874,557
8°	202,028	430,488	426,393	314,167	622,412	616,491	297,119	588,638	583,038
9°	101,014	215,244	213,197	157,083	311,206	308,246	148,559	294,319	291,519

(Fonte: Elaborado pelo autor)

6.5 Cálculo das seções transversais dos pilares

A área necessária em cada pilar foi calculada dividindo-se os números da tabela 7 por $\sigma_{id}=26,9$ MPa, que resultará na área necessária de cada pilar.

Tabela 8 – Área de influência dos pilares

Área(cm ²)	P1=P5	P2=P4	P3	P6=P10	P7=P9	P8	P11=P15	P12=P14	P13
térreo	337,927	720,067	713,217	525,499	1041,09	1031,19	496,983	984,6	975,234
2°	300,379	640,06	633,971	467,11	925,417	916,613	441,763	875,2	866,874
3°	262,832	560,052	554,725	408,721	809,74	802,036	386,543	765,8	758,515
4°	225,284	480,045	475,478	350,333	694,062	687,46	331,322	656,4	650,156
5°	187,737	400,037	396,232	291,944	578,385	572,883	276,102	547	541,796
6°	150,19	320,03	316,985	233,555	462,708	458,307	220,882	437,6	433,437
7°	112,642	240,022	237,739	175,166	347,031	343,73	165,661	328,2	325,078
8°	75,0948	160,015	158,493	116,778	231,354	229,153	110,441	218,8	216,719
9°	37,5474	80,0075	79,2464	58,3888	115,677	114,577	55,2204	109,4	108,359

(Fonte: Elaborado pelo autor)

6.6 Pré dimensionamento das vigas e lajes

Para calcular o pré dimensionamento lajes baseou-se na NBR 6118:2014, que indica 8 cm de espessura para lajes não em balanço (item 13.2.4.1, pg. 74).

Para as vigas, a altura foi calculada usando valores que não ultrapassem valores entre um treze avos (1/13) a um onze avos (1/11) do maior vão livre nos casos de vãos internos e valores entre um onze avos (1/11) a um nove avos (1/9) do maior vão livre externo baseado em CEOTTO [1985]. Com isso, para fins de simplificação, adotou-se 35 cm de altura e 20cm de espessura em todas as vigas.

7 ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS

7.1 Cálculo da estabilidade global:

Para calcular a estabilidade global do edifício foi usado o parâmetro de instabilidade α .

Considerando a teoria de BECK (1966), o valor do parâmetro de instabilidade α para as estruturas de edifícios é dado pela expressão x.

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{EI_{eq}}} \quad (\text{Equação 15})$$

sendo:

H_{tot} : altura total do edifício, medida a partir do topo da fundação ou de um nível muito pouco deslocável do subsolo;

N_k : somatório de todas as ações verticais atuantes no edifício (a partir do nível considerado para o cálculo de H), com valor característico;

$(EI)_{eq}$: módulo de rigidez da estrutura do edifício equivalente a um pilar de seção constante engastado na base e livre no topo.

Para isso, utilizou-se a $H_{tot} = 24,3\text{m}$ e o $N_k = 29.478,26 \text{ kN}$.

Para o cálculo da rigidez equivalente, utilizamos o método de JM Araújo (2010)

$$EI_{eq} = \frac{F_h H^3}{3a} \quad (\text{Equação 16})$$

O cálculo do deslocamento “a” foi feito utilizando o FTOOL e seus resultados estão dispostos em anexo

7.1.1 A rigidez equivalente nos pórticos do sentido Y:

Pórtico P1, P6, P11 e pórtico P5, P10, P15

$EI = 7.672.392 \text{ kNm}^2$

Com deslocamento $a = 0,6234\text{m}$

Pórtico P2, P7, P12, pórtico P3, P8, P13 e pórtico P4, P9, P14

$EI = 11.154.312 \text{ kNm}^2$

Com deslocamento $a = 0,4288\text{m}$

Com isso a rigidez equivalente total no sentido Y da planta foi de $48.807.719 \text{ kNm}^2$

Sendo assim, $\alpha = 0,5971 < 0,6$ portanto os efeitos de segunda ordem podem ser

desconsiderados.

7.1.2 A rigidez equivalente nos pórticos do sentido X

Pórtico P1, P2, P3, P4 e P5

$EI=10.283.743,28 \text{ kNm}^2$

Com deslocamento $a = 0,4651\text{m}$

Pórtico P6, P7, P8, P9 e 10

$EI=16.039.466,8 \text{ kNm}^2$

Com deslocamento $a = 0,2982\text{m}$

Com isso a rigidez equivalente total no sentido X da planta foi de $84.725.353,77 \text{ kNm}^2$

Sendo assim, $\alpha = 0,4532 < 0,6$, portanto os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados.

As dimensões usadas nos cálculos:

Tabela 9 – Dimensões dos pilares

Dimensões	P1=P5	P2=P4	P3	P6=P10	P7=P9	P8	P11=P15	P12=P14	P13
térreo	20x20	20x40	20x40	30x20	25x40	25x40	30x20	25x40	25x40
2°	20x20	20x40	20x40	30x20	25x40	25x40	30x20	25x40	25x40
3°	20x20	20x40	20x40	30x20	25x40	25x40	30x20	25x40	25x40
4°	20x20	20x40	20x40	30x20	25x40	25x40	30x20	25x40	25x40
5°	20x20	20x30	20x30	20x20	20x40	20x40	20x20	20x40	20x40
6°	20x20	20x30	20x30	20x20	20x40	20x40	20x20	20x40	20x40
7°	20x20	20x30	20x30	20x20	20x40	20x40	20x20	20x40	20x40
8°	20x20	20x30	20x30	20x20	20x40	20x40	20x20	20x40	20x40
cobertura	20x20	20x30	20x30	20x20	20x40	20x40	20x20	20x40	20x40

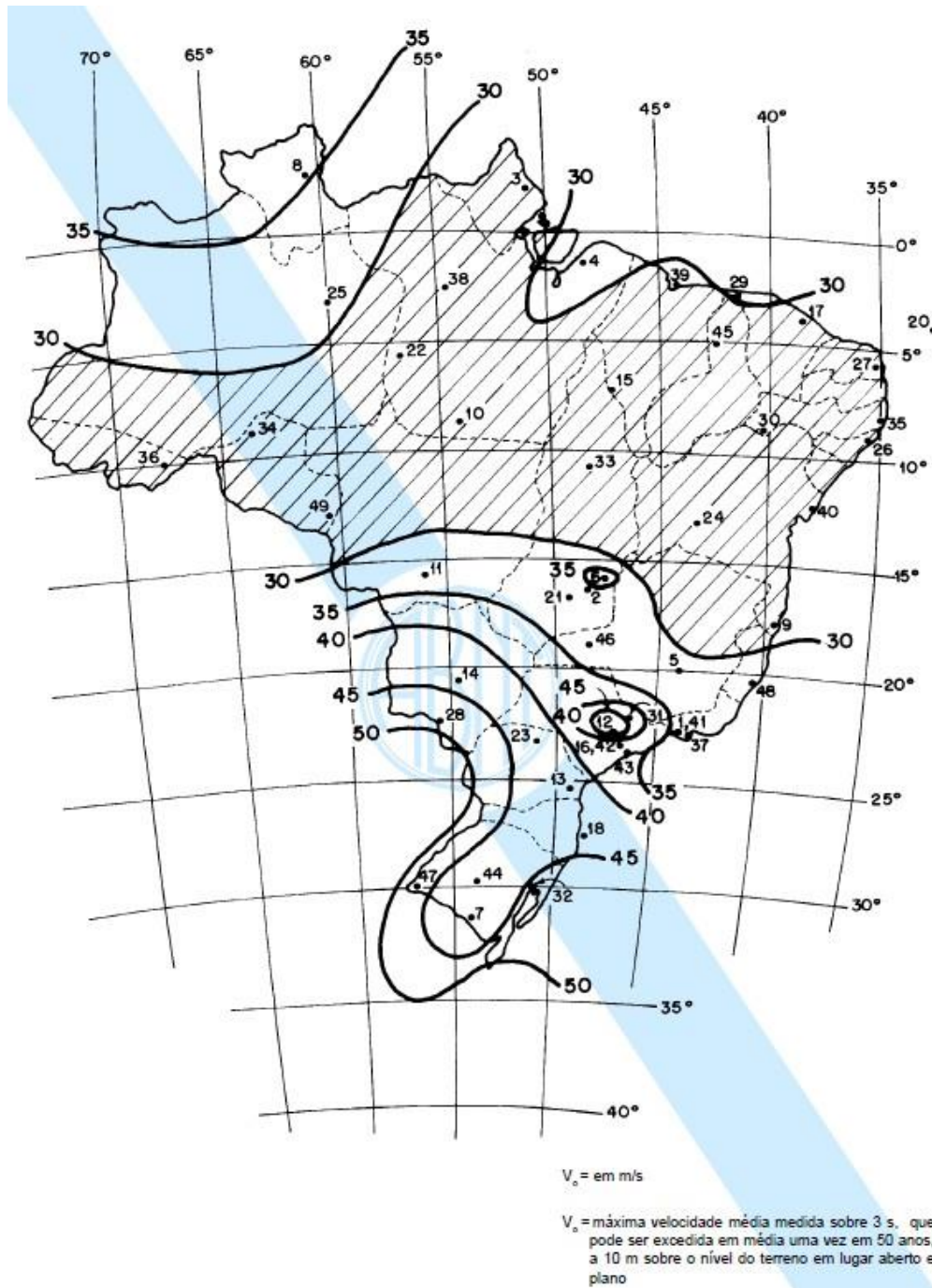
(Fonte: Elaborado pelo autor)

8 DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS ESTÁTICAS DEVIDAS AO VENTO

8.1 Velocidade do vento

O cálculo da ação do vento foi calculado de acordo com a NBR 6123/1988. Sendo assim, foi utilizado a velocidade básica do vento v_0 de Porto Alegre, $v_0 = 46\text{m/s}$.

Figura 7 – Velocidade básica do vento



(Fonte: NBR 6123/1988)

A velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores S1, S2 e S3 para ser obtida a velocidade característica do vento, v_k para a parte da edificação em consideração, de acordo com os itens 5.2 e 5.5 da norma: $v_k = v_0 S1.S2.S3$

8.1.1 Fator S1

Leva em consideração as variações do relevo do terreno e é determinado do seguinte modo:
Terrenos planos ou fracamente acidentados $S1 = 1$

8.1.2 Fator S2

Considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação

Rugosidade do terreno:

Foi escolhida a Categoria IV pois foi considerado que o prédio será construído em subúrbios densamente construídos de grandes cidades

Dimensões da edificação:

Classe B: Toda edificação ou parte da edificação para qual a maior dimensão horizontal ou vertical esteja entre 20m e 50m dado que o prédio possui 24,3m de altura.

Fator S2 usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura z acima do nível geral do terreno é obtido pela expressão:

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (\text{Equação 17})$$

Tabela 10 – Parâmetros meteorológicos

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos

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

(Fonte: NBR 6123/1988)

Os parâmetros para o cálculo de S2 foram $b = 0,85$, $p = 0,125$ e $Fr = 0,98$.

O z é variável de acordo com a altura do vento, por isso o fator S2 é variável e é demonstrado seu valor na Tabela 12.

8.1.3 Fator S3

Tabela 11 – Valores mínimos do fator estatístico

Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

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

(Fonte: NBR 6123/1988)

Como o edifício é residencial, a normal indica Fator $S_3 = 1$

8.2 Coeficiente de Arrasto:

Para o cálculo do coeficiente de arrasto foi considerado ventos de alta turbulência, com $l_1/l_2=1$ e $h/l_1=1,4$ (considerando l_1 e l_2 o tamanho do lado do edifício e h a altura do edifício) nos dois lados, sendo assim, chegou-se a um $C_a=0,93$

Figura 8 – Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas

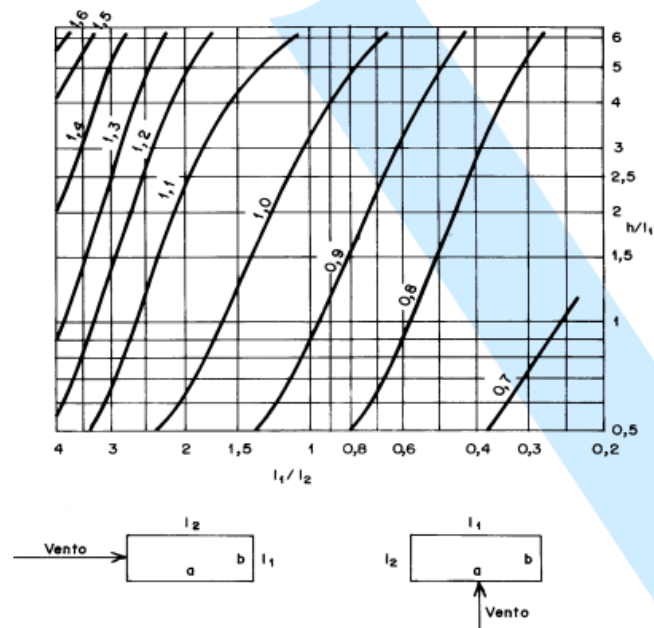


Figura 5 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência

(Fonte: NBR 6123/1988)

8.3 Coeficiente de Força

O coeficiente de Força é obtido através da equação $F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$, sendo que $q = 0,613 \cdot (V_k)^2$. Com isso, chega-se aos seguintes resultados de Força em cada altura do Edifício:

Tabela 12 – Distribuição da força do vento nos andares

Altura (m)	V _k	S ₂	q	Lado de 17,05		Lado de 16,2	
				A(m ²)	F _a (kN)	A(m ²)	F _a (kN)
2,70	32,53	0,71	648,79	46,04	27.776,54	43,74	26.391,79
5,40	35,48	0,77	771,55	46,04	33.032,06	43,74	31.385,30
8,10	37,32	0,81	853,86	46,04	36.555,99	43,74	34.733,55
10,80	38,69	0,84	917,53	46,04	39.281,96	43,74	37.323,62
13,50	39,78	0,86	970,17	46,04	41.535,62	43,74	39.464,93
16,20	40,70	0,88	1.015,42	46,04	43.472,64	43,74	41.305,38
18,90	41,49	0,90	1.055,31	46,04	45.180,67	43,74	42.928,26
21,60	42,19	0,92	1.091,14	46,04	46.714,39	43,74	44.385,52
24,30	42,82	0,93	1.123,74	23,02	24.055,19	21,87	22.855,96

(Fonte: Elaborado pelo autor)

9 CÁLCULO DA DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS DO VENTO DEVIDO A EXCENTRICIDADE

Para o cálculo da força do vento em cada pórtico, foi considerado que a força é aplicada a uma excentricidade de 15% do centro do edifício, deslocando a distribuição do vento para uma situação mais crítica em que um dos lados do edifício assume uma carga maior de estabilização do vento. Sendo assim, é necessário calcular os pilares para que suportem esse tipo de situação, assumiu-se que a situação crítica pode acontecer nos dois lado e os pilares foram dimensionados dessa forma.

Considerando a hipótese de que as lajes dos pavimentos funcionam como diafragmas rígidos, no plano horizontal pode-se modelar cada pavimento da edificação como uma placa rígida suportada por molas de constante K_i . A localização destas molas e a magnitude das constantes são função da geometria e disposição dos pórticos nas duas direção ortogonais.

A definição da constante de mola equivalente para cada pórtico foi feita através do Ftool, disposto em anexo.

No plano do diafragma rígido, o centro elástico é o ponto onde, quando aplicado uma força transversal, observa-se apenas translação. Qualquer excentricidade de aplicação de força em relação ao centro elástico gera efeitos adicionais de rotação do pavimento. Para cada direção, sua coordenada é definida por:

$$X_E = \frac{\sum K_i x_i}{\sum K_i} \quad (\text{Equação 18})$$

Em uma direção u , quando uma força F_u é aplicada, a parcela de força F_{ui} em cada pórtico é definida pela soma entre uma componente translacional e uma rotacional (quando há excentricidade e). Na direção ortogonal v , apenas a componente rotacional F_{vi} é aplicada.

$$F_{ui} = - \left(\frac{K_{ui}}{K_{uT}} + \frac{K_{ui} d_u}{K_R} e_v \right) F_u \quad (\text{Equação 19})$$

$$F_{vi} = \left(\frac{K_{vi} d_v}{K_R} e_v \right) F_u \quad (\text{Equação 20})$$

Onde:

$$K_{uT} = \sum K_{ui} \quad (\text{Equação 21})$$

dj = distância do pórtico até o centro elástico na direção j.

$$K_R = \sum K_{ui}d_v^2 + \sum K_{vi}d_u^2 \quad (\text{Equação 22})$$

Adotando a força F_u como unitária, obtêm-se os quinhões de força para cada pórtico na direção u. No caso da nossa edificação, adotando a origem do sistema de coordenadas no canto superior esquerdo e os ventos nas direções positivas de cada eixo:

Todos os pórticos são contraventados, mas devido a simetria e posição dos pórticos é possível dividi-los em 6 pórticos diferentes

O resultado final encontrado está demonstrado abaixo e o cálculo total está exposto em anexo

Tabela 13 – Distribuição das cargas do vento nos pórticos

Altura (m)	Força (N)	F1	F2	F3
2,7	27776,542	8837,489	7258,962	5555,308
5,4	33032,0614	10509,6	8632,409	6606,412
8,1	36555,9851	11630,79	9553,331	7311,197
10,8	39281,9624	12498,1	10265,72	7856,392
13,5	41535,6182	13215,13	10854,68	8307,124
16,2	43472,6376	13831,42	11360,89	8694,528
18,9	45180,6722	14374,85	11807,26	9036,134
21,6	46714,3892	14862,82	12208,07	9342,878
24,3	24055,191	7653,49	6286,446	4811,038
		32%	26%	20%

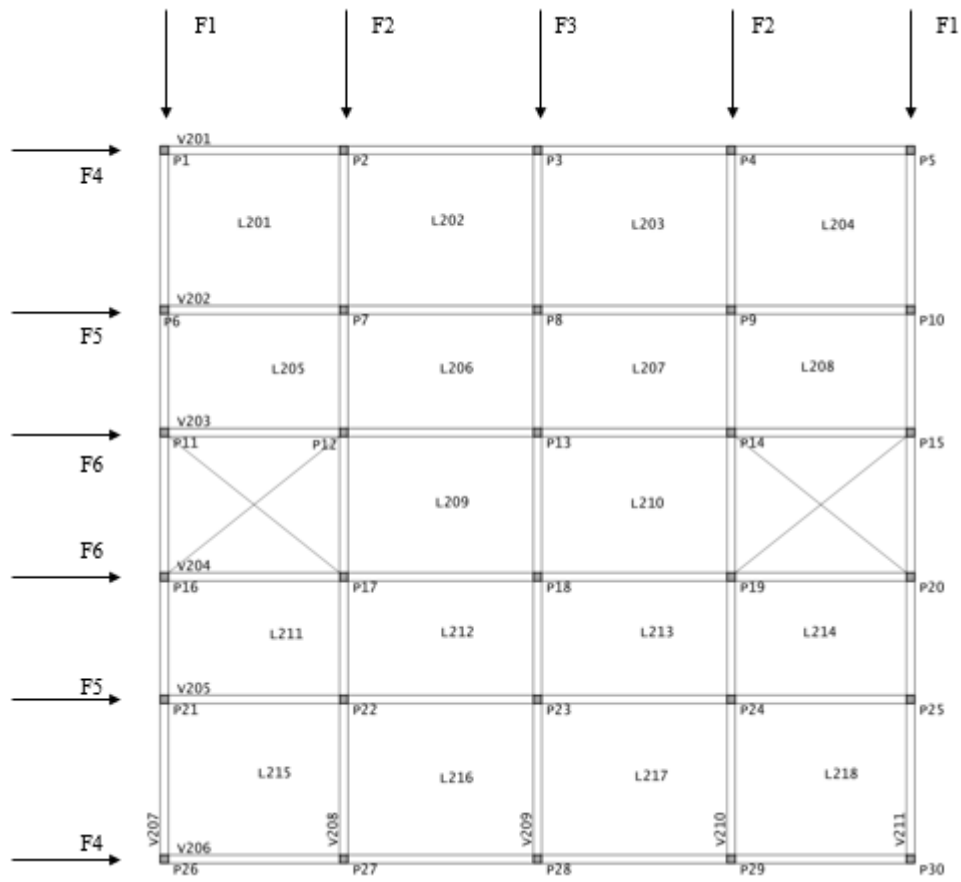
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 14 – Distribuição das cargas do vento nos pórticos

Altura (m)	Força (N)	F4	F5	F6
2,7	26391,79	7345,642	6017,668	4998,948
5,4	31385,3	8735,49	7156,254	5944,785
8,1	34733,55	9667,408	7919,696	6578,986
10,8	37323,62	10388,31	8510,268	7069,58
13,5	39464,93	10984,3	8998,512	7475,171
16,2	41305,38	11496,55	9418,159	7823,777
18,9	42928,26	11948,25	9788,198	8131,172
21,6	44385,52	12353,85	10120,47	8407,195
24,3	22855,96	6361,512	5211,453	4329,216
		28%	23%	19%

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 14 – Distribuição da força do vento nos pórticos



(Fonte: Elaborado pelo autor)

10 CARGAS NAS LAJES

10.1 Cargas

Para a definição das cargas acidentais nas lajes, foram seguidas as prescrições da NBR 6120:2019, resultando em cargas distribuídas de 1,5 kN/m² nas salas e dormitórios, de 2,0 kN/m² nas cozinhas e áreas de serviço, e de 3,0 kN/m² nas áreas comuns. Na cobertura foi considerada carga acidental de 1,0 kN/m².

Para as cargas permanentes, foram consideradas cargas de 3,05 kN/m² nas lajes dos pavimentos, simulando as cargas provenientes do contrapiso e do revestimento. As cargas distribuídas nas lajes estão dispostas em anexo.

10.2 Dimensionamento das lajes

10.2.1 Dimensionamento das armaduras

A classificação das lajes maciças referente à direção ou direções da armadura principal é dividida em dois casos: laje armada em uma direção e laje armada em duas direções. A seguir são apresentadas as condições e as considerações para cada caso.

a) Laje armada em uma direção: ocorre quando a relação entre o lado maior e o lado menor é superior a dois. Neste caso, os esforços solicitantes de maior magnitude ocorrem segundo a direção do menor vão, denominada direção principal. Já os esforços solicitantes na direção do maior vão, direção secundária, são bem menores e, por isso, normalmente são desprezados nos cálculos.

Sendo assim, a laje armada em uma direção é dimensionada como se fosse uma viga com largura de 1 m, utilizando as condições da direção principal da laje (vinculação, carregamento). Dessa forma, o dimensionamento da laje armada em uma direção é realizado empregando-se as mesmas expressões de cálculo das vigas.

b) Laje armada em duas direções: ocorre quando a relação entre o lado maior e o lado menor é inferior a dois. Neste caso, os esforços solicitantes são relevantes segundo as duas direções da laje.

