



SAULO GUIMARÃES CORDEIRO

**PROJETO ESTRUTURAL E FUNDAÇÃO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL  
MULTIFAMILIAR DE 10 PAVIMENTOS E DUAS TORRES UTILIZANDO LAJES  
NERVURADAS**

Itaperuna

2021

SAULO GUIMARÃES CORDEIRO

**PROJETO ESTRUTURAL E FUNDAÇÃO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL  
MULTIFAMILIAR DE 10 PAVIMENTOS E DUAS TORRES UTILIZANDO LAJES  
NERVURADAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito final para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil ao Centro Universitário Redentor.

**Orientador:** Rômulo Rodrigues Coelho Delfino Souza

**Coorientador:** Arthur Almeida Tavares

Itaperuna

2021

## FOLHA DE APROVAÇÃO

**Autor:** SAULO GUIMARÃES CORDEIRO

**Título:** PROJETO ESTRUTURAL E FUNDAÇÃO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR DE 10 PAVIMENTOS E DUAS TORRES UTILIZANDO LAJES NERVURADAS.

**Natureza:** Trabalho de conclusão de curso

**Objetivo:** Título de Bacharel em Engenharia Civil

**Instituição:** Centro Universitário Redentor

**Área de concentração:** Engenharia Civil com ênfase em Estruturas de Concreto armado

Aprovada em: \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

**Banca examinadora:**

---

Prof.º Rômulo Rodrigues Coelho Delfino Souza  
Engenheiro Civil  
Instituição: Centro Universitário Redentor

---

Prof.º Cristiano Pena Miller  
Engenheiro Civil, M. Sc.  
Instituição: Centro Universitário Redentor

---

Arthur Almeida Tavares  
Engenheiro Civil  
Instituição: Centro Universitário Redentor

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente a Deus, o melhor e maior Engenheiro de todos os tempos, sem toda sua graça, amor e misericórdia não teria chegado até aqui. Os 5 anos de imensa dedicação, foco e disciplina que resultaram nesse trabalho cooperaram significativamente para o surgimento de um engenheiro e para demonstrar que a sede e entusiasmo pelo conhecimento e novos aprendizados é algo constante para o início da jornada nessa área magnífica da ciência.

Agradeço aos meus pais, Delma Guimarães e Marcelo Cordeiro, bem como meus avós, minha companheira Raiana Reis e outros familiares próximos, por todo apoio incondicional, incentivo e sustento desse grande sonho que se torna real em minha vida.

Meu muito obrigado aos meus orientadores Rômulo Souza e Arthur Tavares, nos quais estiveram presentes ao longo de todo ciclo específico do curso contribuindo com conhecimentos valiosos, principalmente nestes últimos 12 meses, onde necessitei de paciência, atenção e tempo dedicados a mim. Diante disso, fizeram-se presentes.

Detenho grandiosa gratidão aos meus supervisores de estágio, Arq. Márcio Bruno Santos e Eng. Adilson Matioli, por todos ensinamentos e técnicas passadas a mim, colaborando ricamente à minha formação como Engenheiro.

Por fim, agradeço a UniRedentor por todo apoio e estrutura oferecida, cruciais em minha formação, ao corpo docente que me instruiu e oportunizou grandes aprendizados, levarei vocês em meu coração por toda vida.

“Não to mandei eu? Sê forte e corajoso; não temas, nem te espantes, porque o Senhor, teu Deus, é contigo por onde quer que andares.”

Josué 1:9

## RESUMO

Este trabalho aborda a projeção estrutural em concreto armado e fundação de uma edificação residencial multifamiliar composta de duas torres constituídas de 10 pavimentos cada, sob empregabilidade construtiva de lajes nervuradas enrijecidas com vigas-faixa e capitéis nos diversos pavimentos. Sendo apresentado integralmente os roteiros e etapas de projeto, desde a concepção dos elementos estruturais e previsão de carregamentos, análise global e localizada do sistema estrutural inserido, dimensionamentos da superestrutura e elementos de fundação profunda, detalhamentos e findando na confecção e emissão de pranchas técnicas, baseando-se em literaturas consolidadas sobre os assuntos e em concordância com as normativas vigentes em âmbito nacional. Neste trabalho, os objetivos propostos foram alcançados, analisando os mesmos como um ponto positivo a partir da construção por meio do sistema estrutural estudado.