O dimensionamento de lajes armadas em duas direções com cargas uniformemente distribuídas é separado em duas situações, sendo apresentadas na sequência.

– Lajes isotrópicas: as lajes com relação $0,8 \leq a/b \leq 1,0$ são consideradas isotrópicas, onde $m_a = m_b = m$ e $A_{s,a} = A_{s,b}$.

Sendo,

a : menor vão da laje;

b : maior vão da laje;

m : momento fletor no vão da laje;

m_a : momento fletor correspondente à armadura paralela ao menor vão da laje;

m_b : momento fletor correspondente à armadura paralela ao maior vão da laje;

$A_{s,a}$: área da armadura longitudinal de tração paralela ao menor vão da laje;

$A_{s,b}$: área da armadura longitudinal de tração paralela ao maior vão da laje.

Para esta situação, o momento fletor no vão da laje é calculado por meio da seguinte expressão:

$$m = \frac{p \cdot a_r \cdot b_r}{8 \cdot \left(1 + \frac{a_r}{b_r} + \frac{b_r}{a_r}\right)} \quad (\text{Equação 23})$$

Onde,

p : carga superficial;

a_r : menor vão da laje reduzido (depende dos graus de engastamento da laje);

b_r : maior vão da laje reduzido (depende dos graus de engastamento da laje).

– Lajes ortótropas: as lajes com relação $0,5 \leq a/b < 0,8$ são consideradas ortótropas, onde $m_a \neq m_b$ e $A_{s,a} \neq A_{s,b}$.

Nesta situação, o primeiro passo é determinar o coeficiente de ortotropia, o qual pode ser calculado por meio da seguinte equação:

$$\varphi = \frac{12 - i_2 - i_4}{12 - i_1 - i_3} \cdot \left(\frac{a}{b}\right)^{1,7} \quad (\text{Equação 24})$$

Onde, φ : coeficiente de ortotropia;

i_1, i_2, i_3, i_4 : graus de engastamento nas bordas das lajes.

Após obter o coeficiente de ortotropia, pode-se calcular o maior vão da laje reduzida através da expressão abaixo

$$b_r^* = \frac{b_r}{\sqrt{\varphi}} \quad (\text{Equação 25})$$

Onde, b^* : maior vão da laje ortótropa reduzido.

E, assim, o momento fletor no vão da laje é determinado por meio da seguinte expressão:

$$m = \frac{p \cdot a_r \cdot b_r^*}{8 \cdot \left(1 + \frac{a_r}{b_r^*} + \frac{b_r^*}{a_r}\right)} \quad (\text{Equação 26})$$

Sendo, $m_a = m$ e $m_b = \varphi \cdot m$

Os momentos fletores nos engastes, tanto para lajes isótropas quanto para lajes ortótropas, são definidos por:

$$m'_1 = -i_1 \cdot m_b$$

$$m'_2 = -i_2 \cdot m_a$$

$$m'_3 = -i_3 \cdot m_b$$

$$m'_4 = -i_4 \cdot m_a$$

Onde,

m'_1 : momento negativo na borda 1 da laje;

m'_2 : momento negativo na borda 2 da laje;

m'_3 : momento negativo na borda 3 da laje;

m'_4 : momento negativo na borda 4 da laje.

Os graus de engastamento devem apresentar os seguintes valores: para bordas apoiadas, o valor deve ser igual a zero e, para bordas engastadas, o valor deve ser maior ou igual a 1,5, segundo recomendações da NBR 6118. Além disso, a numeração dos lados da laje deve iniciar sempre por uma borda de menor comprimento. Sendo assim, usando uma planilha de cálculo eletrônica, chegou-se no resultado:

Tabela 15 – Cálculo dos momentos nas lajes

Cálculo do momento												
Laje	i1	i2	i3	i4	gama	ar	br	p	ma	mb	ma'	mb'
L201	1,5	1,5				2,83	3,18	4,55	1696	1696	-2544	-2544
L202	1,5	1,5	1,5			2,31	3,43	5,05	1582	1582	-2373	-2373
L203	1,5	1,5	1,5			2,31	3,43	5,05	1582	1582	-2373	-2373
L204	1,5	1,5				2,83	3,18	4,55	1696	1696	-2544	-2544
L205	1,5	1,5	1,5		0,61	1,77	4,07	4,55	1098	669,6	-1646	-1004
L206	1,5	1,5	1,5	1,5	0,46	1,77	4,13	4,55	1106	508	-1659	-762
L207	1,5	1,5	1,5	1,5	0,46	1,77	4,13	4,55	1106	508	-1659	-762
L208	1,5	1,5	1,5		0,61	1,77	4,07	4,55	1098	669,6	-1646	-1004
L209	1,5	1,5	1,5		0,71	2,09	4,07	6,05	1856	1315	-2784	-1973
L210	1,5	1,5	1,5		0,71	2,09	4,07	6,05	1856	1315	-2784	-1973
L211	1,5	1,5	1,5		0,61	1,77	4,07	4,55	1098	669,6	-1646	-1004
L212	1,5	1,5	1,5	1,5	0,46	1,77	4,13	4,55	1106	508	-1659	-762
L213	1,5	1,5	1,5	1,5	0,46	1,77	4,13	4,55	1106	508	-1659	-762
L214	1,5	1,5	1,5		0,61	1,77	4,07	4,55	1098	669,6	-1646	-1004
L215	1,5	1,5				2,83	3,18	4,55	1696	1696	-2544	-2544
L216	1,5	1,5	1,5			2,31	3,43	5,05	1582	1582	-2373	-2373
L217	1,5	1,5	1,5			2,31	3,43	5,05	1582	1582	-2373	-2373
L218	1,5	1,5				2,83	3,18	4,55	1696	1696	-2544	-2544

(Fonte: Elaborado pelo autor)

10.2.2 Cálculo da área de aço

Utilizando os momentos calculados na tabela anterior, foi calculado a área de aço em cada vão. Abaixo encontra-se um exemplo pro cálculo da armadura positiva nos vãos maiores, os demais cálculos estão dispostos em anexo.

Tabela 16 – Área de aço positiva necessária nas lajes nos vãos maiores

Laje	Positiva		vão maior		ac	fcd	b	x	x/d<0,25	fyd	MIN 0,8 cm ² /m
	c	d	lambda	ac							
L201	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,37	0,07	43,48	1,02	
L202	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,34	0,06	43,48	0,95	
L203	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,34	0,06	43,48	0,95	
L204	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,37	0,07	43,48	1,02	
L205	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,23	0,04	43,48	0,65	
L206	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,24	0,04	43,48	0,66	
L207	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,24	0,04	43,48	0,66	
L208	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,23	0,04	43,48	0,65	
L209	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,40	0,07	43,48	1,12	
L210	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,40	0,07	43,48	1,12	
L211	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,23	0,04	43,48	0,65	
L212	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,24	0,04	43,48	0,66	
L213	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,24	0,04	43,48	0,66	
L214	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,23	0,04	43,48	0,65	
L215	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,37	0,07	43,48	1,02	
L216	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,34	0,06	43,48	0,95	
L217	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,34	0,06	43,48	0,95	
L218	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,37	0,07	43,48	1,02	

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 17 – Área de aço positiva necessária nas lajes nos vãos menores

Laje	Positiva		vão menor		ac	fcd	b	x	x/d<0,25	fyd	MIN 0,8 cm ² /m
	c	d	lambda	ac							
L201											
L202											
L203											
L204											
L205	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,14	0,03	43,48	0,40	
L206	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,11	0,02	43,48	0,30	
L207	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,11	0,02	43,48	0,30	
L208	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,14	0,03	43,48	0,40	
L209	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,28	0,05	43,48	0,79	
L210	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,28	0,05	43,48	0,79	
L211	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,14	0,03	43,48	0,40	
L212	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,11	0,02	43,48	0,30	
L213	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,11	0,02	43,48	0,30	
L214	2	5,5	0,8	0,85	1785,7	100	0,14	0,03	43,48	0,40	
L215											
L216											
L217											
L218											

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 18 – Área de aço negativa necessária nas lajes nos vãos maiores

Laje	Negativa		vão maior lambda	ac	fcd	b	x	x/d<0,25	fyd	MIN
	c	d								1,2
										cm2/m
L201	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,51	0,08	43,48	1,41
L202	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,47	0,08	43,48	1,31
L203	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,47	0,08	43,48	1,31
L204	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,51	0,08	43,48	1,41
L205	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,20	0,03	43,48	0,55
L206	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,15	0,02	43,48	0,41
L207	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,15	0,02	43,48	0,41
L208	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,20	0,03	43,48	0,55
L209	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,39	0,06	43,48	1,09
L210	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,39	0,06	43,48	1,09
L211	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,20	0,03	43,48	0,55
L212	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,15	0,02	43,48	0,41
L213	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,15	0,02	43,48	0,41
L214	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,20	0,03	43,48	0,55
L215	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,51	0,08	43,48	1,41
L216	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,47	0,08	43,48	1,31
L217	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,47	0,08	43,48	1,31
L218	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,51	0,08	43,48	1,41

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 19 – Área de aço negativa necessária nas lajes nos vãos menores

Laje	Negativa		vão maior lambda	ac	fcd	b	x	x/d<0,25	fyd	MIN
	c	d								1,2
										cm2/m
L201										
L202										
L203										
L204										
L205	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,32	0,05	43,48	0,90
L206	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,33	0,05	43,48	0,91
L207	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,33	0,05	43,48	0,91
L208	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,32	0,05	43,48	0,90
L209	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,56	0,09	43,48	1,55
L210	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,56	0,09	43,48	1,55
L211	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,32	0,05	43,48	0,90
L212	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,33	0,05	43,48	0,91
L213	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,33	0,05	43,48	0,91
L214	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,32	0,05	43,48	0,90
L215	1,5	6	0,8	0,85	1785,7	100	0,51	0,08	43,48	1,41
L216										
L217										
L218										

(Fonte: Elaborado pelo autor)

10.2.3 Resultados

Utilizando as áreas de aço necessárias em cada vão, calculou-se o espaçamento necessário em cada laje com bitolas de 5mm de diâmetro para as armaduras positivas e 8mm de diâmetro para as armaduras negativas.

Tabela 20 – Espaçamento calculado em cada laje

Lajes	Espaçamento calculado nas lajes (cm)			
	Positiva vão maior	Positiva vão menor	Negativa vão maior	Negativa vão menor
201	20		36	
202	21		39	
203	21		39	
204	20		36	
205	25	25	42	42
206	25	25	42	42
207	25	25	42	42
208	25	25	42	42
209	18	25	42	33
210	18	25	42	33
211	25	25	42	42
212	25	25	42	42
213	25	25	42	42
214	25	25	42	42
215	20		36	
216	21		39	
217	21		39	
218	20		36	

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Visto que os espaçamentos não podem ser maiores que $2 \times h$ da laje, isto é, como a laje é de 8cm de espessura, o espaçamento máximo deve ser de 16cm.

E para armadura negativa, por convenção, não se adotam bitolas menores que 8mm, porque como elas ficam na parte de cima da laje, os funcionários pisam sobre elas na concretagem e amassam a armadura. Então, convencionou-se da seguinte forma:

- Armadura Positiva Vertical e Horizontal : Diâmetro 5mm a cada 16cm
- Armadura Negativa Vertical e Horizontal: Diâmetro 8mm a cada 16cm

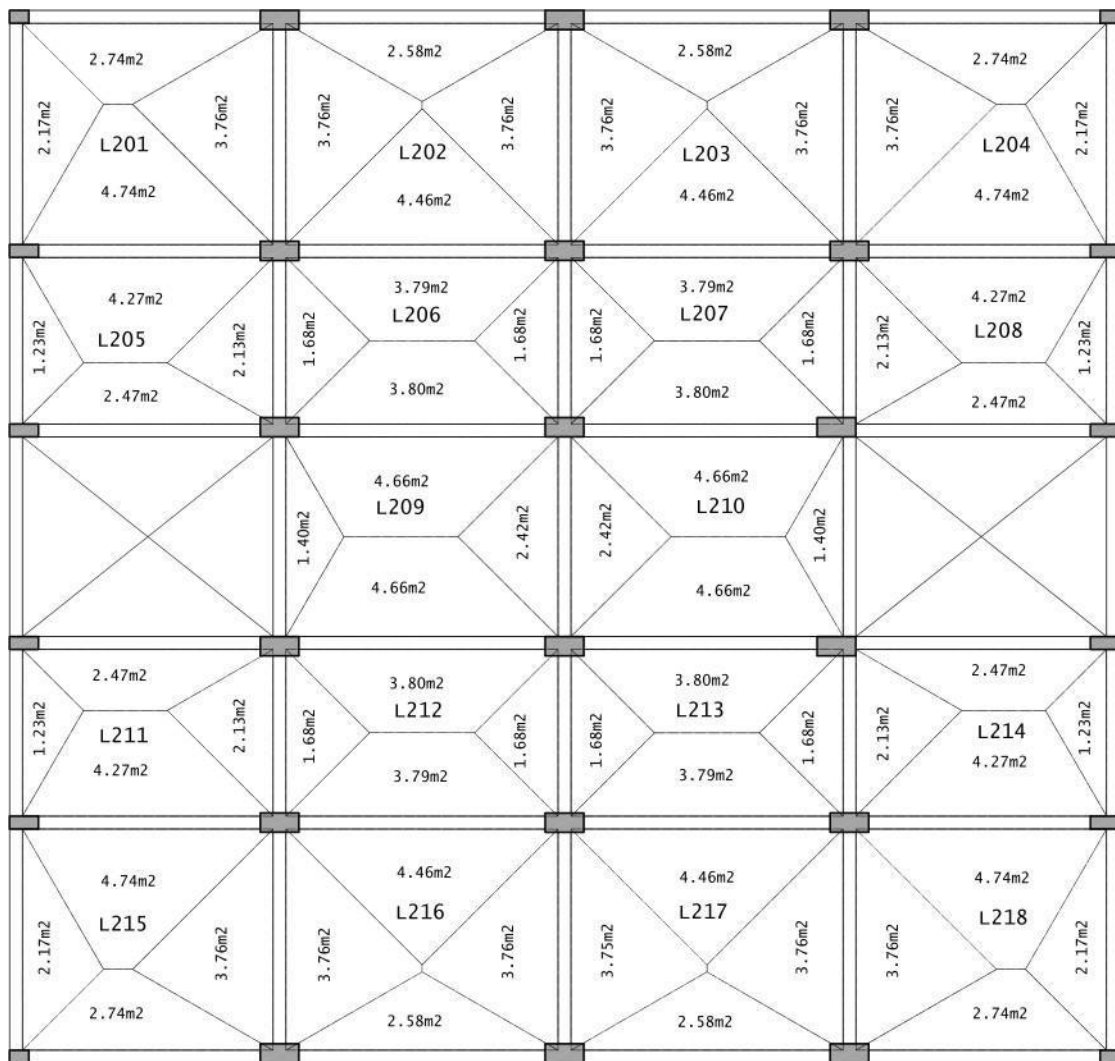
Os detalhamentos encontram-se nos Anexos.

11 CARGAS NAS VIGAS

11.1 Distribuição

Para definição da distribuição das cargas das lajes para as vigas, foi utilizado o método das charneiras plásticas, com linhas a 45° ou 60° no encontro dos elementos, dependendo da forma em que a laje se apoia. A planta a seguir representa as áreas obtidas através dessa definição. As demais plantas encontram-se nos Anexos.

Figura 15 – Distribuição da área por charneiras plásticas



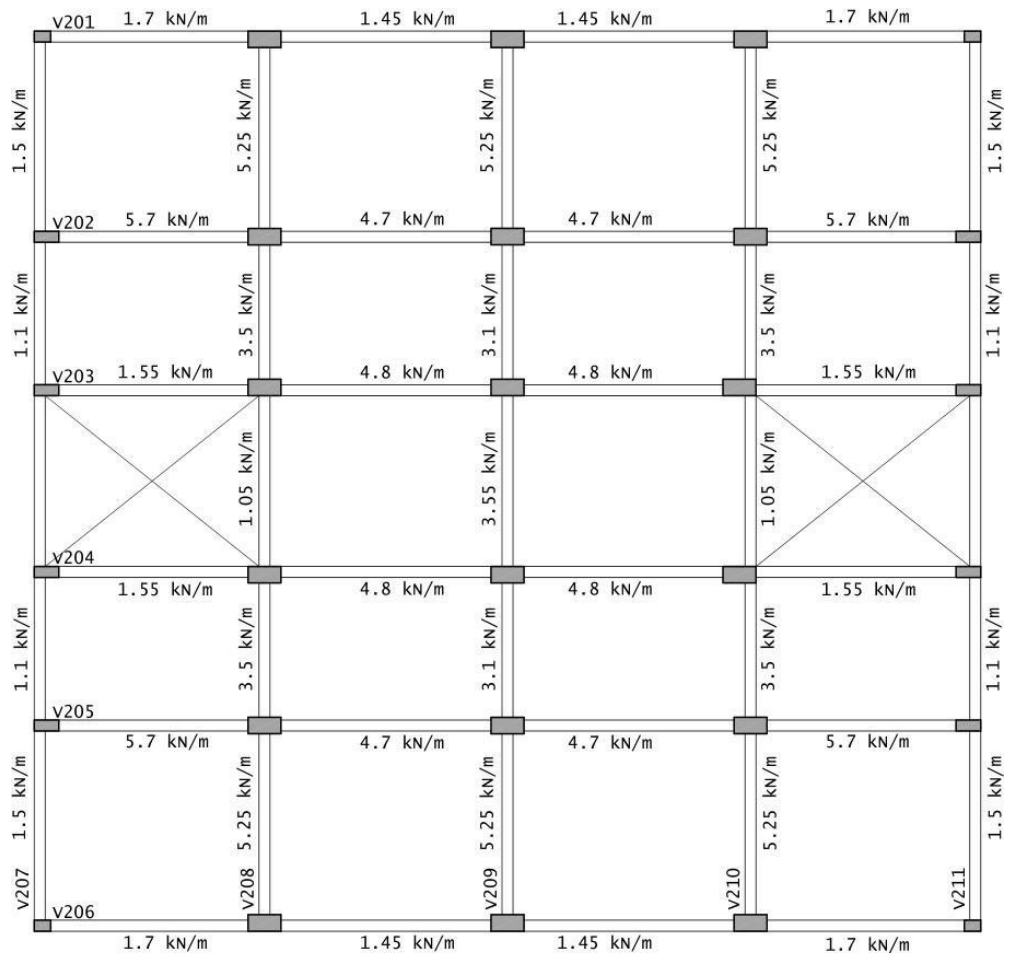
Pav. Tipo

(Fonte: Elaborado pelo autor)

11.2 Carga por vão de viga

Para a quantificação das cargas que vão efetivamente para as vigas, as áreas obtidas foram multiplicadas pelas cargas distribuídas nas lajes, e divididas pelo vão da viga, obtendo cargas distribuídas linearmente nas vigas. A planta a seguir representa o resultado dessas análises, considerando o peso próprio das lajes e as cargas adicionais. As demais plantas encontram-se nos Anexos.

Figura 16 – Distribuição da carga nas vigas

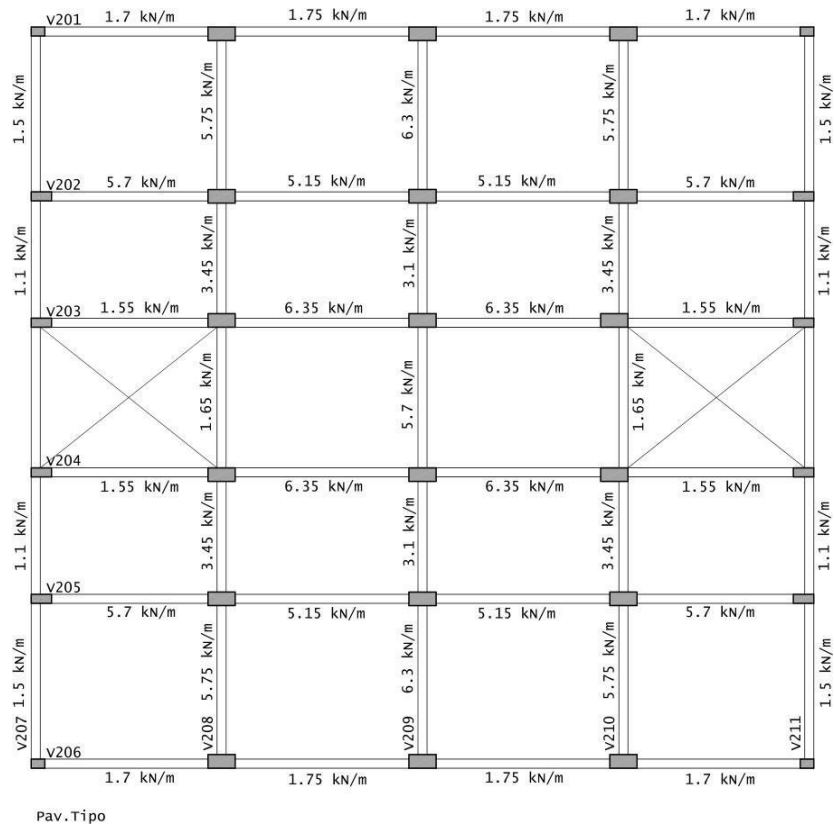


Pav. Tipo

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Cargas permanentes + acidentais:

Figura 17 – Distribuição das cargas permanentes + acidentais



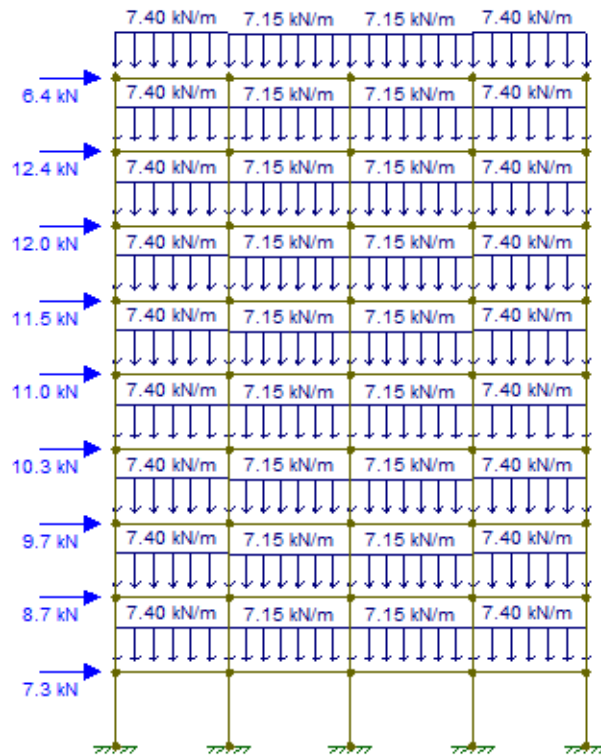
(Fonte: Elaborado pelo autor)

11.3 Definição dos momentos, cargas verticais e horizontais

Para o dimensionamento das vigas foi considerado pórticos de vigas contraventadas e utilizado o FTOOL para calcular as cargas gerados pela força distribuída do vento.