Palavras chave: Concreto armado; Lajes nervuradas; Fundação profunda; estacas raiz.

## **ABSTRACT**

This paper addresses the structural design in reinforced concrete and foundation of a multifamily residential building composed of two towers consisting of 10 floors each, under constructive employability of ribbed slabs stiffened with band beams and capitals on the various floors. Being presented fully the scripts and project stages, since the conception of structural elements and prediction of shipments, global and localized analysis of the structural system inserted, dimensioning of the superstructure and deep foundation elements, detailing and conclusion in the making and issuing of technical boards, based on consolidated literature on the subjects and in accordance with national standards. In this project, the proposed objectives were successfully achieved, analyzing them as a positive aspect from the construction through the studied structural system.

Keywords: Reinforced concrete; Ribbed slabs; Deep Foundation; Piles source.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 01 - Lote selecionado para implantação dos projetos. ....	20
Figura 02 - Modelo tridimensional do edifício a ser projetado estruturalmente. ....	21
Figura 03 - Planta baixa do pavimento térreo.....	21
Figura 04 - Planta baixa referente ao subsolo.....	22
Figura 05 - Planta baixa relativa ao 2º pavimento. ....	22
Figura 06 - Planta baixa relativa ao 3º pavimento.....	23
Figura 07 - Planta baixa tipo – 4º ao 10º pavimento. ....	24
Figura 08 - Planta baixa da cobertura. ....	24
Figura 09 - Cortes B-B e C-C do arquitetônico.....	25
Figura 10 - Aproximação dos cortes B-B e C-C. ....	25
Figura 11 - Etapas de um projeto estrutural concebido em concreto armado. ....	26
Figura 12 - características geométricas das barras de alta aderência. ....	31
Figura 13 - Ações atuantes em um sistema estrutural. ....	32
Figura 14 - Utilização de fôrmas de polipropileno na execução de lajes nervuradas. .....	34
Figura 15 – Idealização estrutural do conjunto lajes nervuradas com faixas. ....	34
Figura 16 – Modelagem estrutural de vigas-faixa em um pavimento. ....	36
Figura 17 - Posicionamento dos pilares no projeto. ....	37
Figura 18 - Mecanismos resistentes de elementos de fundação por estacas. ....	41
Figura 19 - Processo executivo de estaca raiz.....	43
Figura 20 - Ligação característica entre elementos de fundações profundas. ....	44
Figura 21 - Perda de integridade de uma estrutura de concreto ao longo dos anos. .....	48
Figura 22 - Representação da densidade probabilística de resistência à compressão do concreto. ....	53
Figura 23 - Gráfico do módulo de elasticidade tangente inicial. ....	55
Figura 24 - Mapa de isopletas de velocidades básicas do vento $V_0$ , em (m/s). ....	66
Figura 25 - Efeitos de 2º ordem atuantes em um edifício.....	72
Figura 26 - Desaprumo considerado na verificação da estabilidade global da estrutura. ....	73

Figura 27 - Exemplificação do efeito P-Delta nas estruturas de edifícios.....	75
Figura 28 - Domínios de deformação do estado-limite último (ELU). .....	78
Figura 29 - Características da seção transversal de uma laje nervurada moldada in loco.....	79
Figura 30 - Componentes estruturais de uma seção transversal de laje nervurada. ....	80
Figura 31 -Seção transversal de uma laje nervurada contínua. ....	80
Figura 32 - Esquematização do perímetro crítico em lajes nervuradas estruturada com faixas. ....	88
Figura 33 – Seção transversal típica e parâmetros utilizados na definição do número de nervuras. ....	91
Figura 34 - Regiões do concreto protegidas pelo envolvimento sobre as barras. .	96
Figura 35 - Espaçamentos mínimos a serem adotados entre barras longitudinais segundo a NBR 6118 (2014).....	107
Figura 36 - Estimativa das áreas de influência de pilares. ....	109
Figura 37 - Arranjo de barras longitudinais em função do coeficiente $\alpha$ .....	115
Figura 38 - Modelo de escadas requerido pelo projeto arquitetônico.....	118
Figura 39 - Variáveis estruturais de uma escada residencial em concreto armado. ....	119
Figura 40 - Reservatórios superiores das torres dimensionados hidraulicamente. ....	123
Figura 41 - Reservatórios inferiores das torres dimensionados hidraulicamente. ....	124
Figura 42 - Carregamentos atuantes e condições de contorno de reservatórios. ....	125
Figura 43 - Exemplificação da funcionalidade do Método de Bielas e Tirantes. .	149
Figura 44 – Vista superior da esquematização metodológica de bielas e tirantes para blocos sobre estaqueamentos. ....	149
Figura 45- Parâmetros iniciais de entrada do projeto estrutural. ....	155
Figura 46- Locação e numeração de pilares em planta. ....	156
Figura 47- Representação dos elementos estruturais do nível subsolo. ....	157
Figura 48 - Representação dos elementos estruturais do nível térreo. ....	158
Figura 49 - Representação dos elementos estruturais do 2º pavimento. ....	159
Figura 50 - Representação dos elementos estruturais do 3º pavimento. ....	160
Figura 51 - Representação dos elementos estruturais do 4º ao 10º pavimento..	161