Sendo assim, foi inserido todas as cargas verticais, horizontais, dimensões das vigas e dos pilares e foi calculado as reações. O Pórtico das vigas V201 e V206 encontra-se abaixo e os demais pórticos encontram-se em anexo.

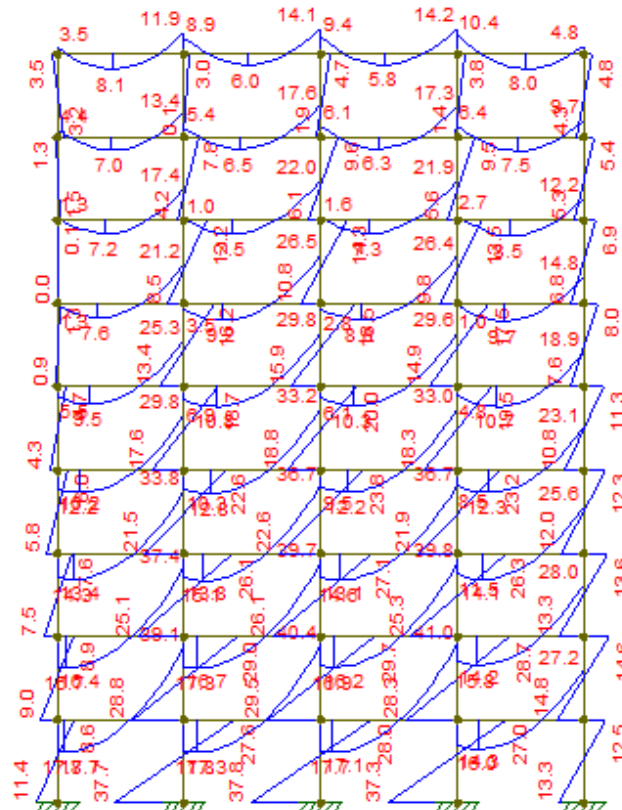
Figura 18 – Pórtico contraventado das vigas equivalentes a V201



(Fonte: Elaborado pelo autor)

E com isso, chega-se nos diagramas de momentos:

Figura 19 – Diagramas de momentos das vigas equivalentes a V201



(Fonte: Elaborado pelo autor)

11.4 Dimensionamento da armadura

O dimensionamento da armadura longitudinal deverá contemplar armadura dupla se em qualquer seção de um dado tramo da viga o momento fletor exceder o valor calculado segundo a equação abaixo:

$$M_{d,max} = b_w \times y_{max} \times f_{cd} \times \left(d - \frac{y_{max}}{2} \right) \quad (\text{Equação 28})$$

(Equação 29)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Equação 30})$$

$$f_{ck} = 2,5 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2} \quad (\text{Equação 31})$$

$$\gamma_c = 1,4 \quad (\text{Equação 32})$$

$$f_{cd} = \frac{2,5 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2}}{1,4} \quad (\text{Equação 33})$$

$$f_{cd} = 1,79 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2} \quad (\text{Equação 34})$$

$$\lambda = 0,8 \quad (\text{Equação 35})$$

$$y_{max} = \lambda \times x_{max} \quad (\text{Equação 36})$$

$$x_{max} = 0,45 \times d \quad (\text{Equação 37})$$

$$d = 35 \text{ cm} \quad (\text{Equação 38})$$

$$x_{max} = 0,45 \times 35 \text{ cm} \quad (\text{Equação 39})$$

$$x_{max} = 15,75 \text{ cm} \quad (\text{Equação 40})$$

$$y_{max} = 0,8 \times 15,75 \text{ cm} \quad (\text{Equação 41})$$

$$y_{max} = 12,6 \text{ cm} \quad (\text{Equação 42})$$

$$M_{d,max} = 20 \text{ cm} \times 12,6 \text{ cm} \times 1,79 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2} \times \left(35 \text{ cm} - \frac{12,6 \text{ cm}}{2}\right) \quad (\text{Equação 43})$$

$$M_{d,max} = 129,46 \text{ kN} \times \text{m} \quad (\text{Equação 44})$$

Como o momento fletor positivo máximo em toda a viga resultou menor que $M_{d,max}$, a armadura longitudinal será simples. Ademais, como os momentos fletores positivos máximos em todos os tramos são próximos, o dimensionamento irá contemplar o maior valor observado e a armadura correspondente será adotada em todo o comprimento da viga V201.

$$M_d = 1360 \text{ kN} \times \text{cm} \quad (\text{Equação 45})$$

$$A_s = \frac{b_w \times y \times \alpha_c \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{Equação 46})$$

$$\alpha_c = 0,85 \quad (\text{Equação 47})$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (\text{Equação 48})$$

$$f_{yk} = 50 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2} \quad (\text{Equação 49})$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad (\text{Equação 50})$$

$$f_{yd} = \frac{50 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2}}{1,15} \quad (\text{Equação 51})$$

$$f_{yd} = 43,5 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2} \quad (\text{Equação 52})$$

$$y = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_d}{b_w \times \alpha_c \times f_{cd}}} \quad (\text{Equação 53})$$

$$y = 35 \text{ cm} - \sqrt{(35 \text{ cm})^2 - \frac{2 \times 1360 \text{ kN} \times \text{cm}}{20 \text{ cm} \times 0,85 \times 1,79 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2}}} \quad (\text{Equação 54})$$

$$y = 1,30 \text{ cm} \quad (\text{Equação 55})$$

$$A_s = \frac{20 \text{ cm} \times 1,30 \text{ cm} \times 0,85 \times 1,79 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2}}{43,5 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2}} \quad (\text{Equação 56})$$

$$A_s = 0,91 \text{ cm}^2 \quad (\text{Equação 57})$$

É necessário verificar se a taxa de armadura atende o limite mínimo estipulado por norma:

$$\rho \geq 0,15\% \quad (\text{Equação 58})$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (\text{Equação 59})$$

$$A_c = b_w \times h \quad (\text{Equação 60})$$

$$h = 40 \text{ cm} \quad (\text{Equação 61})$$

$$A_c = 20 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \quad (\text{Equação 62})$$

$$A_c = 800 \text{ cm}^2 \quad (\text{Equação 63})$$

$$\rho = \frac{0,91 \text{ cm}^2}{800 \text{ cm}^2} \quad (\text{Equação 64})$$

$$\rho = 0,11\% \quad (\text{Equação 65})$$

Não atende. Portanto, será necessário adotar a armadura mínima, calculada segundo:

$$A_{s,min} = A_c \times 0,15\% \quad (\text{Equação 66})$$

$$A_{s,min} = 800 \text{ cm}^2 \times 0,15\% \quad (\text{Equação 67})$$

$$A_{s,min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad (\text{Equação 68})$$

Para o dimensionamento das armaduras longitudinais negativas, o procedimento empregado será o mesmo (perceba que não há necessidade em dimensionar as armaduras negativas próximas aos pilares P1 e P5 porque elas receberão a armadura mínima):

$$M_d = 2640 \text{ kN} \times \text{cm} \quad (\text{Equação 69})$$

$$y = 35 \text{ cm} - \sqrt{(35 \text{ cm})^2 - \frac{2 \times 2640 \text{ kN} \times \text{cm}}{20 \text{ cm} \times 0,85 \times 1,79 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2}}} \quad (\text{Equação 70})$$

$$y = 2,57 \text{ cm} \quad (\text{Equação 71})$$

$$A_s = \frac{20 \text{ cm} \times 2,57 \text{ cm} \times 0,85 \times 1,79 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2}}{43,5 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2}} \quad (\text{Equação 72})$$

$$A_s = 1,80 \text{ cm}^2 \quad (\text{Equação 73})$$

Para o dimensionamento da armadura transversal, inicia-se pela verificação da biela comprimida de concreto:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (\text{Equação 74})$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{250} \quad (\text{Equação 75})$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{25}{250} \quad (\text{Equação 76})$$

$$\alpha_{v2} = 0,9 \quad (\text{Equação 77})$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 \times 0,9 \times 1,79 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2} \times 20 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} \quad (\text{Equação 78})$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 304,48 \text{ kN} \quad (\text{Equação 79})$$

O esforço cortante sobre a viga V201 não excede o limite determinado em nenhuma seção. Prossegue-se ao dimensionamento da armadura, de fato:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \times d \times (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \times f_{ywd}} \quad (\text{Equação 80})$$

$$\alpha = 90^\circ \quad (\text{Equação 81})$$

$$f_{ywd} = f_{yd} = 43,5 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2} \quad (\text{Equação 82})$$

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad (\text{Equação 83})$$

$$f_{ctd} = 0,7 \times \frac{f_{ct,m}}{\gamma_c} \quad (\text{Equação 84})$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times (f_{ck} [\text{MPa}])^{2/3} \quad (\text{Equação 85})$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times 25^{2/3} \quad (\text{Equação 86})$$

$$f_{ct,m} = 2,56 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 87})$$

$$f_{ctd} = 0,7 \times \frac{2,56 \text{ MPa}}{1,4} \quad (\text{Equação 88})$$

$$f_{ctd} = 1,28 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 89})$$

$$V_c = 0,6 \times 0,128 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2} \times 20 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} \quad (\text{Equação 90})$$

$$V_c = 53,76 \text{ kN} \quad (\text{Equação 91})$$

$$V_{sd,max} = 35,7 \text{ kN} \quad (\text{Equação 92})$$

Como o esforço cortante máximo em toda a viga V201 é inferior a V_c , será adotada a taxa mínima de armadura:

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{min} = \frac{0,2 \times f_{ct,m} \times b_w \times \text{sen } \alpha}{f_{ywk}} \quad (\text{Equação 93})$$

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{min} = \frac{0,2 \times 0,256 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2} \times 0,20 \text{ m} \times \text{sen } 90^\circ}{50 \text{ kN} \times \text{cm}^{-2}} \quad (\text{Equação 94})$$

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{min} = 2,05 \text{ cm}^2 \times \text{m}^{-1} \quad (\text{Equação 95})$$

Sendo assim, as vigas foram separadas em 5 tramos diferentes que foram calculadas da seguinte maneira: um dimensionamento do térreo até o 5º andar (Inferior) e outro dimensionamento do 6º até a cobertura (Superior)

As tabelas de cálculo estão dispostas abaixo:
O detalhamento das vigas encontra-se nos Anexos.

Tabela 21 – Cálculo da área de aço necessária nas vigas inferiores V201=V206

Verificação armadura dupla											
Viga	bw	fcd	d	xmax	ymax	Md max kNxcm	Md max kNxcm				
	20	1,79	30,00	13,50	10,80	9489	94,89	OK!			
Dimensionamento simples das vigas										Verificação limite mínimo	
Md (kNxcm)	ac	fyd	bw	fcd	h	d	y	As (cm ²)	Armadura mínima		
Positiva	1780	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	2,02	1,41	1,15	
Negativa	4100	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	4,90	3,42	1,15	
Verificação da biela comprimida											
Vsd	Vrd	av2									
29	303,75	0,9 OK!									
Dimensionamento cortante						Armadura mínima					
Asw/s	Vc	fywd	fct,m (Mpa)	fctd	fctd (kNxcm)	As/s min (cm ² /m)					
-0,01	46,17	43,48	2,56	1,28	0,13	Usar taxa mínima 2,05					

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 22 – Cálculo da área de aço necessária nas vigas superiores V201=V206

Verificação armadura dupla											
Viga	bw	fcd	d	xmax	ymax	Md max kNxcm	Md max kNxcm				
	20	1,79	30,00	13,50	10,80	9489	94,89	OK!			
Dimensionamento simples das vigas										Verificação limite mínimo	
Md (kNxcm)	ac	fyd	bw	fcd	h	d	y	As (cm ²)	Armadura mínima		
Positiva	1080	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	1,21	0,85	1,15	
Negativa	2980	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	3,47	2,43	1,15	
Verificação da biela comprimida											
Vsd	Vrd	av2									
23,9	303,75	0,9 OK!									
Dimensionamento cortante						Armadura mínima					
Asw/s	Vc	fywd	fct,m (Mpa)	fctd	fctd (kNxcm)	As/s min (cm ² /m)					
-0,02	46,17	43,48	2,56	1,28	0,13	Usar taxa mínima 2,05					

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 23 – Cálculo da área de aço necessária nas vigas inferiores V202=V205

Verificação armadura dupla											
Viga	bw	fcd	d	xmax	y _{max}	Md max kNxm	Md max kNxcm				
	20	1,79	30,00	13,50	10,80	9489	94,89	OK!			
Dimensionamento simples das vigas										Verificação limite mínimo	
Md (kNxcm)	ac	f _{yd}	bw	fcd	h	d	y	As (cm ²)	Armadura mínima		
Positiva	1780	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	2,02	1,41	1,15	
Negativa	4600	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	5,57	3,89	1,15	
Verificação da biela comprimida											
V _{sd}	V _{rd}	av ₂									
35,5	303,75	0,9	OK!								
Dimensionamento cortante						Armadura mínima					
Asw/s	V _c	f _{ywd}	f _{ct,m} (Mpa)	f _{ctd}	f _{ctd} (kNxcm)	As/s min (cm ² /m)					
-0,01	46,17	43,48	2,56	1,28	0,13	Usar taxa mínima 2,05					

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 24 – Cálculo da área de aço necessária nas vigas superiores V202=V205

Verificação armadura dupla											
Viga	bw	fcd	d	xmax	y _{max}	Md max kNxm	Md max kNxcm				
	20	1,79	30,00	13,50	10,80	9489	94,89	OK!			
Dimensionamento simples das vigas										Verificação limite mínimo	
Md (kNxcm)	ac	f _{yd}	bw	fcd	h	d	y	As (cm ²)	Armadura mínima		
Positiva	1080	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	1,21	0,85	1,15	
Negativa	3070	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	3,59	2,50	1,15	
Verificação da biela comprimida											
V _{sd}	V _{rd}	av ₂									
30	303,75	0,9	OK!								
Dimensionamento cortante						Armadura mínima cm ² /m					
Asw/s	V _c	f _{ywd}	f _{ct,m} (Mpa)	f _{ctd}	f _{ctd} (kNxcm)	As/s min (cm ² /m)					
-0,01	46,17	43,48	2,56	1,28	0,13	Usar taxa mínima 2,05					

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 25 – Cálculo da área de aço necessária nas vigas inferiores V203=V204

Verificação armadura dupla										
Viga	bw	fed	d	xmax	ymax	Md max kNxm	Md max kNxcm			
	20	1,79	30,00	13,50	10,80	9489	94,89	OK!		
Dimensionamento simples das vigas										Verificação limite mínimo
Md (kNxcm)	ac	fyd	bw	fed	h	d	y	As (cm ²)	Armadura mínima	
Positiva	1430	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	1,61	1,13	1,15
Negativa	4000	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	4,77	3,33	1,15
Verificação da biela comprimida										
Vsd	Vrd	av2								
33,8	303,75	0,9	OK!							
Dimensionamento cortante						Armadura mínima				
Asw/s	Vc	fywd	fct,m (Mpa)	fctd	fctd (kNxcm)	As/s min (cm ² /m)				
-0,01	46,17	43,48	2,56	1,28	0,13	2,05	Usar taxa mínima			

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 26 – Cálculo da área de aço necessária nas vigas superiores V203=V204

Verificação armadura dupla										
Viga	bw	fed	d	xmax	ymax	Md max kNxm	Md max kNxcm			
	20	1,79	30,00	13,50	10,80	9489	94,89	OK!		
Dimensionamento simples das vigas										Verificação limite mínimo
Md (kNxcm)	ac	fyd	bw	fed	h	d	y	As (cm ²)	Armadura mínima	
Positiva	1040	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	1,16	0,81	1,15
Negativa	2920	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	3,40	2,37	1,15
Verificação da biela comprimida										
Vsd	Vrd	av2								
28,8	303,75	0,9	OK!							
Dimensionamento cortante						Armadura mínima cm ² /m				
Asw/s	Vc	fywd	fct,m (Mpa)	fctd	fctd (kNxcm)	As/s min (cm ² /m)				
-0,01	46,17	43,48	2,56	1,28	0,13	2,05	Usar taxa mínima			

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 27 – Cálculo da área de aço necessária nas vigas inferiores V207=V211

Verificação armadura dupla										
Viga	bw	fcd	d	xmax	ymax	Md max kNxm	Md max kNxcm			
	20	1,79	30,00	13,50	10,80	9489	94,89	OK!		
Dimensionamento simples das vigas										Verificação limite mínimo
Md (kNxcm)	ac	fyd	bw	fcd	h	d	y	As (cm ²)	Armadura mínima	
Positiva	2670	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	3,09	2,16	1,15
Negativa	3680	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	4,36	3,04	1,15
Verificação da biela comprimida										
Vsd	Vrd	av2								
32,2	303,75	0,9	OK!							
Dimensionamento cortante						Armadura mínima				
Asw/s	Vc	fywd	fct,m (Mpa)	fctd	fctd (kNxcm)	As/s min (cm ² /m)				
-0,01	46,17	43,48	2,56	1,28	0,13	Usar taxa mínima 2,05				

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 28 – Cálculo da área de aço necessária nas vigas superiores V207=V11

Verificação armadura dupla										
Viga	bw	fcd	d	xmax	ymax	Md max kNxm	Md max kNxcm			
	20	1,79	30,00	13,50	10,80	9489	94,89	OK!		
Dimensionamento simples das vigas										Verificação limite mínimo
Md (kNxcm)	ac	fyd	bw	fcd	h	d	y	As (cm ²)	Armadura mínima	
Positiva	1240	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	1,39	0,97	1,15
Negativa	2060	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	2,35	1,64	1,15
Verificação da biela comprimida										
Vsd	Vrd	av2								
20,2	303,75	0,9	OK!							
Dimensionamento cortante						Armadura mínima cm ² /m				
Asw/s	Vc	fywd	fct,m (Mpa)	fctd	fctd (kNxcm)	As/s min (cm ² /m)				
-0,02	46,17	43,48	2,56	1,28	0,13	Usar taxa mínima 2,05				

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 29 – Cálculo da área de aço necessária nas vigas inferiores V208=V209=V210

Verificação armadura dupla											
Viga	bw	fed	d	xmax	ymax	Md max kNxm	Md max kNxcm				
	20	1,79	30,00	13,50	10,80	9489	94,89	OK!			
Dimensionamento simples das vigas										Verificação limite mínimo	
Md (kNxcm)	ac	fyd	bw	fed	h	d	y	As (cm ²)	Armadura mínima		
Positiva	1950	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	2,22	1,55	1,15	
Negativa	3270	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	3,84	2,68	1,15	
Verificação da biela comprimida											
Vsd	Vrd	av2									
33,8	303,75	0,9	OK!								
Dimensionamento cortante						Armadura mínima					
Asw/s	Vc	fywd	fct,m (Mpa)	fctd	fctd (kNxcm)	As/s min (cm ² /m)					
-0,01	46,17	43,48	2,56	1,28	0,13	2,05 Usar taxa mínima					

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 30 – Cálculo da área de aço necessária nas vigas inferiores V208=V209=V210

Verificação armadura dupla											
Viga	bw	fed	d	xmax	ymax	Md max kNxm	Md max kNxcm				
2	20	1,79	30,00	13,50	10,80	9489	94,89	OK!			
Dimensionamento simples das vigas										Verificação limite mínimo	
Md (kNxcm)	ac	fyd	bw	fed	h	d	y	As (cm ²)	Armadura mínima		
Positiva	930	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	1,04	0,73	1,15	
Negativa	1910	0,85	43,48	20,00	1,79	35,00	30,00	2,18	1,52	1,15	
Verificação da biela comprimida											
Vsd	Vrd	av2									
24,9	303,75	0,9	OK!								
Dimensionamento cortante						Armadura mínima cm ² /m					
Asw/s	Vc	fywd	fct,m (Mpa)	fctd	fctd (kNxcm)	As/s min (cm ² /m)					
-0,02	46,17	43,48	2,56	1,28	0,13	2,05 Usar taxa mínima					

(Fonte: Elaborado pelo autor)

12 CARGAS NOS PILARES

12.1 Definição das cargas nos pilares

Os pilares de contraventamento foram dimensionados por meio dos esforços solicitantes obtidos dos pórticos de contraventamento modelados no programa Ftool. Todos os pilares do pavimento térreo e dos pavimentos tipo foram definidos como pilares de contraventamento. Além disso, optou-se por aplicar a carga do vento apenas de um lado em x e em y, visto que o edifício é simétrico, com isso, foi escolhida a situação mais crítica entre os pilares entre os pilares opostos.

Os pilares foram dimensionados de acordo com a situação mais crítica a cada dois andares, exceto pelos últimos andares, que foram dimensionado a cada três andares.

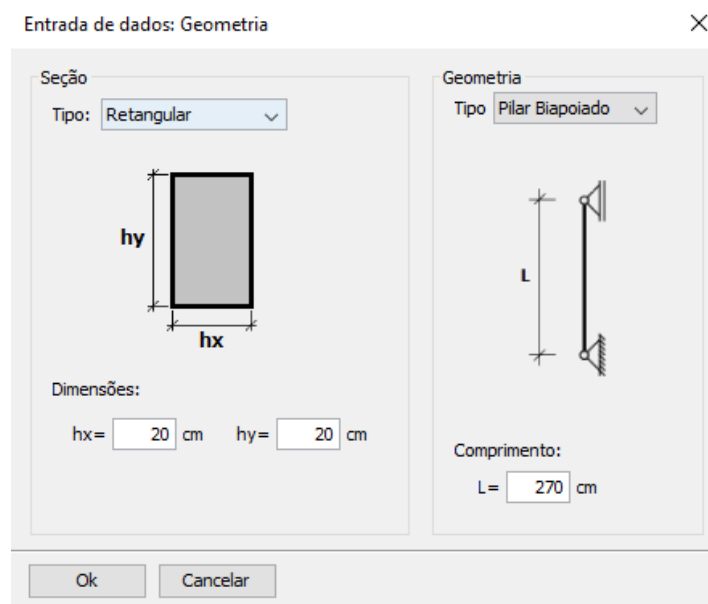
12.2 Dimensionamento dos pilares

Os pilares foram dimensionados com o auxílio do software Pcalc.

O dimensionamento dos pilares P1 e P5, do térreo e do segundo andar, encontra-se abaixo, assim como os parâmetros utilizados no software Pcalc para o cálculo do dimensionamento de aço necessário.

Para calcular o dimensionamento foi usado os seguintes parâmetros:

Figura 20 – Programa Pcalc com a Geometria escolhida



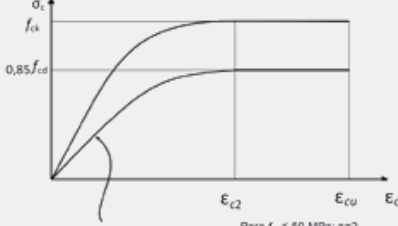
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 21 – Programa Pcalc com o Material escolhido

Entrada de dados: Materiais ×

Concreto
Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

fck= MPa
γc=

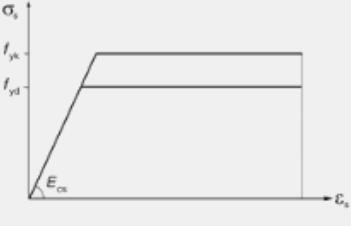


$$\sigma_c = 0,85 f_{ck} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n=2$
Para $f_{ck} \geq 50$ MPa: $n = 1,4 + 23,4 (90 - f_{ck}) / 1000^2$

Aço
Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

fyk= MPa
Es= GPa
γs=

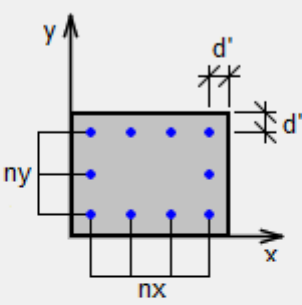


Ok

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 22 – Programa Pcalc com a armação escolhida

Entrada de dados: Armação ×



Diâmetro das barras (mm):

nx= ny= d'= cm

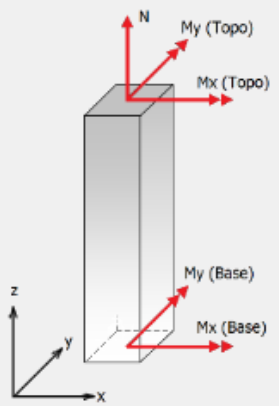
Ok

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 23 – Programa Pcalc com os esforços solicitantes

Entrada de dados: Esforços ×

Coefficiente de ponderação:
 $\gamma_f = 1.4$ Unidades: [kN, kN.m]



Combinação	Nsk	Msk,x (Topo)	Msk,x (Base)	Msk,y (Topo)	Msk,y (Base)
1	-365.4	14.6	14.8	12.1	12.2

(N < 0 para compressão)

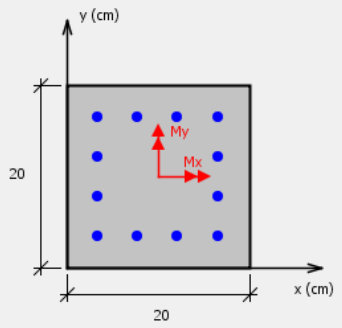
Ok Cancelar

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Entregando o seguinte resultado:

Figura 24 – Resultados dos fatores de segurança do Programa Pcalc

Seção Transversal



Resultados

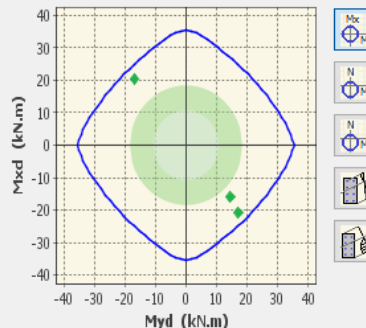
Combinação: Comb 1

Taxa de armadura = 3.68 %

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 47$
 $\lambda_y = 47$

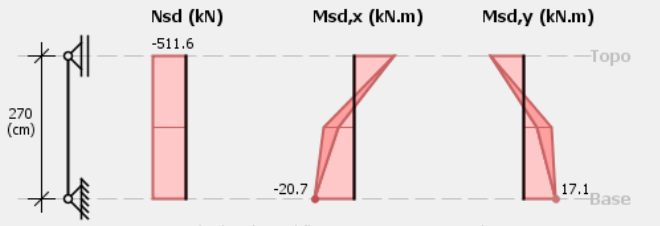
Concreto: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Diagrama de Interação N, Mx, My (FCO)



Esforços

z	Msd,x	Msd,y	F.S.
L (Topo)	20.4	-16.9	1.12
Intermed.	-16	14.5	1.38
0 (Base)	-20.7	17.1	1.11



Método: Pilar-Padrão com curvatura aproximada

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Sendo assim, o pilar está de acordo com a norma e seguirá os padrões de sustentação e seguranças.

Abaixo encontra-se um resumo dos pilares e das armaduras utilizadas em cada seção, assim como os momentos e as forças consideradas:

Tabela 31 – Cálculo da área de aço necessária nos pilares P1=P5

P1=P5	dimensão		Mxt	Mxb	Myt	Myb	Nksoma	# de barras		
	x	y						em x	em y	em y
térreo	20	20	14,6	14,8	12,1	12,2	365,5	4	4	12,5
3	20	20	13,6	13,3	11,1	10,9	268,6	3	3	12,5
5	20	20	11,3	10,8	14,5	14,9	177,6	3	3	12,5
7	20	20	6,9	6,8	9,4	8,8	94,7	2	2	12,5

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 32 – Cálculo da área de aço necessária nos pilares P2=P4

P2=P4	dimensão		Mxt	Mxb	Myt	Myb	Nksoma	# de barras		
	x	y						em x	em y	em y
térreo	20	40	29,7	37,7	15,6	17,9	532,4	3	3	12,5
3	20	40	26,3	25,3	14,9	14,5	403,6	2	2	12,5
5	20	30	19,5	18,8	12,3	11,7	280,4	2	2	12,5
7	20	30	13,5	9,8	87,7	8,2	162,9	2	2	12,5

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 33 – Cálculo da área de aço necessária no pilar P3

P3	dimensão		Mxt	Mxb	Myt	Myb	Nksoma	# de barras		
	x	y						em x	em y	em y
térreo	20	40	29,7	37,8	15,6	17,9	518,5	3	3	12,5
3	20	40	27,1	26,1	14,9	14,5	393,8	2	2	12,5
5	20	30	20	18,8	12,3	11,7	273	2	2	12,5
7	20	30	14,3	10,8	87,7	8,2	158,9	2	2	12,5

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 34 – Cálculo da área de aço necessária nos pilares P6=P10

P6=P10	dimensão		Mxt	Mxb	Myt	Myb	Nksoma	# de barras		
	x	y						em x	em y	em y
térreo	30	20	10,6	10,8	28,4	35,6	462,3	4	4	12,5
3	30	20	9,9	9,9	27	26,3	339,1	3	3	12,5
5	30	20	12	12,9	16,9	16,3	228,6	2	2	12,5
7	30	20	10	8,9	10,8	10,6	133,1	2	2	12,5

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 35 – Cálculo da área de aço necessária nos pilares P7=P9

P7=P9	dimensão		Mxt	Mxb	Myt	Myb	Nksoma	# de barras		# de barras em y	
	x	y						em x	y		
térreo	25	40	21,2	38,4	22,8	24,9	786	3	3		12,5
3	25	40	23,1	21,5	21,3	21	599	2	2		12,5
5	20	40	18,1	14,6	15,5	15,5	418	2	2		12,5
7	20	40	10,4	8,3	11,1	10,2	245,9	2	2		12,5

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 36 – Cálculo da área de aço necessária no pilar P8

P8	dimensão		Mxt	Mxb	Myt	Myb	Nksoma	# de barras		# de barras em y	
	x	y						em x	y		
térreo	25	40	29,1	38,4	22,8	24,9	748,5	3	3		12,5
3	25	40	26,8	25,4	21,3	21	577,5	2	2		12,5
5	20	40	21,3	17,7	15,5	15,5	409,9	2	2		12,5
7	20	40	11,8	9,7	11,1	10,2	243,7	2	2		12,5

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 37 – Cálculo da área de aço necessária nos pilares P11=P15

P11=P15	dimensão		Mxt	Mxb	Myt	Myb	Nksoma	# de barras		# de barras em y	
	x	y						em x	y		
térreo	30	20	6	5,7	31,4	31,1	270,9	2	2		12,5
3	30	20	7,7	7,6	29,2	28,4	203,1	2	2		12,5
5	30	20	5,4	5,8	17,2	16,7	139,9	2	2		12,5
7	30	20	7,7	6,8	11,5	11,2	83,1	2	2		12,5

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 38 – Cálculo da área de aço necessária nos pilares P12=P14

P12=P14	dimensão		Mxt	Mxb	Myt	Myb	Nksoma	# de barras		# de barras em y	
	x	y						em x	y		
térreo	25	40	18,3	30,9	21,6	24,2	643,1	2	2		12,5
3	25	40	21,2	19,8	19,9	19,6	492,7	2	2		12,5
5	20	40	18,3	14,9	14,4	14,2	345,3	2	2		12,5
7	20	40	12,8	11	9	8,2	203,4	2	2		12,5

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 39 – Cálculo da área de aço necessária no pilar P13

P13	dimensão		Mxt	Mxb	Myt	Myb	Nksoma	# de barras		# de barras em y	
	x	y						em x	y		
térreo	25	40	24	31,7	21,6	24,2	673	2	2		12,5
3	25	40	22,2	21	19,9	19,6	519,1	2	2		12,5
5	20	40	17,6	14,6	14,4	14,2	367,9	2	2		12,5
7	20	40	9,7	7,9	9	8,2	218,7	2	2		12,5

(Fonte: Elaborado pelo autor)

13 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No passado, quando não existiam softwares de cálculo estrutural, a análise estrutural era realizada através de cálculos manuais que tornavam necessário a subdivisão da estrutura dos edifícios em elementos isolados. Sendo assim, a forma de trabalhar com esses elementos isolados era feita através de uma aproximação da realidade. O método de análise estrutural utilizado no presente trabalho contornou a grande parte desses problemas, porém a execução do dimensionamento dos elementos da edificação por meio de cálculos por planilhas eletrônicas revelou-se um grande obstáculo para o dia-a-dia dos engenheiros calculistas, visto que os cálculos devem ser feitos rapidamente e de forma precisa, contemplando as envoltórias de todos os esforços solicitantes. Considerando esses aspectos, o uso de programas computacionais de análise e dimensionamento estrutural torna-se um elemento chave para a vida do engenheiro, facilitando os cálculos e gerando resultados mais próximos da realidade.

O projeto de estruturas em concreto armado aborda diversos detalhes que devem ser avaliados com atenção, questões referentes à viabilidade de execução. Toda estrutura projetada deve apresentar deformações aceitáveis por norma, resistir aos esforços solicitantes previstos em todas as situações, além de estar adequado com a sua execução.

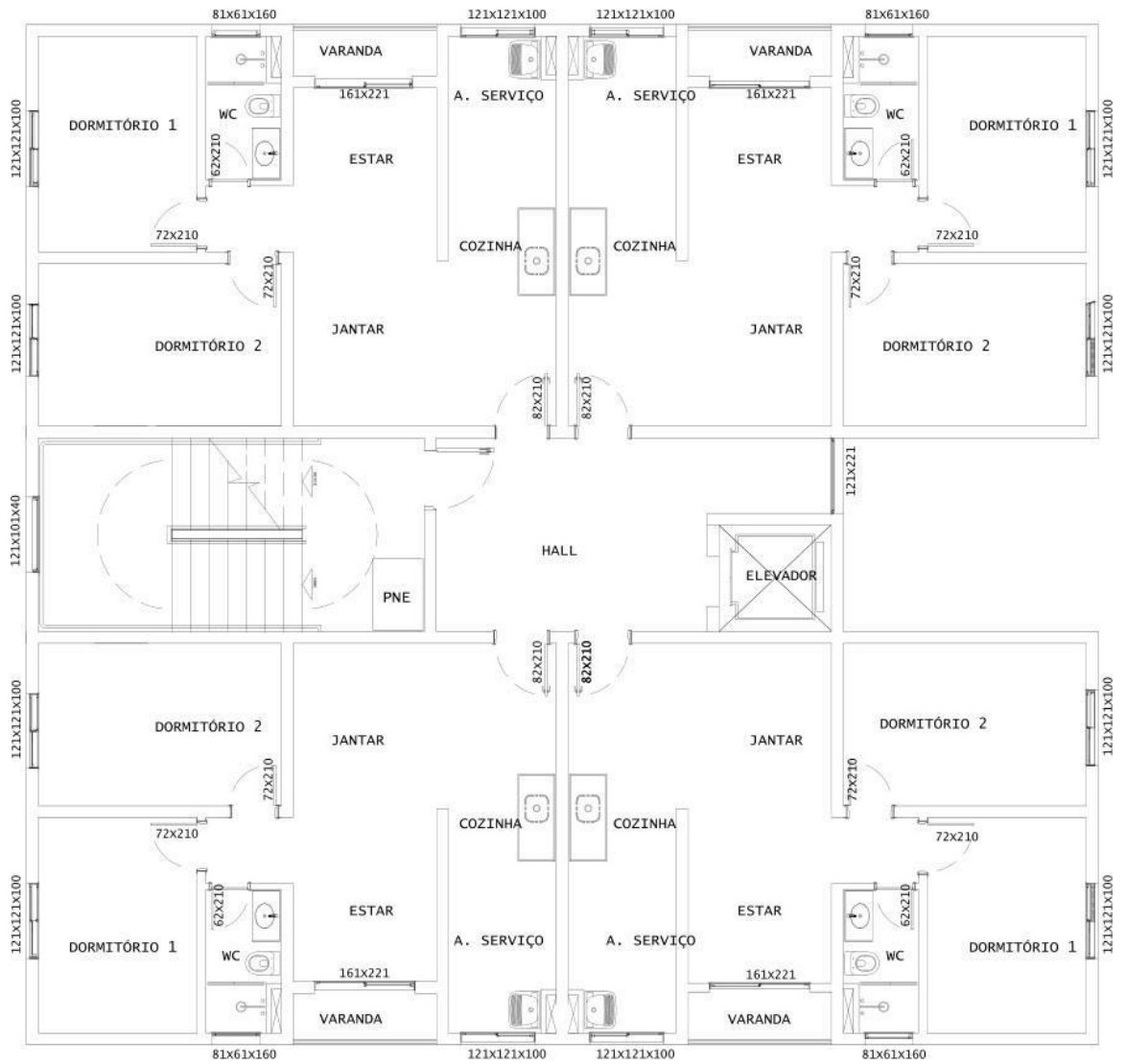
A elaboração deste trabalho promoveu grande aprendizado a respeito das etapas envolvidas no cálculo estrutural de edifícios, assim como possibilitou a aquisição de experiência e habilidades para executar projetos de concreto armados simples. Além disso, possibilitou reunir os diversos conhecimentos adquiridos durante o curso para execução de um edifício.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. v.1.
- ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. v.4.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 6120**: ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- _____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- _____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- BASTOS, P. S. S. **Flexão normal simples – vigas**. Bauru: UNESP, 2019. 76 p. Notas de aula.
- BECK, H.; KONIG, G. **Restraining forces in the analysis of tall buildings**. Oxford: 1967.
- CAMPOS FILHO, A. **Projeto de lajes maciças de concreto armado**. Porto Alegre: UFRGS, 2014. 43 p. Notas de aula.
- CEOTTO, L. H. **Superestruturas de edifícios comerciais e residências**: análise sucinta de duas alternativas. São Carlos: USP, 1985. Exame de Qualificação.
- GUERRIN, A. **Tratado de concreto armado**. São Paulo: Hemus, 2002. v. 3.
- PINHEIRO, L. M.; BARALDI, L. T.; POREM, M. E. **Estruturas de concreto**: ábacos para flexão oblíqua. São Carlos: USP, 2009. Ábacos de dimensionamento.
- PINHEIRO, L. M. **Noções sobre pré-dimensionamento de estruturas de edifícios**. São Carlos: USP, 1985. Curso de Especialização.

ANEXO A – PLANTAS ARQUITETÔNICAS

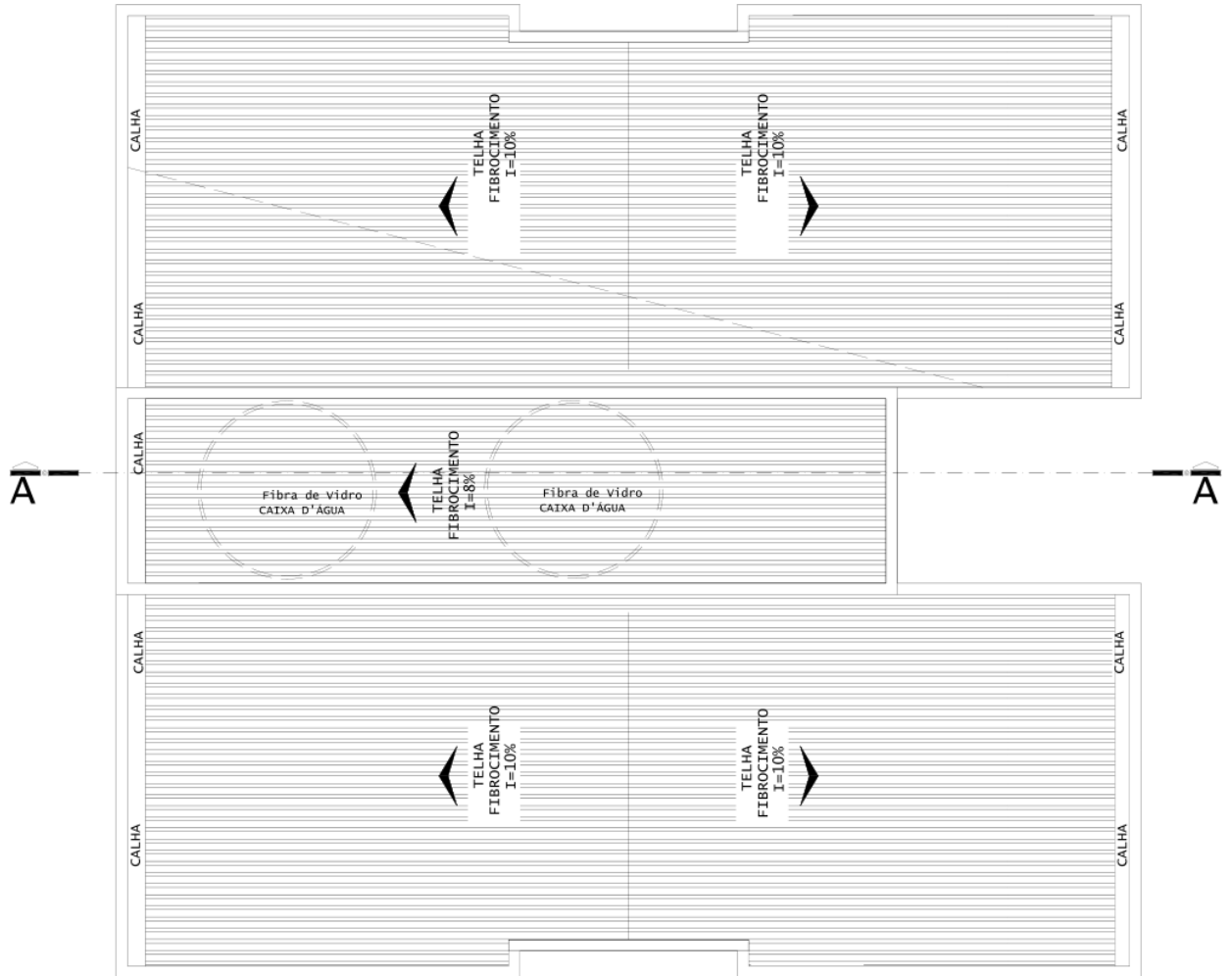
Figura 25 – Planta do pavimento térreo



PAVIMENTO TÉRREO

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 26 – Planta da cobertura

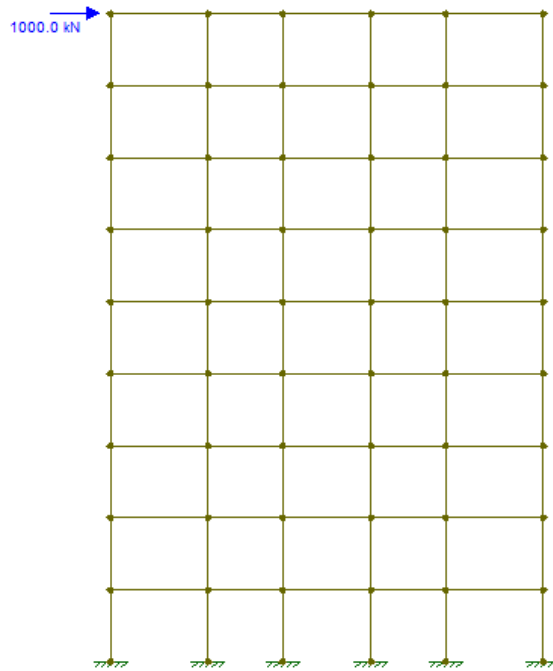


PAVIMENTO COBERTURA

(Fonte: Elaborado pelo autor)

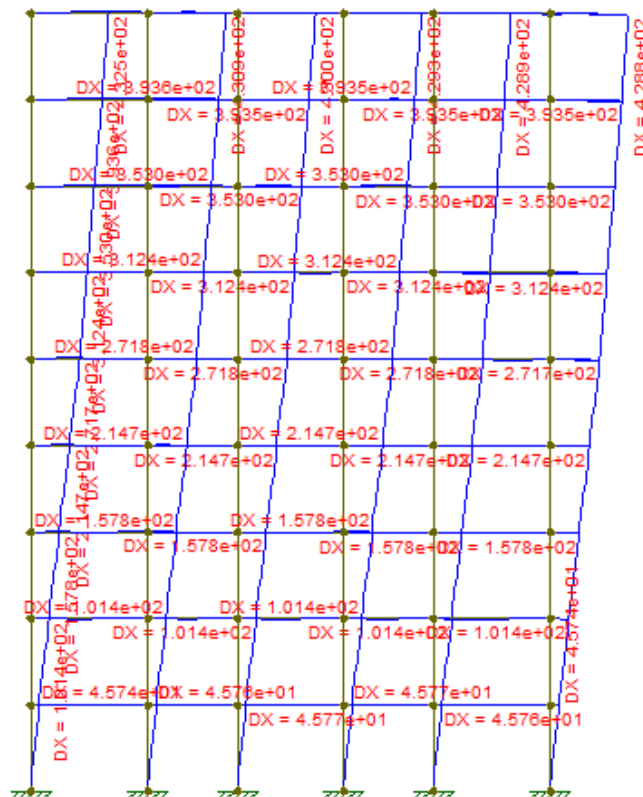
**ANEXO B – RESULTADOS DO FTOOL
PARA ANÁLISE DA ESTABILIDADE
GLOBAL DE EDIFÍCIOS**

Figura 27 – Pórtico utilizado no FTOOL para estabilidade global no sentido Y



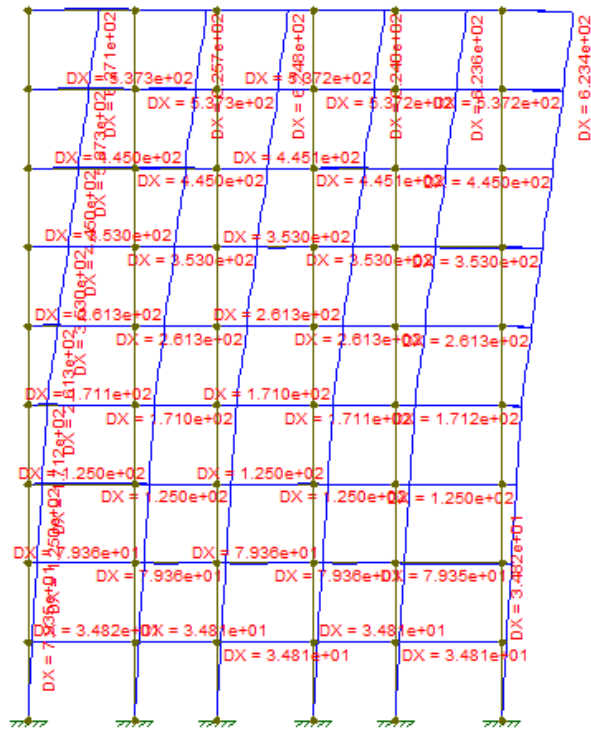
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 28 – Resultado do pórtico P1=P5 utilizado no FTOOL para estabilidade global no sentido Y