Figura 52 - Representação dos elementos estruturais do pavimento de cobertura. .....	162
Figura 53 - Modelagem tridimensional do sistema estrutural. ....	162
Figura 54 - Valores das sobrecargas acidentais previstas no projeto. ....	165
Figura 55 - Determinação do fator S1 relacionado à topografia do local.....	166
Figura 56 - Determinação do fator S2 relacionado à rugosidade do terreno. ....	167
Figura 57 - Determinação do fator probabilístico S3. ....	167
Figura 58 - Coeficientes de pressão externa das fachadas da edificação. ....	168
Figura 59 - Determinação dos coeficientes de pressão externa na cobertura da edificação. ....	169
Figura 60 – Parâmetros para cálculo de pressão interna na cobertura da edificação. ....	169
Figura 61 – Coeficientes finais de pressões atuantes no edifício.....	170
Figura 62 - Determinação dos coeficientes de pressão interna na cobertura da edificação. ....	170
Figura 63 - Dados iniciais do projeto de fundação. ....	205

## LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Classes de agressividade ambiental às estruturas de concreto.....	49
Tabela 02 - Relações água/cimento e resistências características mínimas de projeto. ....	50
Tabela 03 – Correspondência entre a CAA e o cobrimento nominal dos elementos. ....	50
Tabela 04 - classes de resistência à compressão do concreto. ....	53
Tabela 05 – Correspondência entre módulos de elasticidade e classes de resistências do concreto.....	56
Tabela 06 - Valores de coeficientes de aderência das barras de aço. ....	58
Tabela 07 - Coeficientes minoradores de resistências.....	60
Tabela 08 - Valores limites para abertura de fissuras em função da CAA. ....	62
Tabela 09 - Deslocamentos verticais limites segundo a NBR 6118 (2014).....	63
Tabela 10 - Coeficientes ponderadores para combinações do estado limite último. ....	68
Tabela 11 - Coeficientes de racionalização das ações consideradas em combinações de cálculo. ....	69
Tabela 12 - Fatores de correção F1 e F2 para cada tipologia de estaca. ....	131
Tabela 13 - Coeficientes K e $\alpha$ em função da tipologia de solo.....	131
Tabela 14 - Coeficientes K e $\alpha$ determinados por Laprovitera (1998) e Benegas (1993).....	132
Tabela 15 - Fatores de correção por Laprovitera (1998) e Benegas (1993). ....	133
Tabela 16 - Valores do fator $\beta$ em função do tipo estaca e solo. ....	134
Tabela 17 - Valores do fator $\alpha$ em função do tipo estaca e solo. ....	134
Tabela 18 - Coeficiente relativo ao tipo de solo.....	134
Tabela 19 - Valores do parâmetro $\beta$ em função da tipologia de estaca. ....	135
Tabela 20 - Valores do parâmetro $\alpha$ em função da tipologia de estaca e solo....	136
Tabela 21 - Diâmetros e cargas de catálogo usuais de estacas raiz. ....	138
Tabela 22 - Parâmetros normativos para dimensionamento estrutural de estacas moldadas in loco e tubulões.....	143
Tabela 23 - Carregamentos permanentes superficiais sobre lajes do nível térreo. ....	164