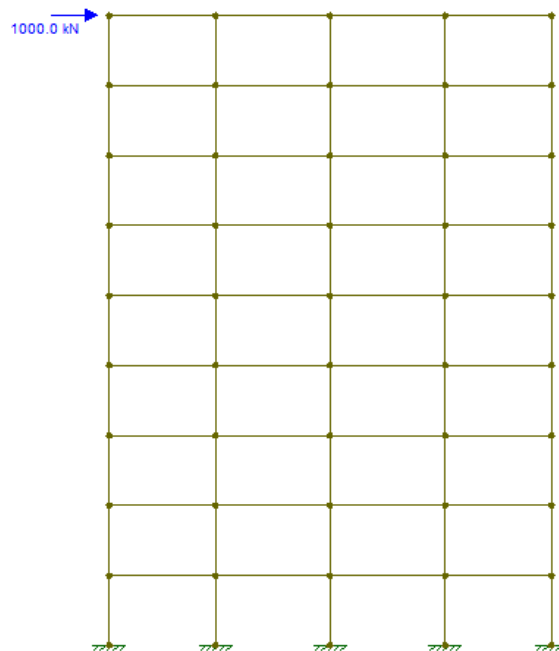
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 29 – Resultado do pórtico P2=P3=P4 utilizado no FTOOL para estabilidade global no sentido Y



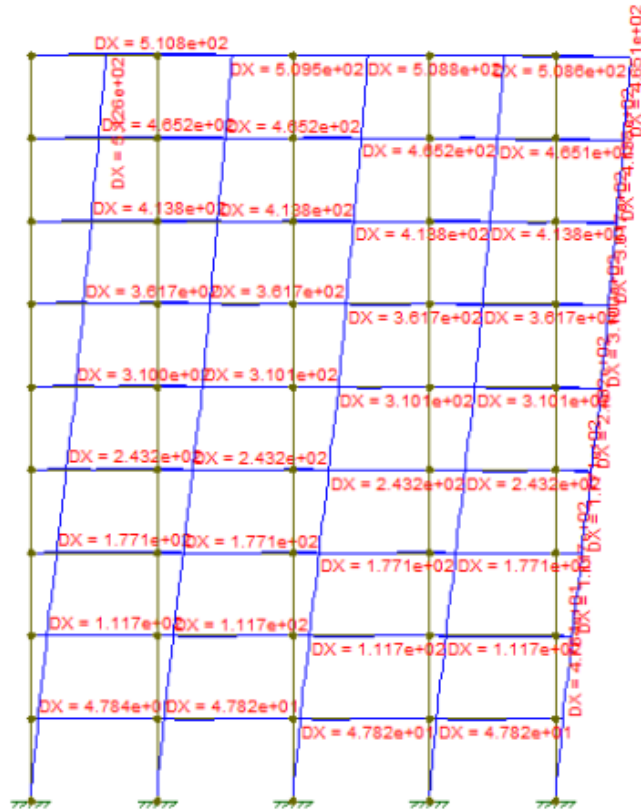
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 30 – Pórtico utilizado no FTOOL para estabilidade global no sentido X



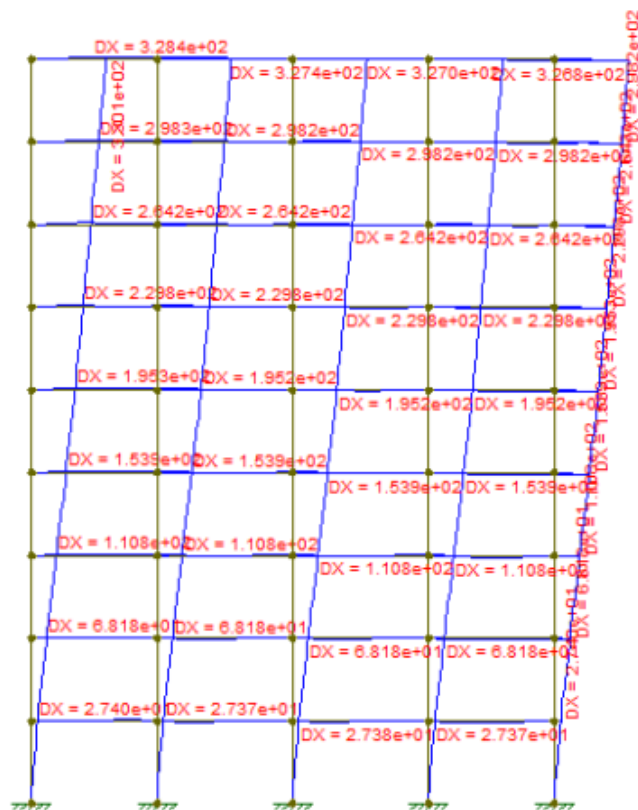
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 31 – Resultado do pórtico P1 utilizado no FTOOL para estabilidade global no sentido X



(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 32 – Resultado do pórtico P6 utilizado no FTOOL para estabilidade global no sentido X



(Fonte: Elaborado pelo autor)

ANEXO C – TABELAS DE CÁLCULO DA DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS DO VENTO

Tabela 40 – Cálculo da distribuição das cargas do vento em X

Sentido X				
Painel 1				
N	1	0	0 Y	
	0	1	0 X	
R	0	1		
RN	0	1	0	
K1	0		0	0
	1		0	1
	0		0	0
Painel 2				
N	1	0	0 Y	
	0	1	4,1 X	
R	0	1		
RN	0	1	4,1	
K1	0		0	0
	1		0	4,1
	4,1		0	16,81
Painel 3				
N	1	0	0 Y	
	0	1	8,525 X	
R	0	1		
RN	0	1	8,525	
K1	0		0	0
	1		0	8,525
	8,525		0	72,68
Painel 4				
N	1	0	0 Y	
	0	1	12,95 X	
R	0	1		
RN	0	1	12,95	
K1	0		0	0
	1		0	12,95
	12,95		0	167,7
Painel 5				
N	1	0	0 Y	
	0	1	17,05 X	
R	0	1		
RN	0	1	17,05	
K1	0		0	0
	1		0	17,05
	17,05		0	290,7

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 41 – Cálculo da distribuição das cargas do vento em Y

Sentido Y				
Painel 1				
N	1	0	0 Y	
	0	1	0 X	
R	0	1		
RN	0	1	0	
K1	0		0	0
	1		0	0
	0		0	0
Painel 2				
N	1	0	0 Y	
	0	1	3,65 X	
R	0	1		
RN	0	1	3,65	
K1	0		0	0
	1		0	3,65
	3,65		0	13,32
Painel 3				
N	1	0	0 Y	
	0	1	6,45 X	
R	0	1		
RN	0	1	6,45	
K1	0		0	0
	1		0	6,45
	6,45		0	41,6
Painel 4				
N	1	0	0 Y	
	0	1	9,75 X	
R	0	1		
RN	0	1	9,75	
K1	0		0	0
	1		0	9,75
	9,75		0	95,06
Painel 5				
N	1	0	0 Y	
	0	1	12,55 X	
R	0	1		
RN	0	1	12,55	
K1	0		0	0
	1		0	12,55
	12,55		0	157,5
Painel 6				
N	1	0	0 Y	
	0	1	16,2 X	
R	0	1		
RN	0	1	16,2	
K1	0		0	0
	1		0	16,2
	16,2		0	262,4

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Tabela 42 –Resultado da distribuição das cargas do vento em X

Painel Total Sentido X												
<table border="1"> <tr><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>5</td><td>42,63</td></tr> <tr><td>0</td><td>42,63</td><td>547,9</td></tr> </table>			0	0	0	0	5	42,63	0	42,63	547,9	matriz
0	0	0										
0	5	42,63										
0	42,63	547,9										
			<table border="1"> <tr><td>U</td><td>0</td></tr> <tr><td>V</td><td>31,81637</td></tr> <tr><td>TETA</td><td>-1,38608</td></tr> </table>	U	0	V	31,81637	TETA	-1,38608			
U	0											
V	31,81637											
TETA	-1,38608											
TETA												
184,5 -255,8			%									
F1	0	1	0	31,82								
F2	0	1	4,1	26,13								
F3	0	1	8,525	20								
F4	0	1	12,95	13,87								
F5	0	1	17,05	8,18								

(Fonte: Elaborado pelo autor)

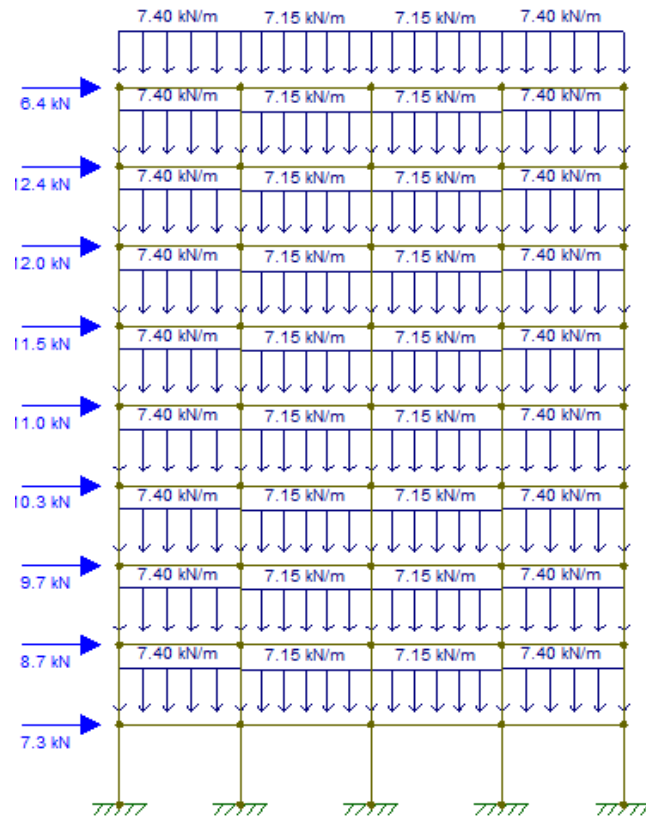
Tabela 43 –Resultado da distribuição das cargas do vento em Y

Painel Total sentido Y												
<table border="1"> <tr><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>6</td><td>48,6</td></tr> <tr><td>0</td><td>48,6</td><td>569,9</td></tr> </table>			0	0	0	0	6	48,6	0	48,6	569,9	matriz
0	0	0										
0	6	48,6										
0	48,6	569,9										
			<table border="1"> <tr><td>U</td><td>0</td></tr> <tr><td>V</td><td>27,83</td></tr> <tr><td>TETA</td><td>1,379</td></tr> </table>	U	0	V	27,83	TETA	1,379			
U	0											
V	27,83											
TETA	1,379											
TETA												
176,3 -243			%									
F1	0	1	0	27,83								
F2	0	1	3,65	22,8								
F3	0	1	6,45	18,94								
F4	0	1	9,75	14,39								
F5	0	1	12,55	10,53								
F6	0	1	16,2	5,5								

(Fonte: Elaborado pelo autor)

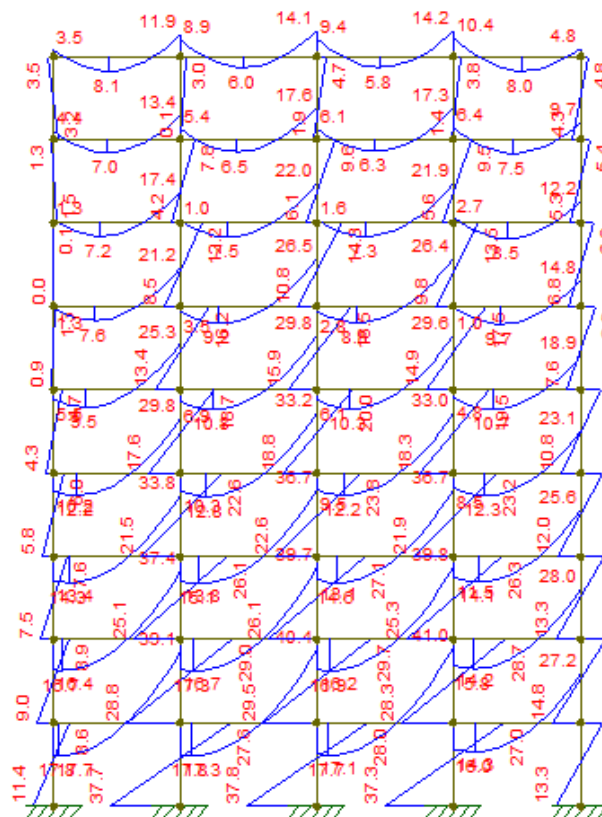
**ANEXO D – MOMENTOS, CARGAS
VERTICAIS E HORIZONTAIS NOS
PÓRTICOS DE CONTRAVENTAMENTO**

Figura 33 – Distribuição das cargas nos pórticos V201 = V206



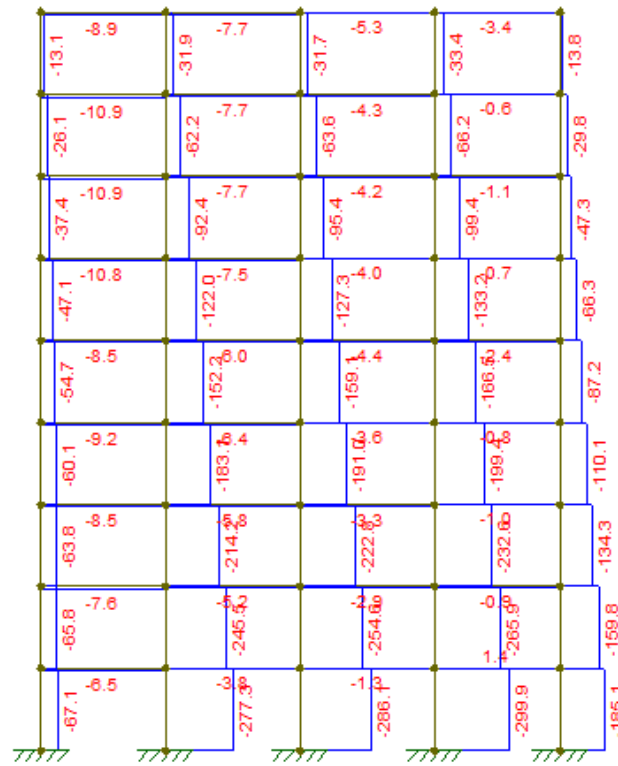
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 34 – Distribuição dos momentos nos pórticos V201 = V206



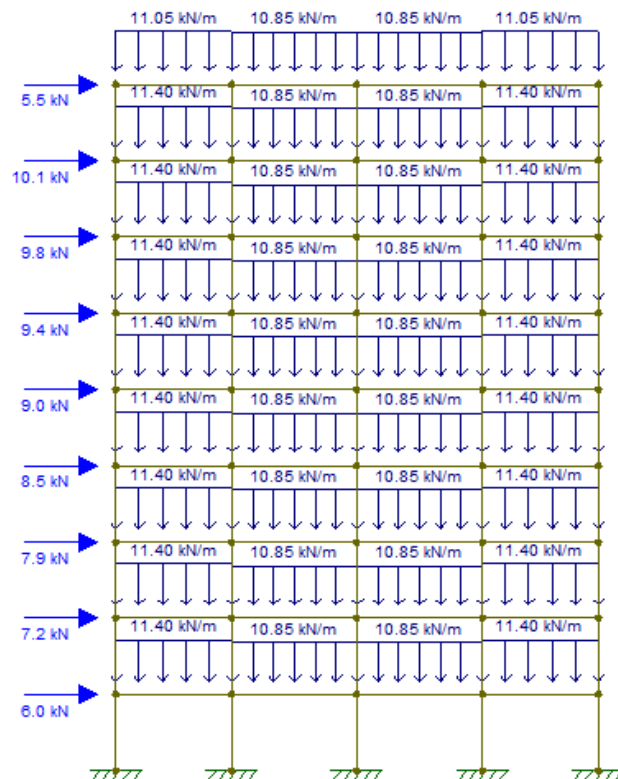
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 35 – Distribuição das forças axiais V201 = V206



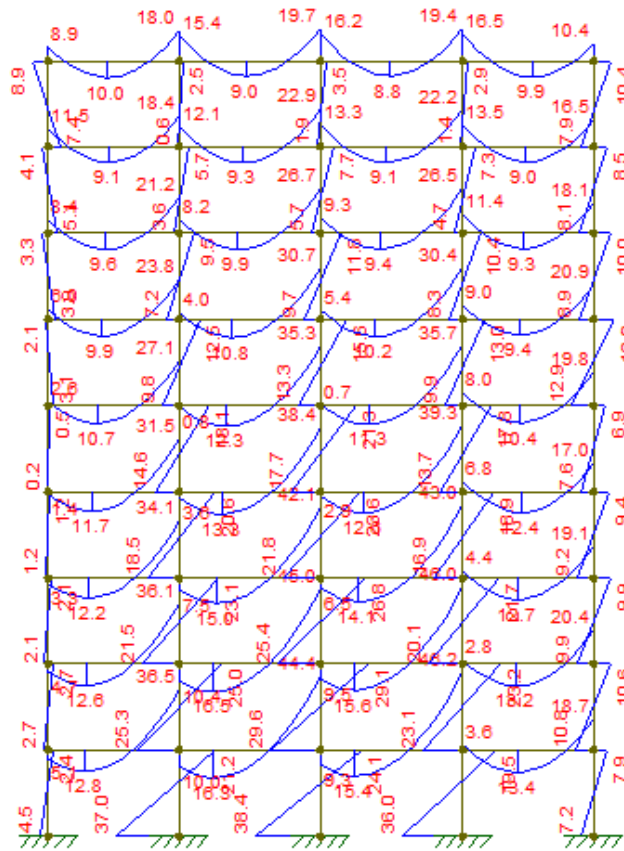
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 36 – Distribuição das cargas nos pórticos V202= V205



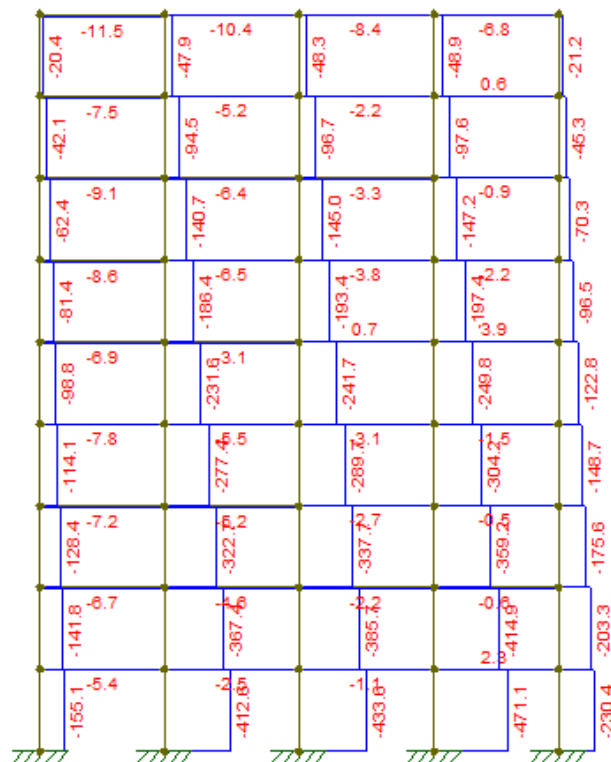
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 37 – Distribuição dos momentos nos pórticos V202 = V205



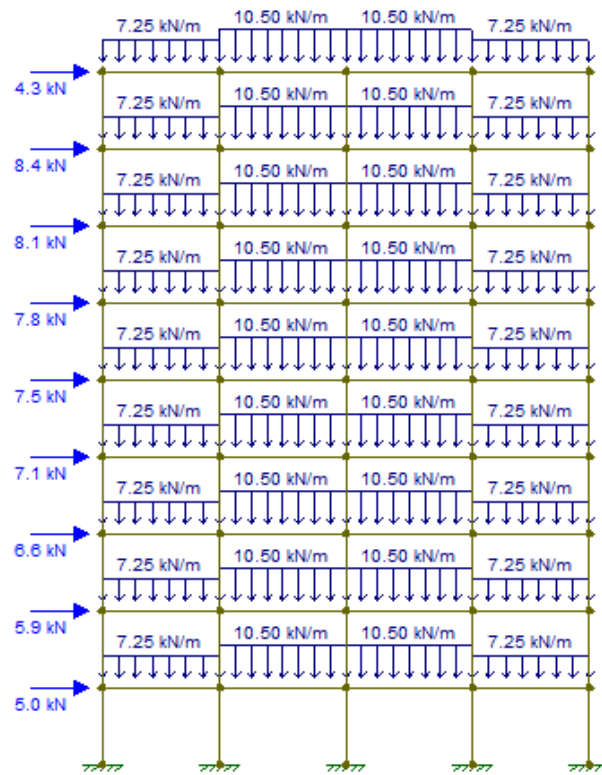
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 38 – Distribuição das forças axiais nos pórticos V202 = V205



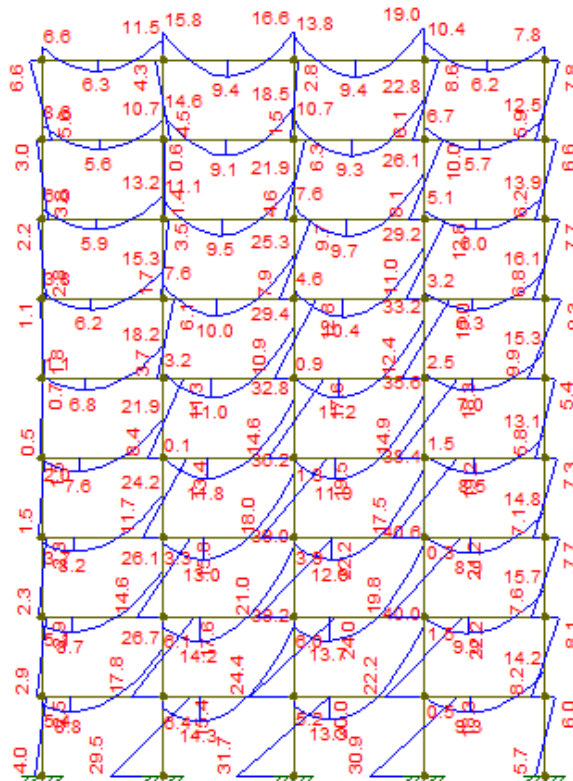
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 39 – Distribuição das cargas nos pórticos V203 = V204



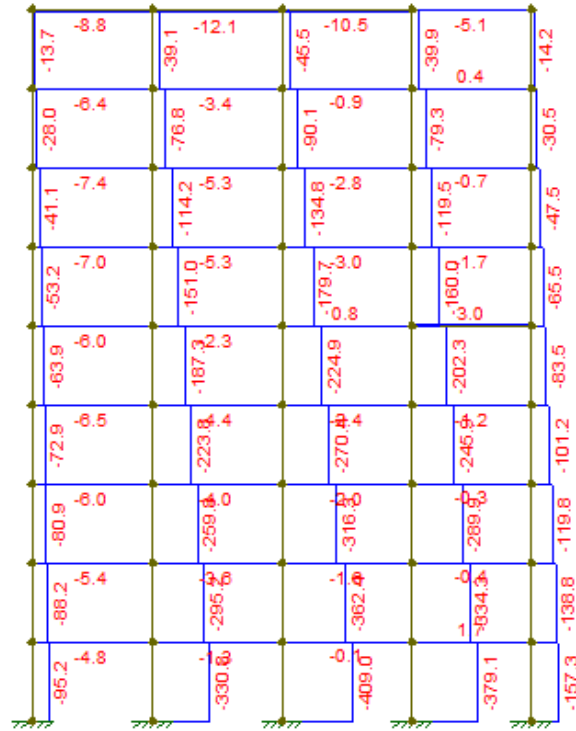
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 40 – Distribuição dos momentos nos pórticos V203 = V204



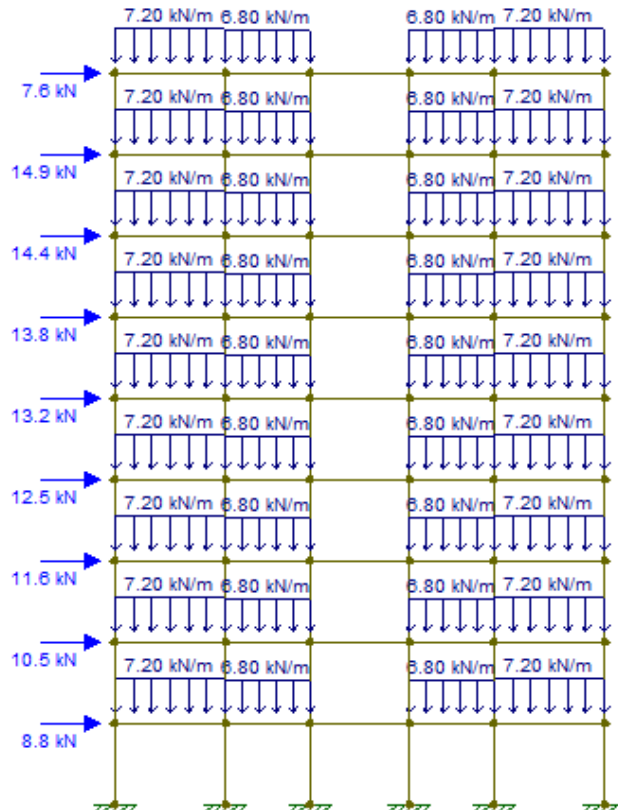
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 41 – Distribuição das forças axiais nos pórticos V203 = V204



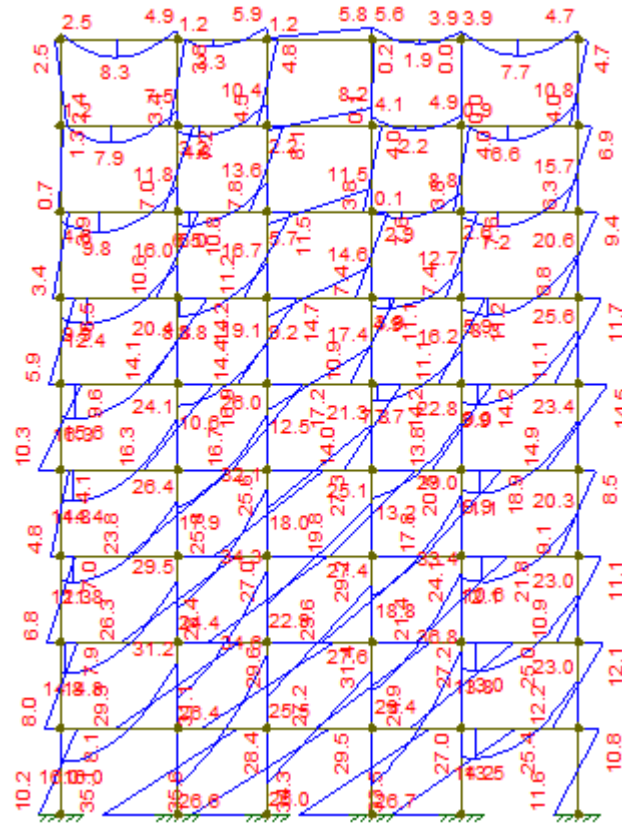
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 42 – Distribuição das cargas nos pórticos V207 = V211



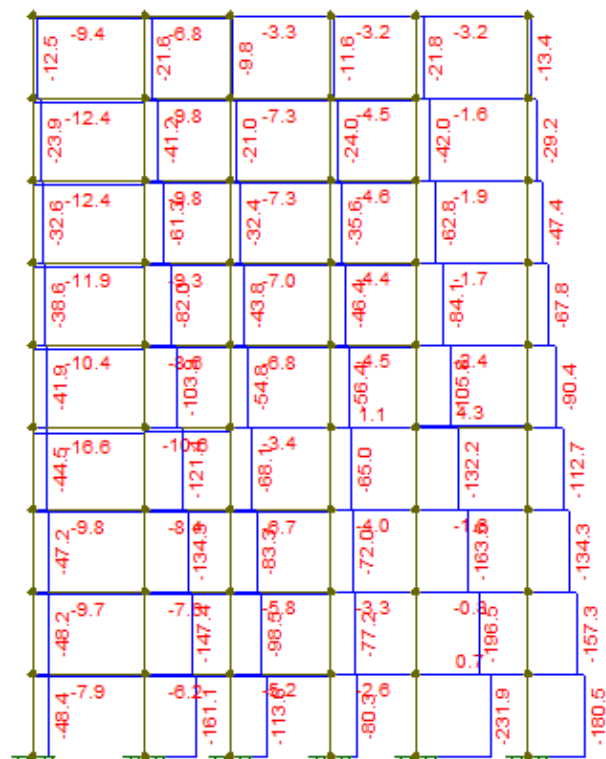
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 42 – Distribuição dos momentos nos pórticos V207 = V211



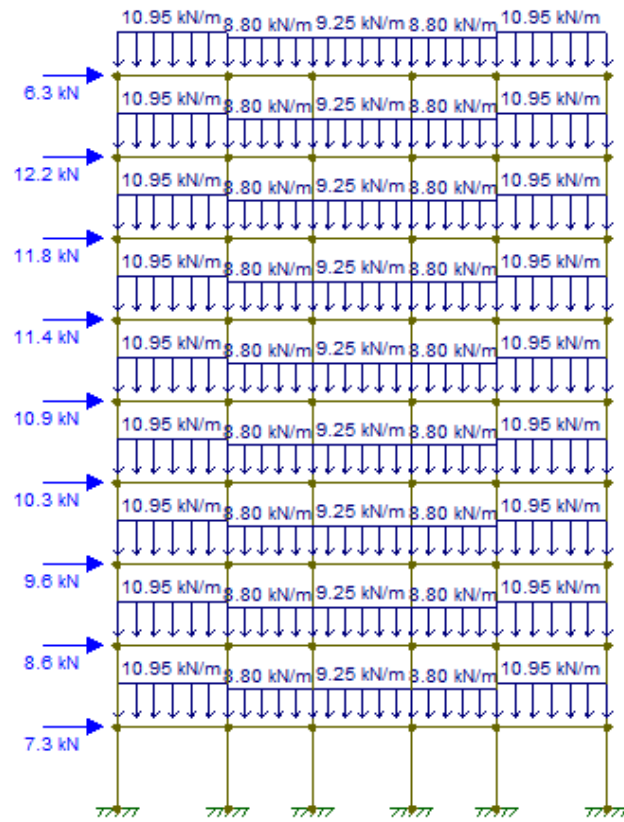
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 43 – Distribuição das forças axiais nos pórticos V207 = V211



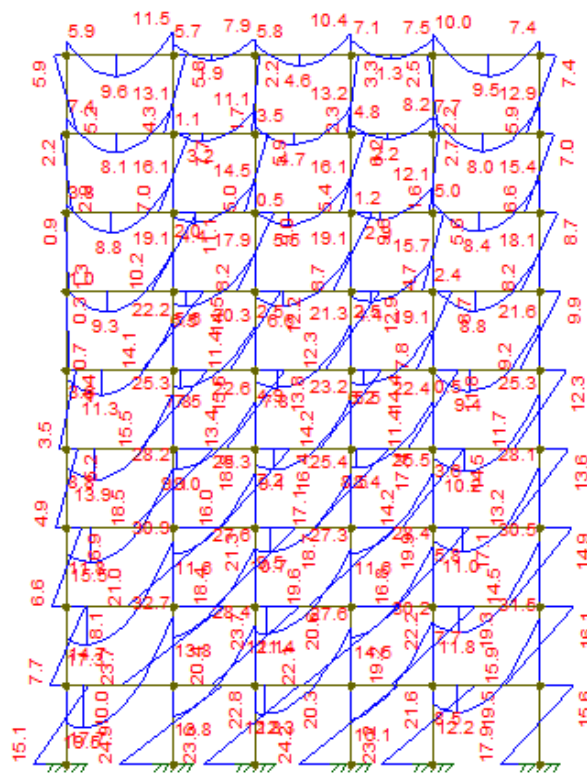
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 44 – Distribuição das cargas nos pórticos V208 = V209=V210



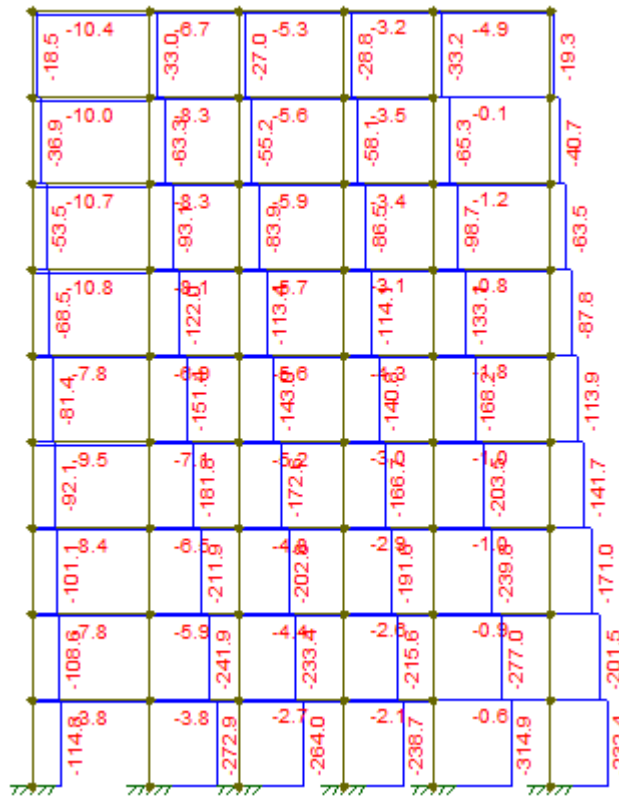
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 45 – Distribuição dos momentos nos pórticos V208=V209=V210



(Fonte: Elaborado pelo autor)

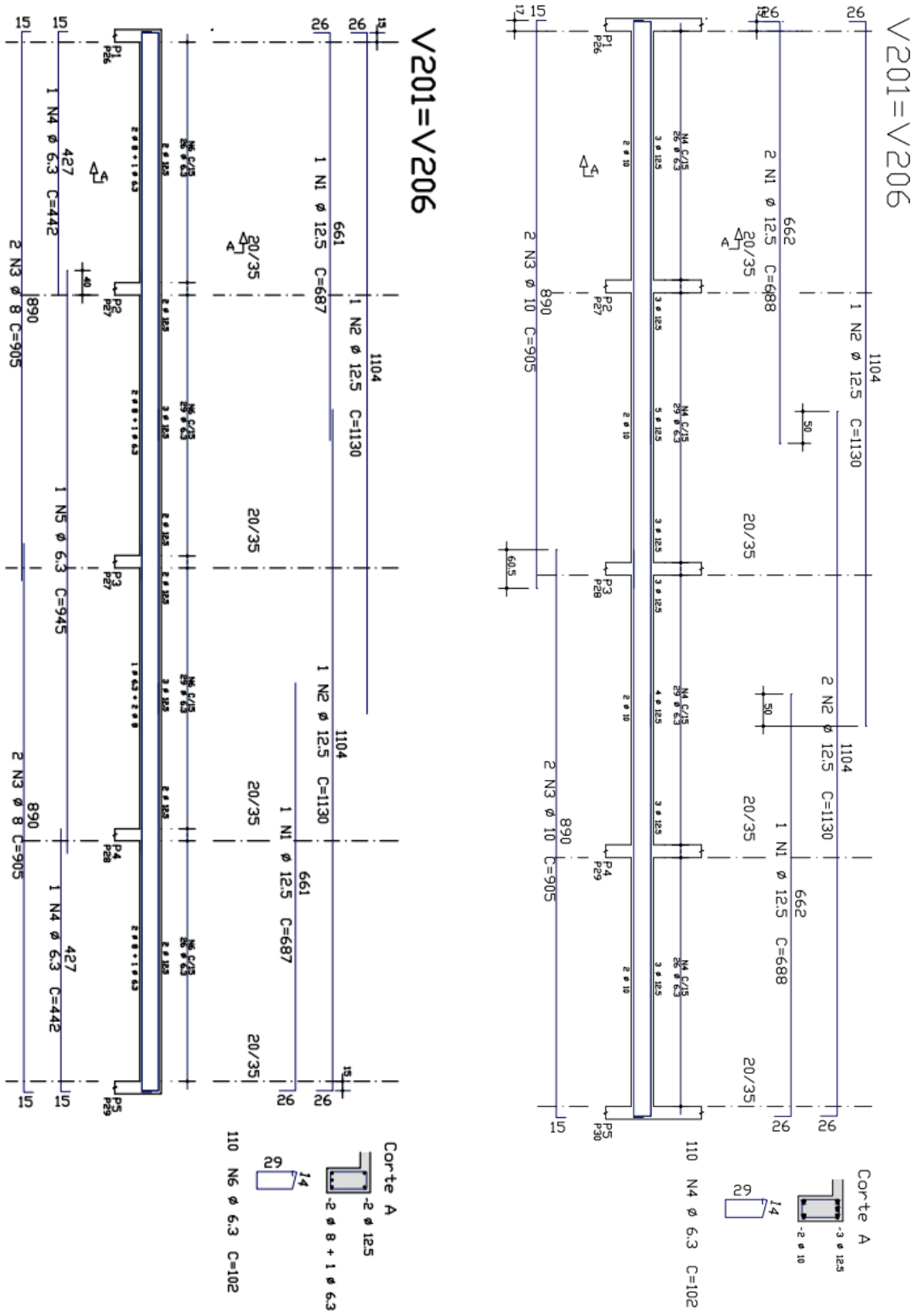
Figura 46 – Distribuição das forças axiais nos pórticos V208=V209=V210



(Fonte: Elaborado pelo autor)

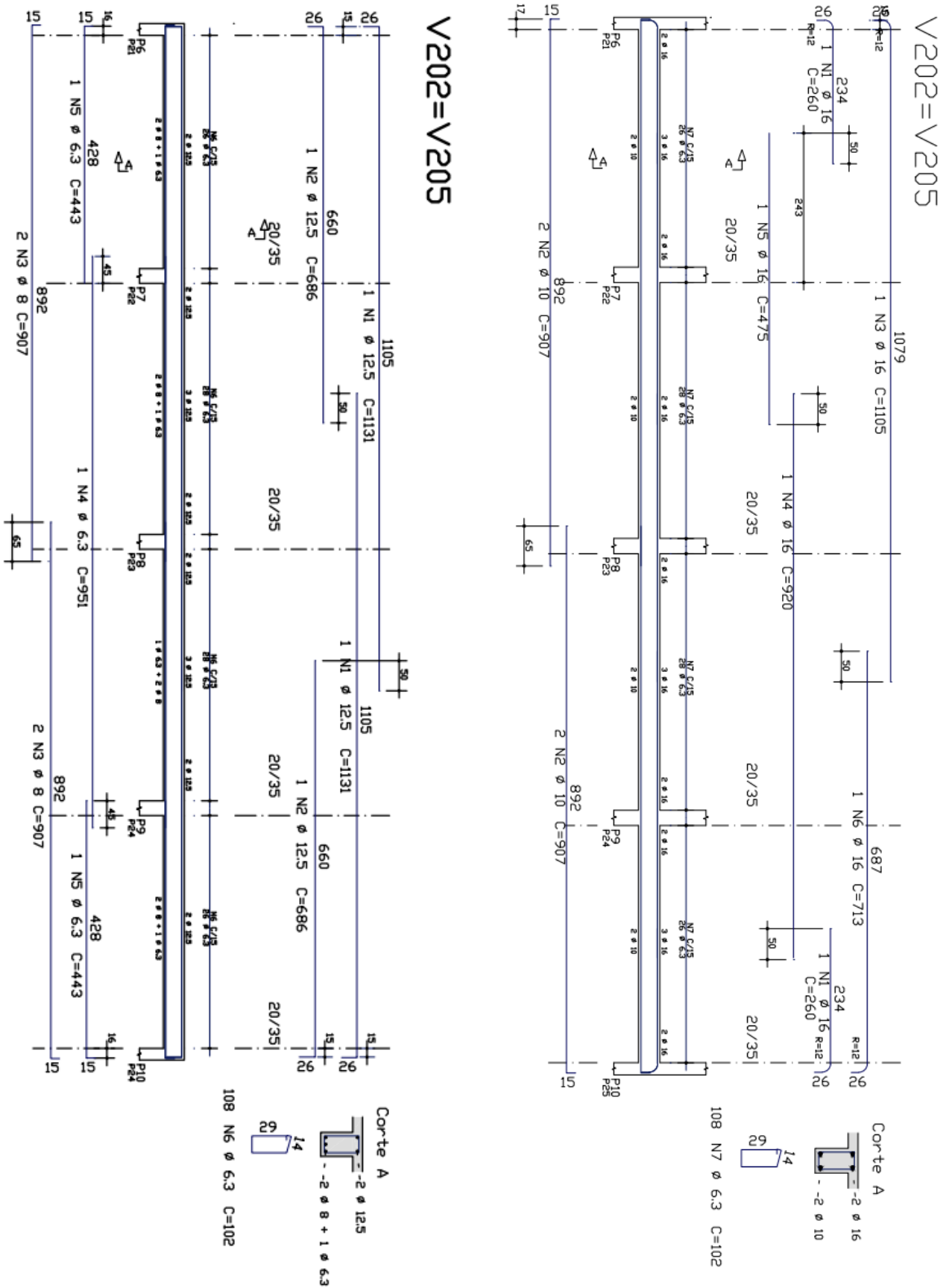
ANEXO E – DETALHAMENTOS DAS VIGAS

Figura 47 – Detalhamento das vigas V201 = V206 (6° ao 9° a esquerda, térreo ao 5° andar a direita)



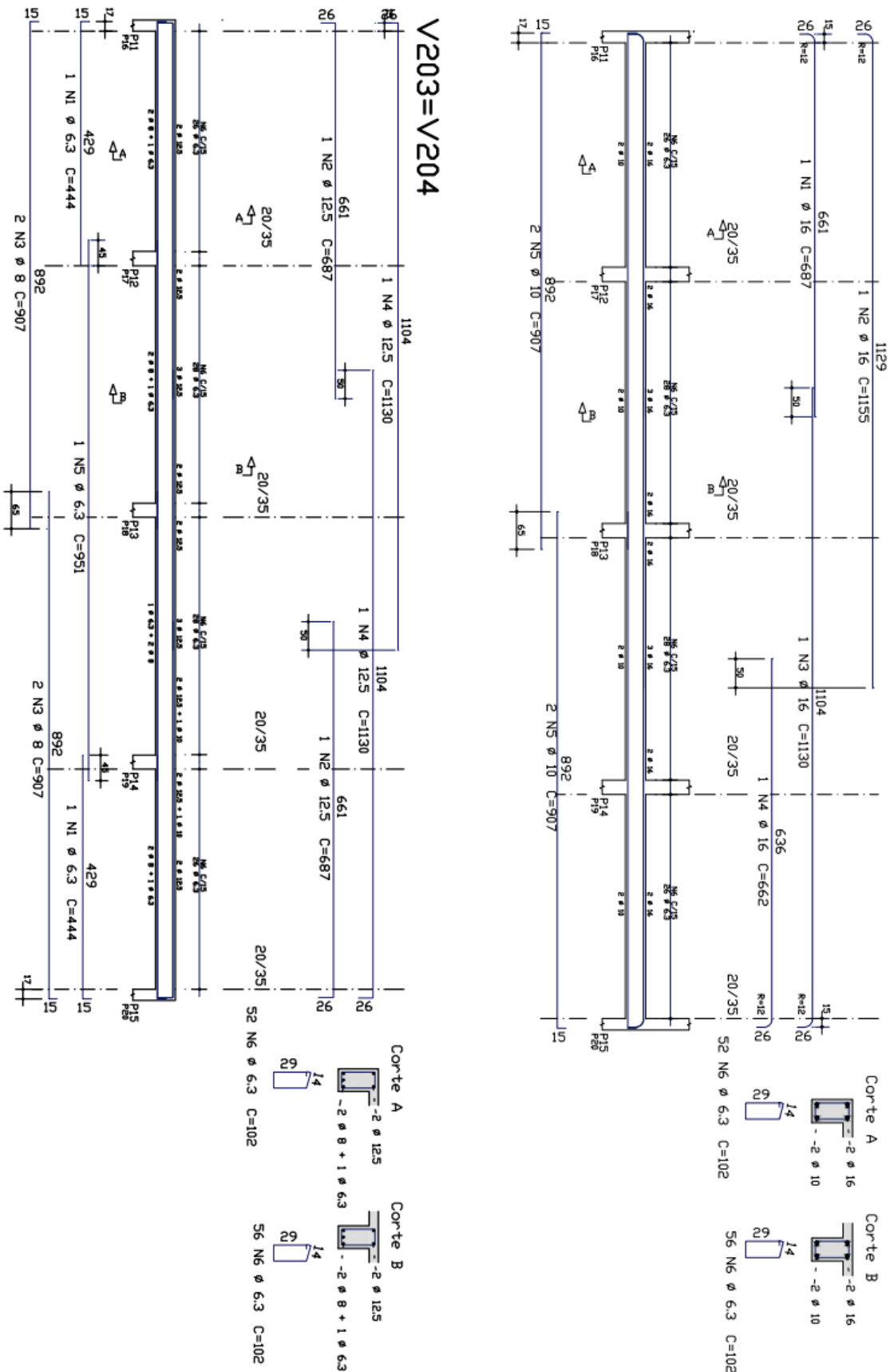
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 48 – Detalhamento das vigas V202 = V205 (6º ao 9º a esquerda, térreo ao 5º andar a direita)