Tabela 24 - Carregamentos permanentes superficiais sobre lajes do 3º pavimento. .....	164
Tabela 25 - Carregamentos permanentes superficiais sobre lajes do pavimento tipo. ....	164
Tabela 26 - Carregamentos permanentes superficiais sobre lajes da cobertura.	165
Tabela 27 – Cálculo da capacidade de carga geotécnica pelo método de Aoki- Velloso. ....	206
Tabela 28 – Cálculo da capacidade de carga geotécnica pelo método de Laprovitera & Benegas. ....	206
Tabela 29 – Cálculo da capacidade de carga geotécnica pelo método de Décourt- Quaresma.....	207
Tabela 30 – Cálculo da capacidade de carga geotécnica pelo método de Alberto Henriques Teixeira. ....	207
Tabela 31 – Capacidade de carga ao atrito lateral admissível. ....	208
Tabela 32 – Capacidade de carga de ponta admissível.....	208
Tabela 33 – Capacidade de carga total admissível.....	209
Tabela 34 – Estaqueamentos do projeto.....	210

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>18</b>
<b>1.1</b>	<b>Fundamentos do projeto estrutural em concreto armado</b>	<b>26</b>
1.1.1	Etapas de um projeto estrutural em concreto armado	26
1.1.1.1	Concepção estrutural	26
1.1.1.2	Análise estrutural	27
1.1.1.3	Dimensionamento e detalhamento	27
1.1.1.4	Emissão de plantas técnicas	28
1.1.2	Concreto e aço para fins estruturais	28
1.1.2.1	Concreto simples como material estrutural	28
1.1.2.1.1	Mecanismos resistentes	28
1.1.2.2	Concreto armado	29
1.1.2.2.1	Vantagens e desvantagens	30
1.1.2.3	Aço destinado às armaduras passivas	30
1.1.3	Peças estruturais de concreto armado	31
1.1.3.1	Elementos estruturais terciários	32
1.1.3.1.1	Lajes nervuradas moldadas in loco	33
1.1.3.2	Elementos estruturais secundários	35
1.1.3.2.1	Vigas-faixa de concreto armado	35
1.1.3.3	Elementos estruturais primários	36
1.1.3.3.1	Pilares de concreto armado	36
1.1.3.4	Elementos estruturais complementares	37
1.1.3.4.1	Escadas e rampas	38
1.1.3.4.2	Reservatórios	38
<b>1.2</b>	<b>Fundamentos do projeto de fundação</b>	<b>38</b>
1.2.1	Fundamentos de projeto	39
1.2.2	Classificação dos elementos de fundação	40
1.2.2.1	Fundações profundas ou indiretas	40
1.2.2.1.1	Tipologia em estaca raiz	41
1.2.3	Elementos de transição	43
<b>1.3</b>	<b>Justificativa</b>	<b>44</b>
<b>1.4</b>	<b>Objetivos</b>	<b>45</b>
1.4.1	Objetivo geral	45
1.4.2	Objetivos específicos	45

<b>2</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>46</b>
<b>2.1</b>	<b>Projeto estrutural em concreto armado</b>	<b>46</b>
2.1.1	Medidas quanto à durabilidade das estruturas de concreto	47
2.1.1.1	Classes de agressividade ambiental	49
2.1.1.1.1	Resistências estruturais mínimas	49
2.1.1.1.2	Proteção das armaduras passivas	50
2.1.2	Propriedades físicas e mecânicas dos materiais	51
2.1.2.1	Concreto estrutural	51
2.1.2.1.1	Resistência característica à compressão	51
2.1.2.1.2	Resistência característica à tração	54
2.1.2.1.3	Módulo de elasticidade longitudinal	55
2.1.2.1.4	Coefficiente de Poisson	57
2.1.2.2	Características das armaduras passivas	57
2.1.2.2.1	Resistência característica à tração	57
2.1.2.2.2	Módulo de elasticidade longitudinal	58
2.1.2.2.3	Coefficientes de aderência	58
2.1.3	Segurança das estruturas de concreto armado	58
2.1.3.1	Estados limites últimos ( <i>ELU</i> )	59
2.1.3.1.1	Coefficientes de ponderação das resistências características	60
2.1.3.1.2	Tensões resistentes de projeto	60
2.1.3.2	Estados limites de serviço ( <i>ELS</i> )	61
2.1.3.2.1	Estado limite de abertura de fissuras em elementos estruturais ( <i>ELS-W</i> )	62
2.1.3.2.2	Estado limite de deformações excessivas ( <i>ELS-DEF</i> )	62
2.1.4	Ações e combinações em sistemas estruturais	63
2.1.4.1	Ações permanentes	64
2.1.4.2	Ações variáveis	65
2.1.4.2.1	Ações variáveis diretas	65
2.1.4.2.2	Ações variáveis indiretas	67
2.1.4.3	Coefficientes de segurança à ruptura	67
2.1.4.3.1	Coefficiente $\gamma_f$	67
2.1.4.4	Combinações das ações	69
2.1.4.4.1	Combinações das ações no estado limite último ( <i>ELU</i> )	70
2.1.4.4.2	Combinações de serviço	70
2.1.5	Verificação da estabilidade estrutural do edifício	71
2.1.5.1	Análise de segunda ordem	72