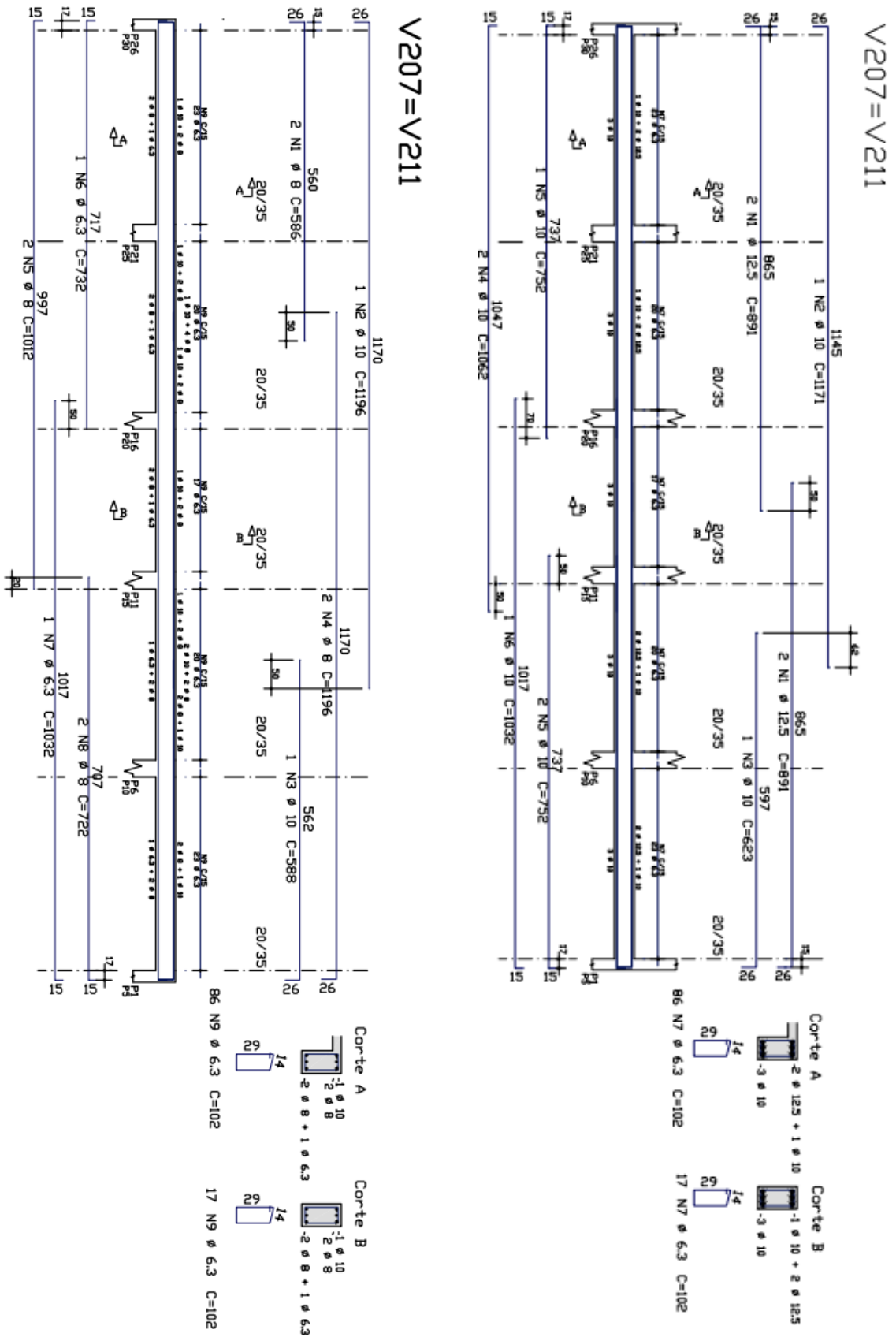
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 49 – Detalhamento das vigas V203 = VV204 (6º ao 9º a esquerda, térreo ao 5º andar a direita)



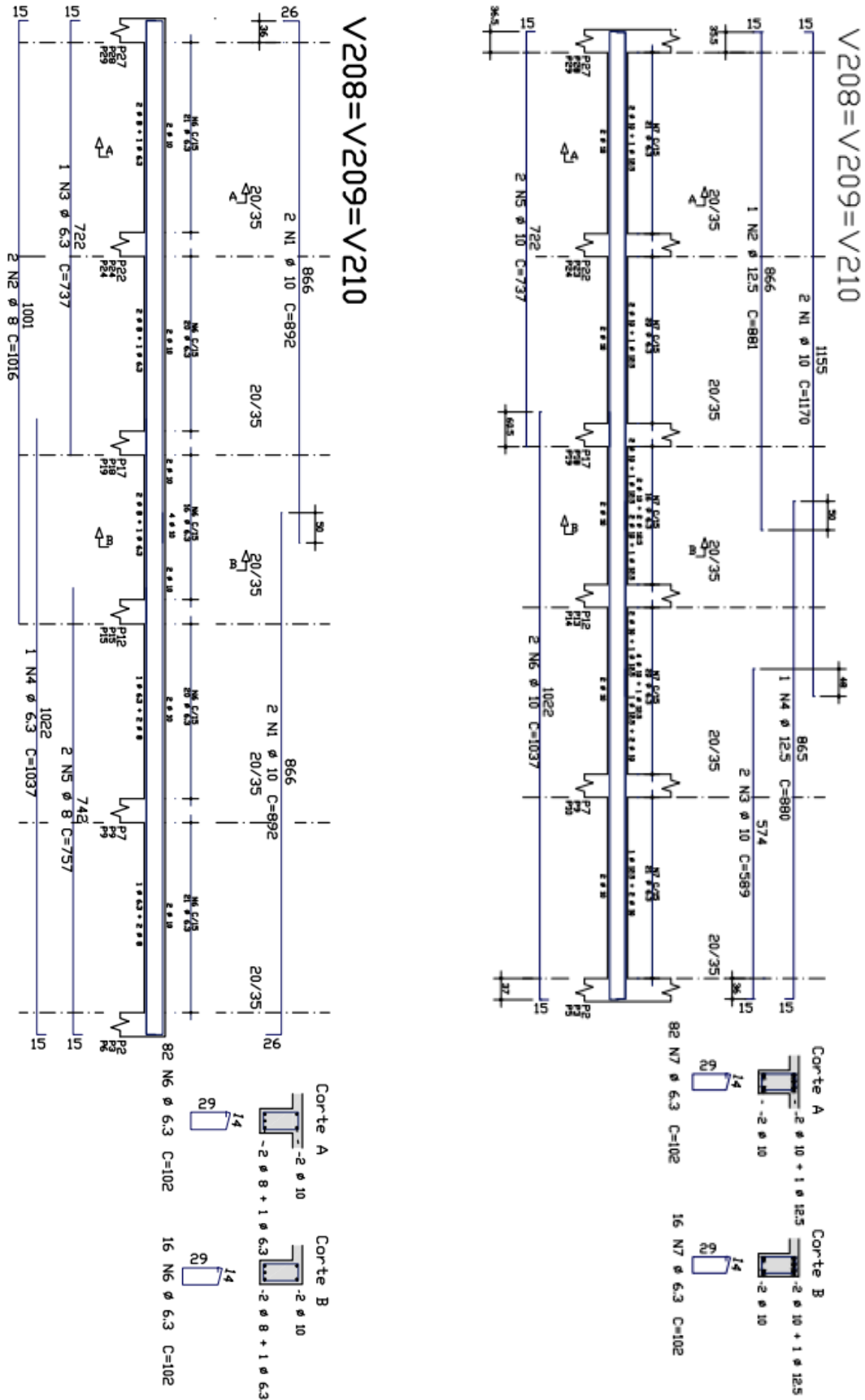
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 50 – Detalhamento das vigas V207 = V211 (6° ao 9° a esquerda, térreo ao 5° andar a direita)



(Fonte: Elaborado pelo autor)

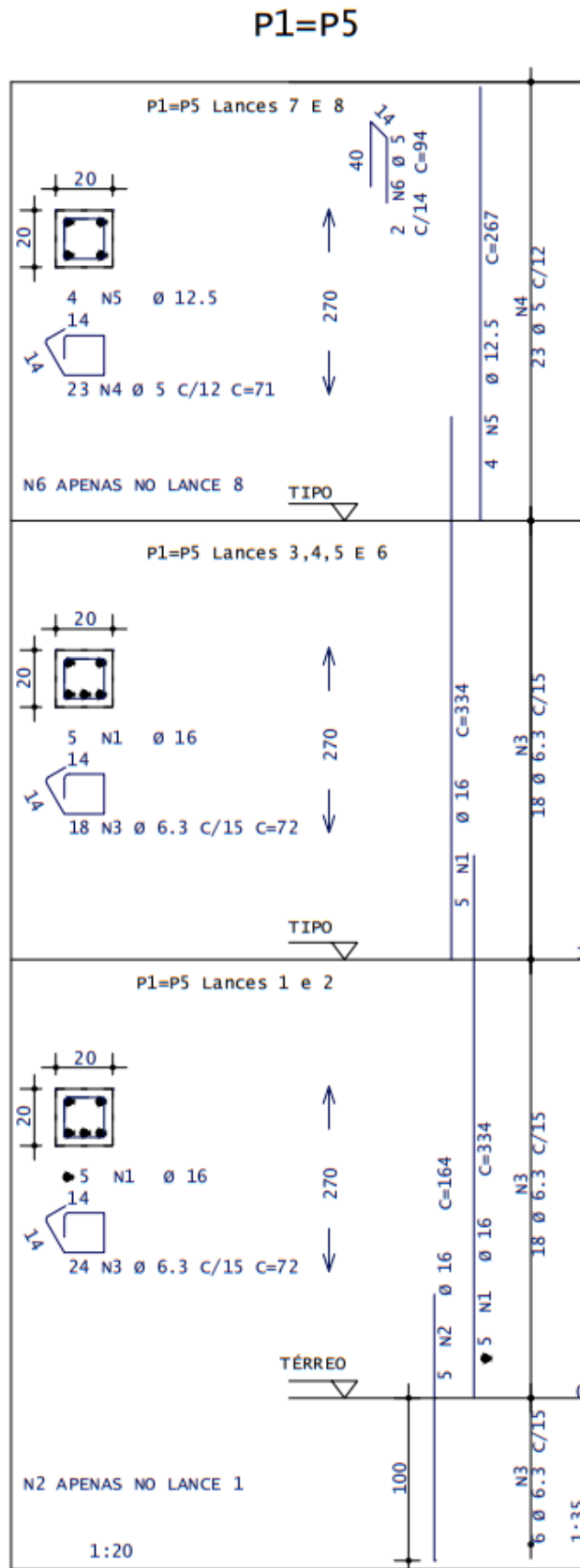
Figura 51 – Detalhamento das vigas V208 = V209 = V210 (6º ao 9º a esquerda, térreo ao 5º andar a direita)



(Fonte: Elaborado pelo autor)

ANEXO F – DETALHAMENTOS DOS PILARES

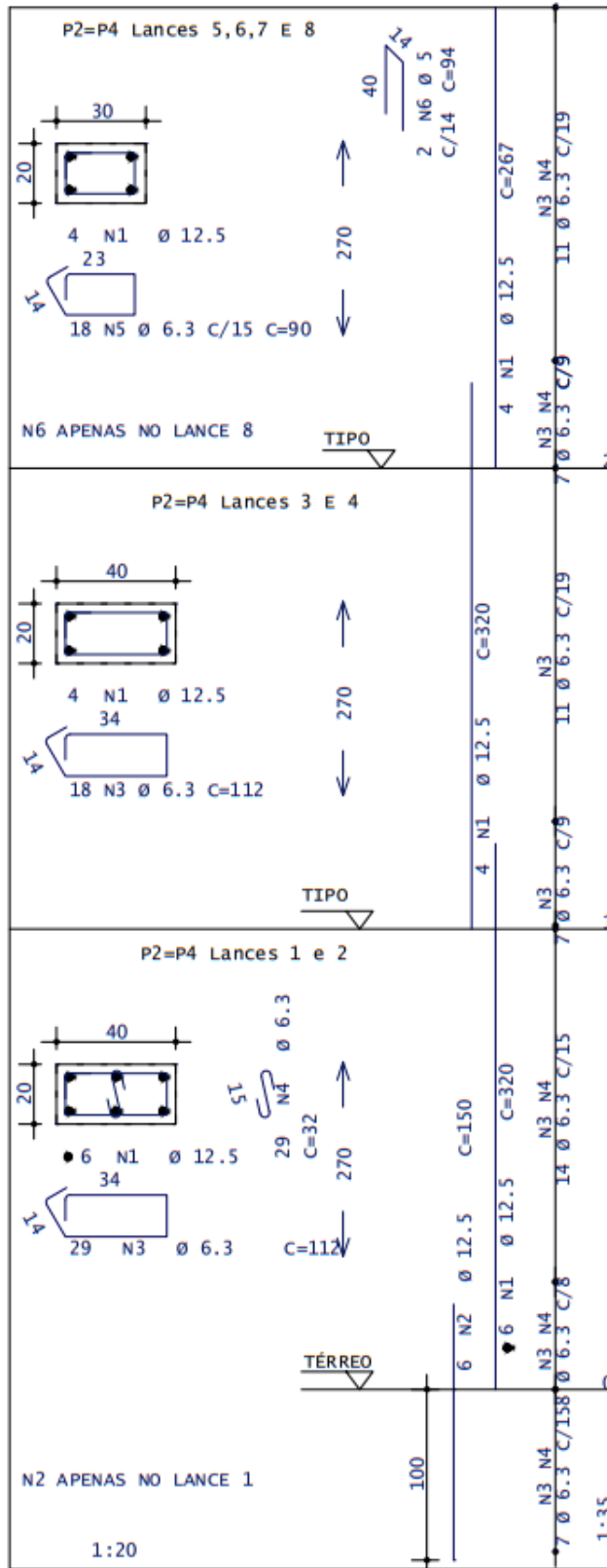
Figura 52 – Detalhamento dos pilares P1 = P5



(Fonte: Elaborado pelo autor)

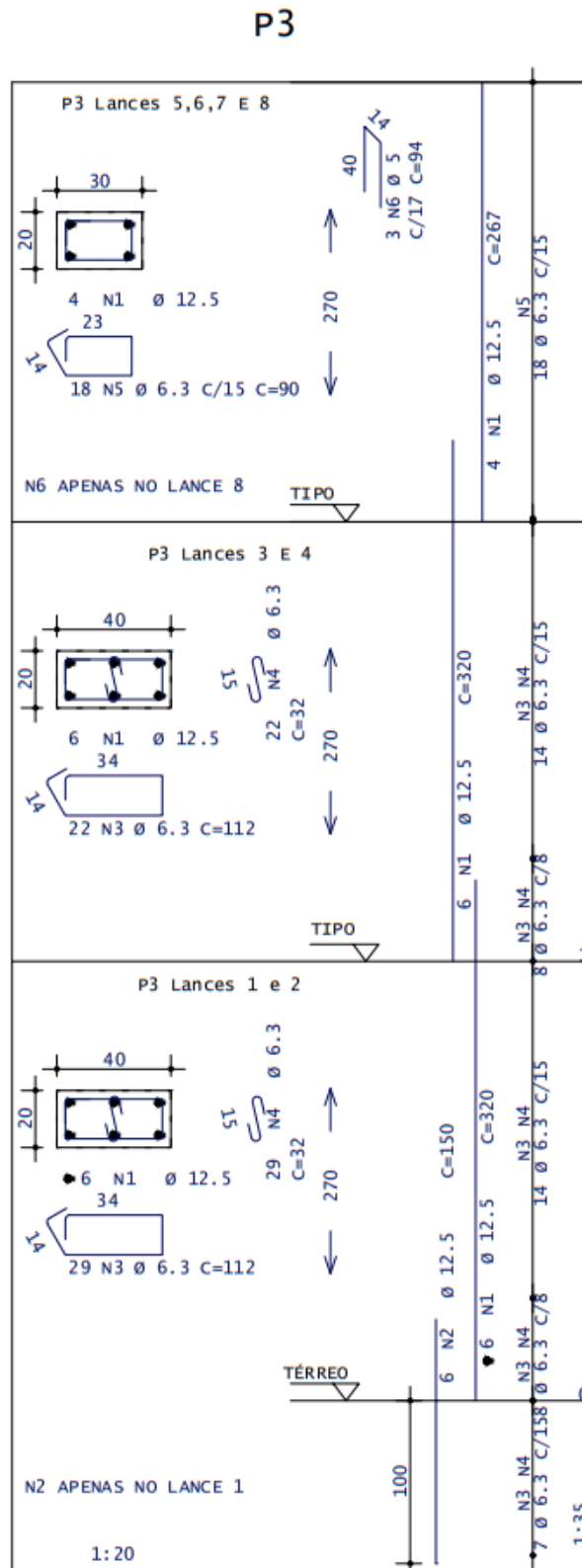
Figura 53 – Detalhamento dos pilares P2 = P4

P2=P4



(Fonte: Elaborado pelo autor)

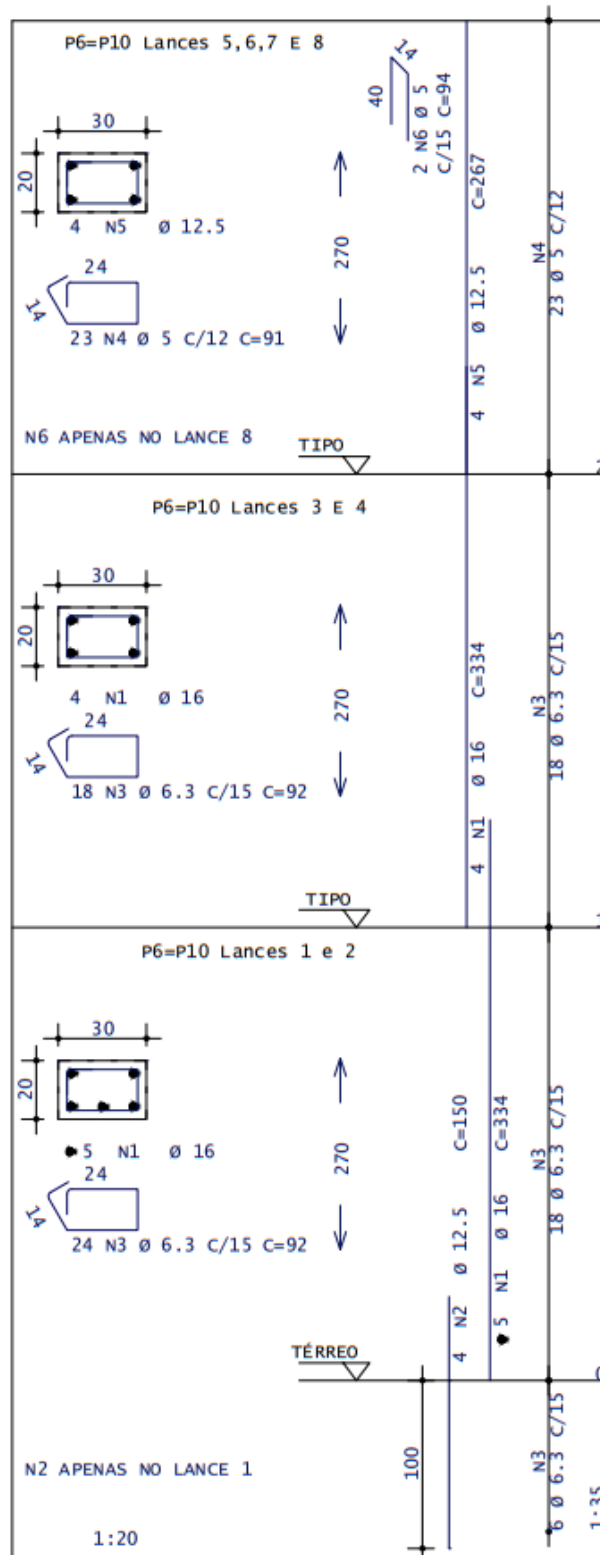
Figura 54 – Detalhamento do pilar P3



(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 55 – Detalhamento dos pilares P6 = P10

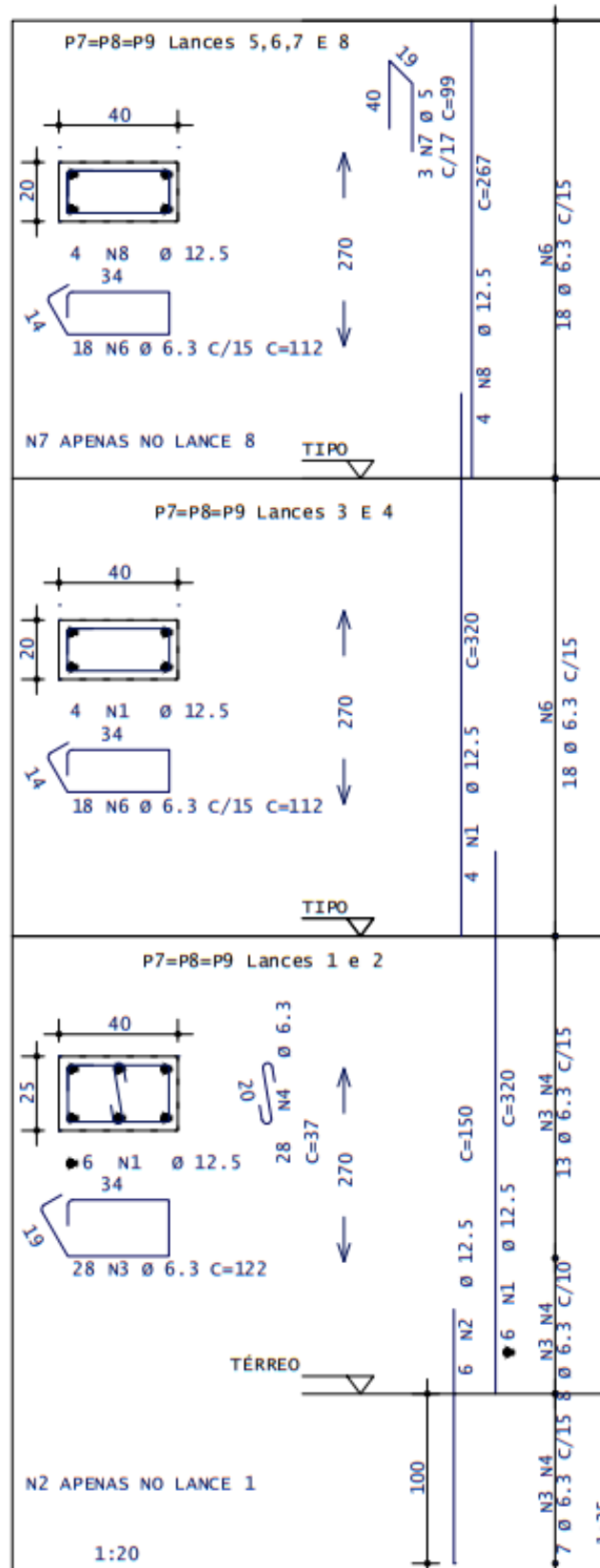
P6=P10



(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 56 – Detalhamento dos pilares P7= P8=P9