2.1.5.2 Verificação da estabilidade global.....	73
2.1.5.2.1 Imperfeições globais em edifícios .....	73
2.1.5.2.2 Coeficiente $\gamma_Z$ .....	74
2.1.6 Idealização e dimensionamento dos elementos estruturais colaborantes ao contraventamento .....	76
2.1.6.1 Domínios de deformação do ( <i>ELU</i> ).....	77
2.1.6.2 Lajes nervuradas moldadas in loco.....	79
2.1.6.2.1 Pré-dimensionamento.....	80
2.1.6.2.2 Modelagem dos carregamentos e análise estrutural.....	82
2.1.6.2.3 Verificação quanto ao estado limite de deformações excessivas ( <i>ELS-DEF</i> ) .....	84
2.1.6.2.4 Verificação quanto ao cisalhamento .....	87
2.1.6.2.5 Verificação quanto à punção .....	87
2.1.6.2.6 Dimensionamento das nervuras à flexão .....	88
2.1.6.2.7 Determinação das armaduras de distribuição da mesa .....	90
2.1.6.2.8 Determinação do número de nervuras e demais detalhamentos .....	91
2.1.6.3 Vigas-faixa .....	92
2.1.6.3.1 Pré-dimensionamento.....	92
2.1.6.3.2 Modelagem dos carregamentos e análise estrutural.....	93
2.1.6.3.3 Verificação quanto ao estado limite de abertura de fissuras ( <i>ELS-W</i> ) .....	95
2.1.6.3.4 Verificação do estado limite de deformações excessivas ( <i>ELS-DEF</i> ).....	97
2.1.6.3.5 Dimensionamento das armaduras de equilíbrio à flexão simples .....	101
2.1.6.3.6 Dimensionamento das armaduras de equilíbrio ao esforço cortante .....	104
2.1.6.3.7 Prescrições quanto ao detalhamento das armaduras de equilíbrio geral em vigas .....	106
2.1.6.4 Pilares.....	108
2.1.6.4.1 Pré-dimensionamento.....	108
2.1.6.4.2 Dimensionamento estrutural de pilares.....	110
2.1.6.4.3 Critérios quanto aos detalhamentos de pilares .....	116
2.1.7 Idealização e dimensionamento dos elementos estruturais complementares..	118
2.1.7.1 Escadas em formato “U” .....	118
2.1.7.1.1 Carregamentos permanentes em escadas .....	119
2.1.7.1.2 Carregamentos variáveis em escadas .....	121
2.1.7.1.3 Análise dos esforços internos e dimensionamento das armaduras principais .....	121