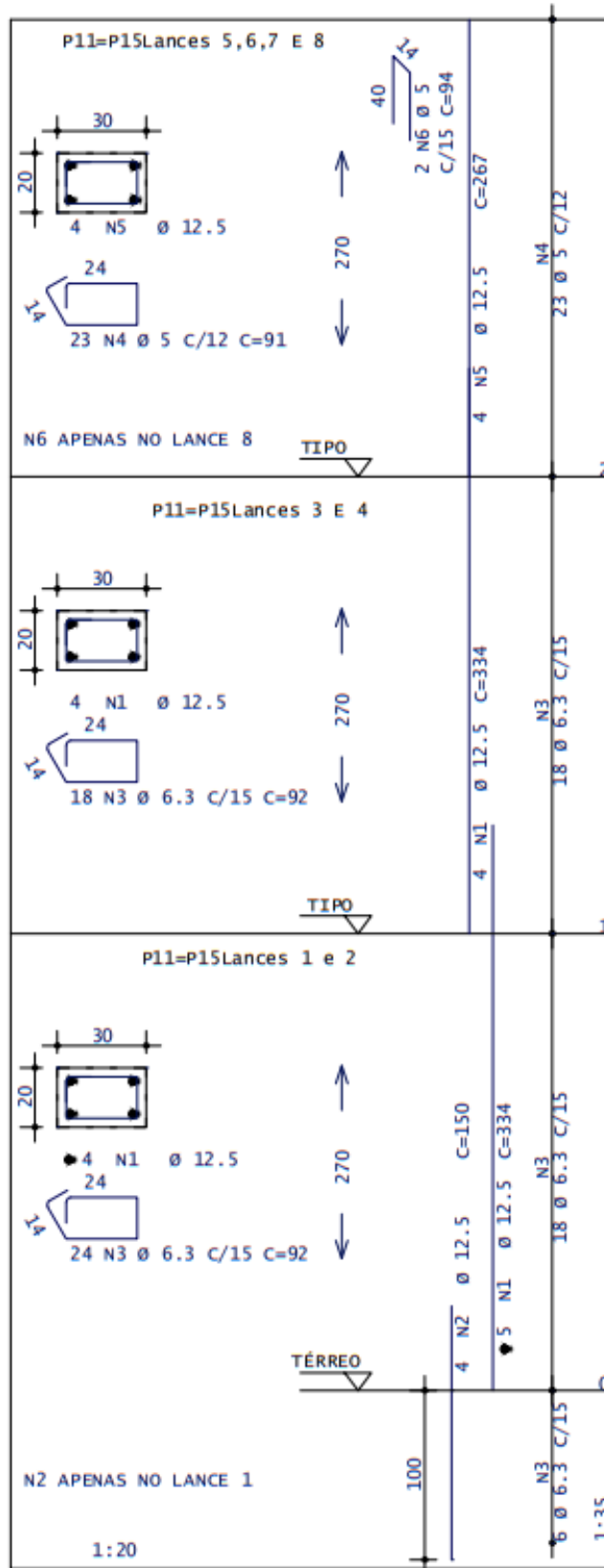
P7=P8=P9



(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 57 – Detalhamento dos pilares P11 = P15

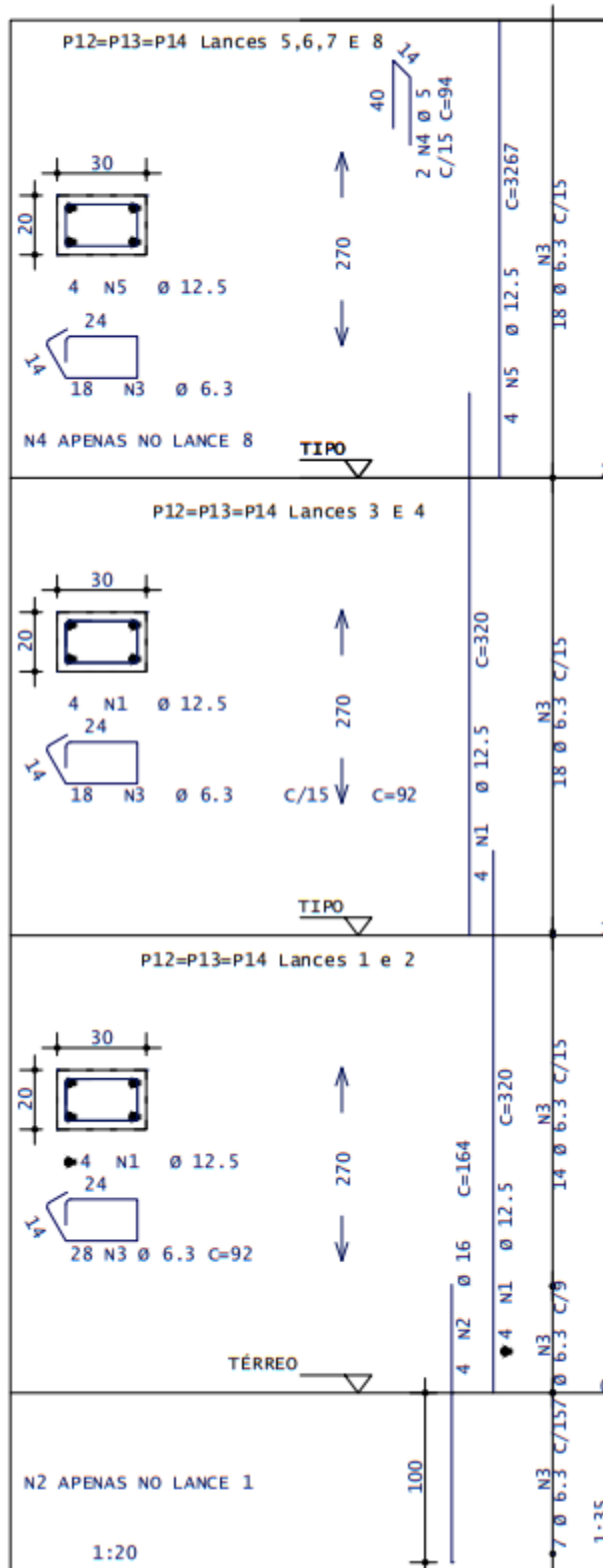
P11=P15



(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 58 – Detalhamento dos pilares P12=P13=P14

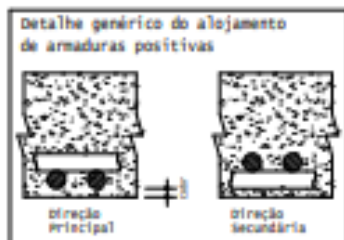
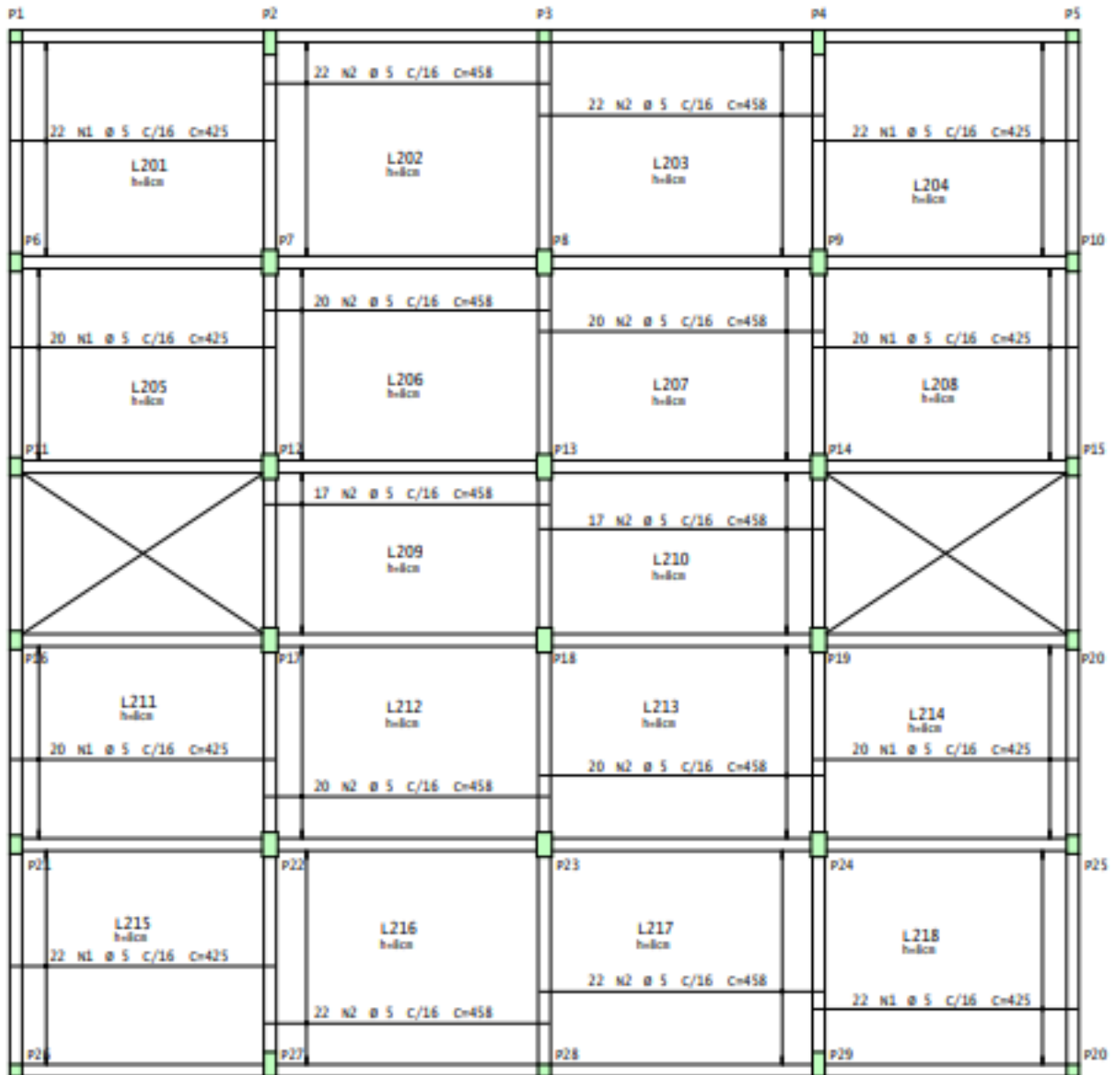
P12=P13=P14



(Fonte: Elaborado pelo autor)

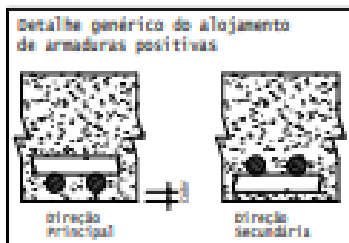
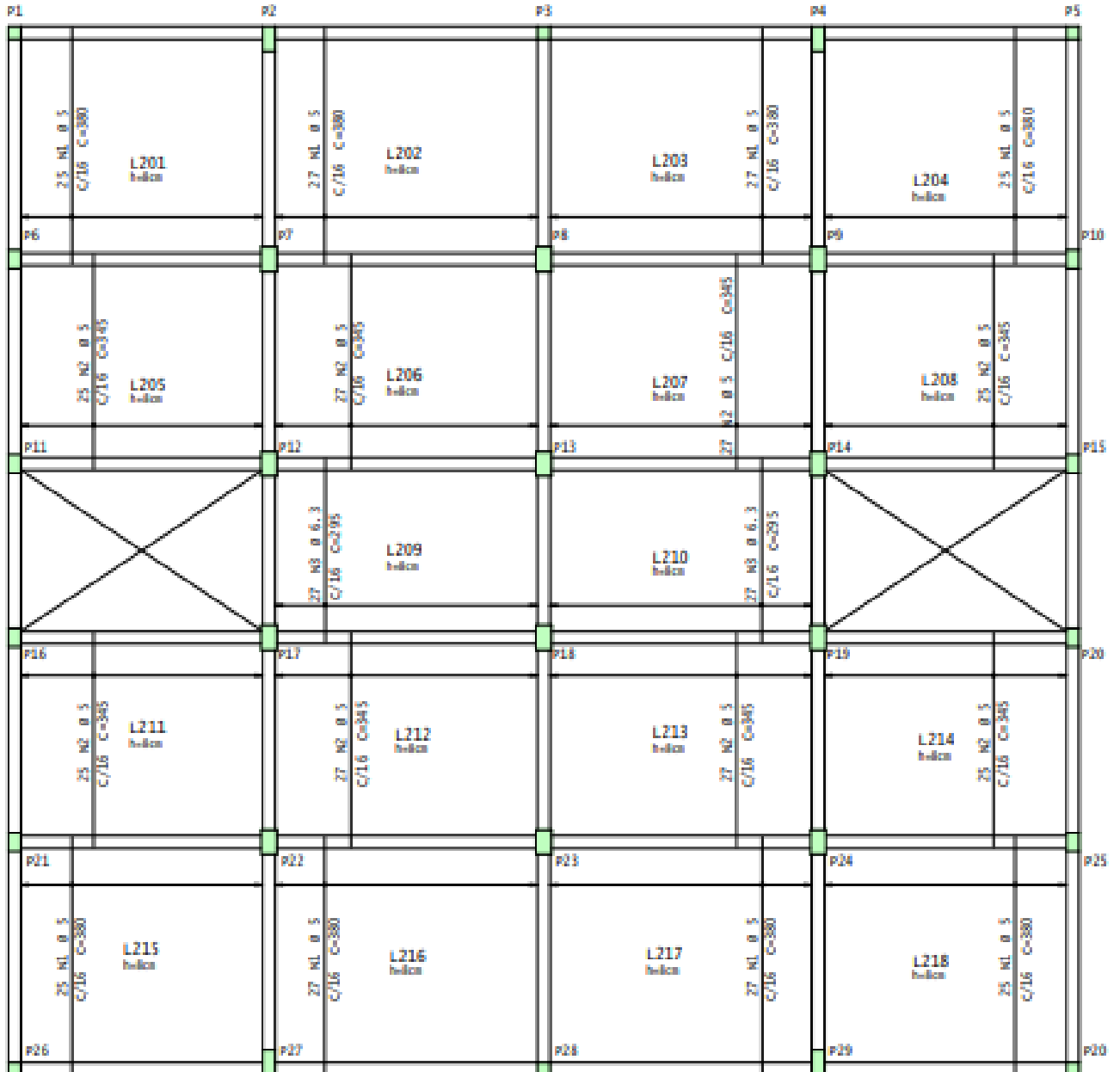
ANEXO G – DETALHAMENTOS DAS LAJES

Figura 59 – Detalhamento das lajes positivas principais



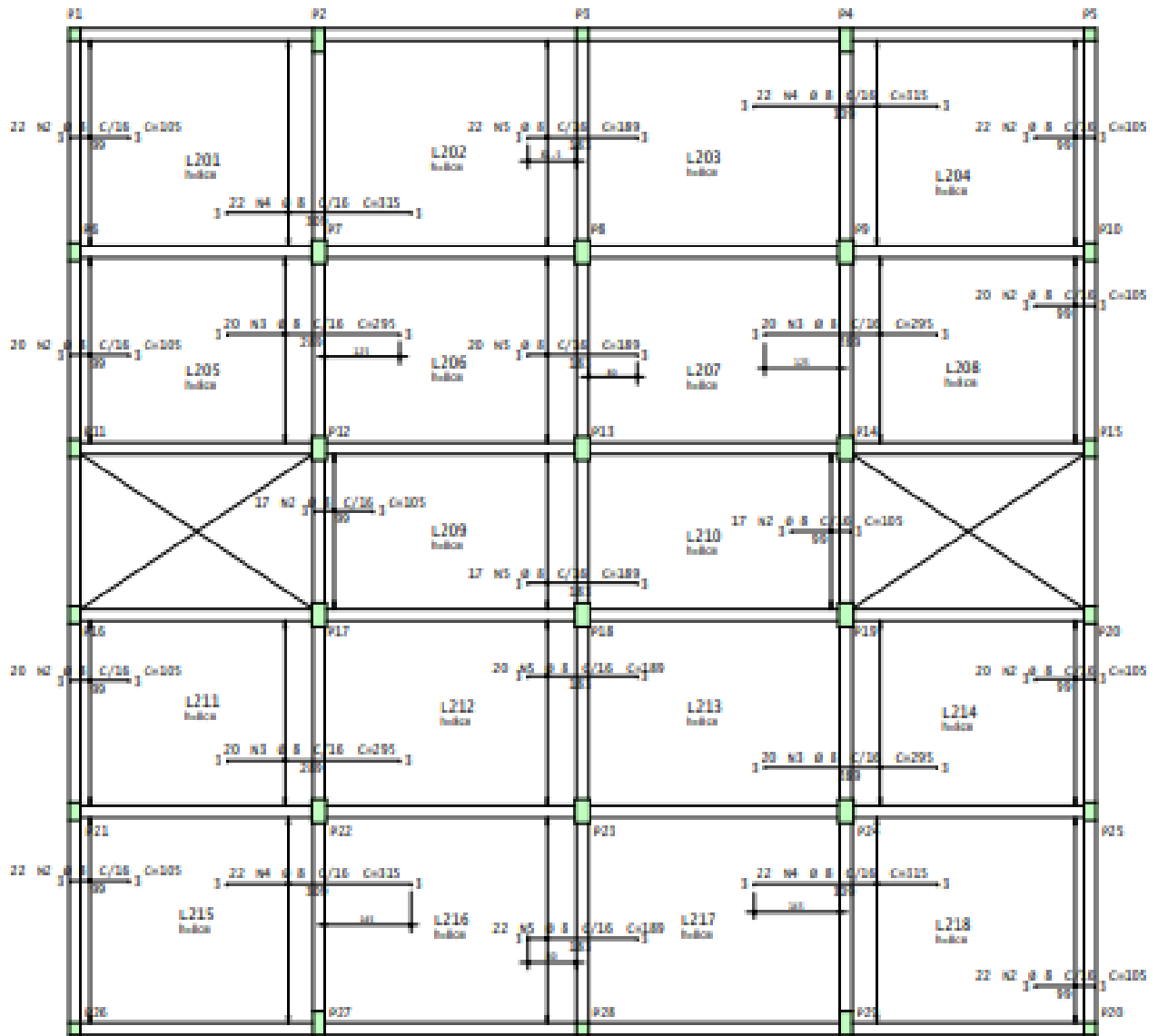
(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 60 – Detalhamento das lajes positivas secundárias

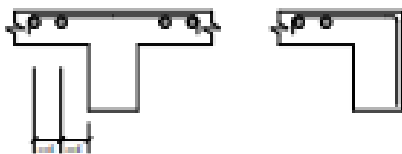


(Fonte: Elaborado pelo autor)

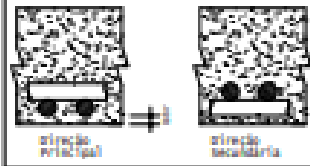
Figura 61 – Detalhamento das lajes negativas principais



DETALHE TÍPICO DE FERROS DE DISTRIBUIÇÃO DE ARMADURA NEGATIVA



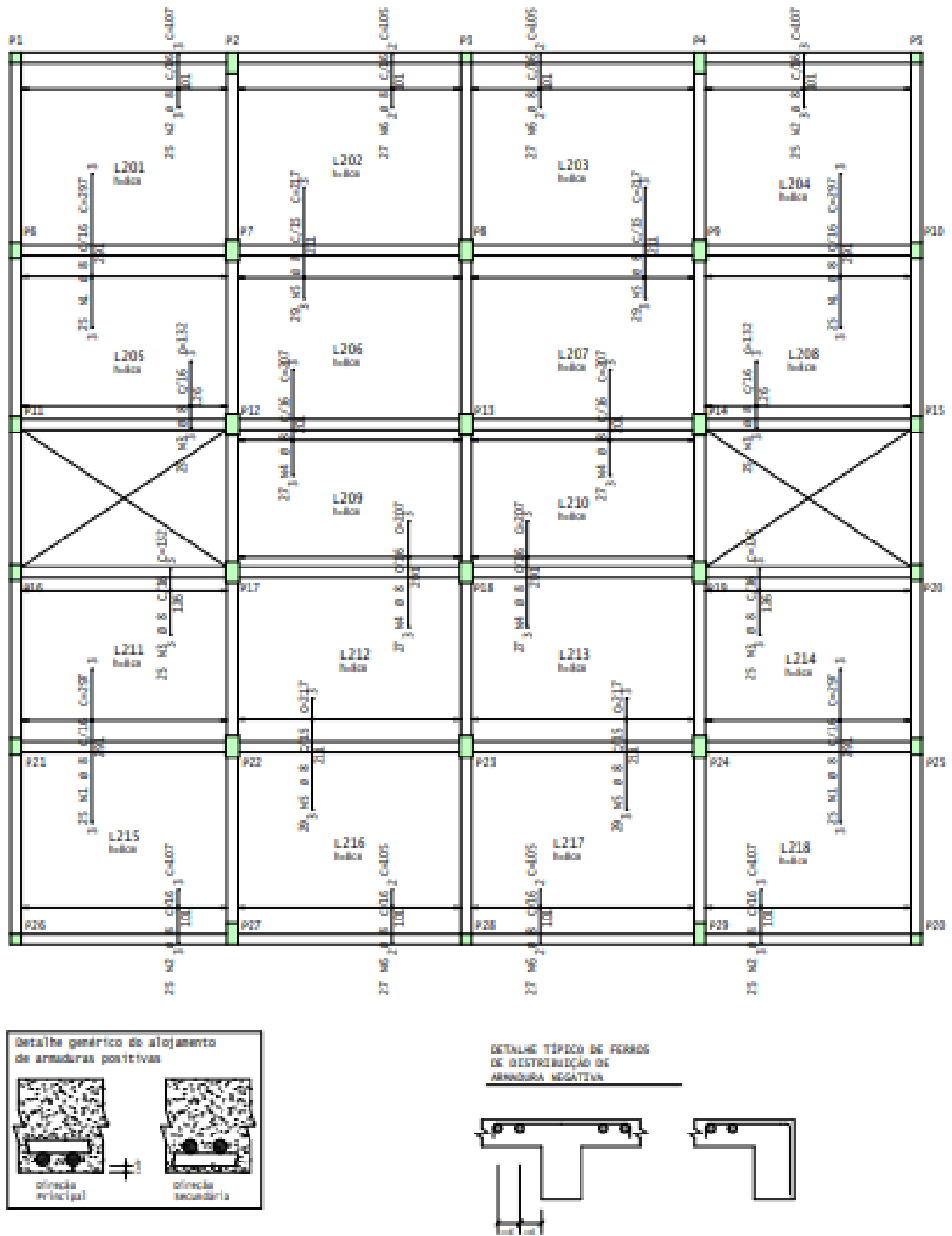
Detalhe genérico do alojamento de armaduras positivas



22 N4 Ø 8 C/20 Co1250

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Figura 61 – Detalhamento das lajes negativas secundárias



(Fonte: Elaborado pelo autor)