2.1.7.1.4 Armaduras de distribuição e controle de fissuras em escadas .....	121
2.1.7.2 Rampas de acesso .....	122
2.1.7.3 Reservatórios de edifícios.....	123
2.1.7.3.1 Carregamentos atuantes e esforços internos em reservatórios .....	124
2.1.7.3.2 Momentos fletores nas ligações entre lajes .....	127
2.1.7.3.3 Cálculo das armaduras de engastamento entre as paredes e fundo .....	127
<b>2.2 Projeto de fundação .....</b>	<b>128</b>
2.2.1 Parâmetros geotécnicos para o projeto .....	129
2.2.2 Métodos para determinação da capacidade de carga última da interação estaca-solo.....	129
2.2.2.1 Método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975) .....	130
2.2.2.1.1 Contribuição de Laprovitera (1998) & Benegas (1993) .....	132
2.2.2.2 Método semi-empírico de Décourt-Quaresma (1978) .....	133
2.2.2.3 Método semi-empírico de Alberto Henriques Teixeira (1996) .....	135
2.2.3 Capacidade de carga admissível e estaqueamentos.....	136
2.2.3.1 Fatores de segurança globais.....	136
2.2.3.2 Cargas estruturais de catálogo .....	138
2.2.3.3 Estaqueamentos.....	139
2.2.3.3.1 Metodologia de projeto nº1 .....	139
2.2.3.3.2 Metodologia nº2.....	141
2.2.4 Dimensionamento estrutural e detalhamento das estacas.....	143
2.2.4.1 Dimensionamento de estacas à compressão .....	144
2.2.4.2 Detalhamento das armaduras.....	146
2.2.5 Elementos de transição de cargas.....	147
2.2.5.1 Determinação da geometria dos blocos de coroamento .....	148
2.2.5.2 Dimensionamento estrutural dos blocos .....	148
<b>3 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>154</b>
<b>3.1 Projeto estrutural em concreto armado.....</b>	<b>154</b>
3.1.1 Definição dos dados iniciais do projeto.....	154
3.1.1.1 Definição da resistência característica à compressão .....	155
3.1.1.2 Cobrimentos nominais dos elementos estruturais .....	156
3.1.2 Concepção estrutural.....	156
3.1.3 Previsão dos carregamentos atuantes.....	163
3.1.3.1 Carregamentos permanentes de revestimentos, forros, telhas e sprinklers..	163
3.1.3.2 Carregamentos permanentes de alvenarias sobre lajes .....	163

3.1.3.3 Sobrecargas acidentais .....	165
3.1.3.4 Carregamentos oriundos do vento.....	166
3.1.4 Dimensionamento do projeto estrutural .....	171
3.1.4.1 Dimensionamento e detalhamento da laje nervurada .....	171
3.1.4.2 Dimensionamento e detalhamento da viga-faixa .....	181
3.1.4.3 Dimensionamento e detalhamento do pilar.....	190
3.1.4.4 Dimensionamento e detalhamento da escada tipo .....	197
3.1.4.5 Dimensionamento e detalhamento da rampa de acesso a garagem .....	201
<b>3.2 Projeto de fundação .....</b>	<b>204</b>
3.2.1 Definição dos dados iniciais do projeto.....	204
3.2.2 Dimensionamento geotécnico das estacas raiz .....	205
3.2.2.1 Método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975) .....	205
3.2.2.2 Contribuição de Laprovitera (1998) & Benegas (1993) .....	206
3.2.2.3 Método semi-empírico de Décourt-Quaresma (1978) .....	206
3.2.2.4 Método semi-empírico de Alberto Henriques Teixeira (1996) .....	207
3.2.2.5 Capacidade de carga geotécnica admissível.....	207
3.2.3 Determinação do número de estacas por bloco.....	209
3.2.4 Dimensionamento estrutural de estacas à compressão.....	211
3.2.5 Dimensionamento do bloco de coroamento.....	216
<b>4 CONCLUSÃO .....</b>	<b>220</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>223</b>
ANEXO A – Relatórios de sondagem de simples reconhecimento (SPT) – Perfis estratigráficos. ....	227
ANEXO B – Relatórios de sondagem rotativa (SR) – Perfis estratigráficos. ....	229
ANEXO C – Geometrias usuais de blocos de coroamento até 6 estacas.....	231
ANEXO D – Reações de apoio em estaqueamentos, em função da tipologia de bloco utilizada. ....	232

## 1 INTRODUÇÃO

Ao decorrer da evolução humana como sociedade, novas tecnologias são desenvolvidas e vigoradas nacional e internacionalmente, nesse contexto, a construção civil possui um papel fundamental nesse desenvolvimento. Novos métodos executivos surgem com o intuito de gerar economias de insumos no canteiro de obras, assim como o ganho de produtividade por parte da mão-de-obra, objetivando a entrega de empreendimentos antes do prazo previsto e, em razão disso, acarretando mais lucro para a empresa. Diante desse cenário, a realização de projetos estruturais, compreendendo a superestrutura e fundação, também detém um papel fundamental nesse progresso, possibilitando consideráveis ganhos de economia em virtude da utilização de ferramentas computacionais aliadas a metodologias modernas, que além de concederem maior precisão aos projetos, conferem segurança e eficiência à estrutura.

Torna-se oportuno enfatizar que nos dias atuais é quase impossível a elaboração de projetos estruturais de edificações de grande porte, principalmente verticais, sem o auxílio de ferramentas computacionais, as quais possibilitam ao projetista elevados ganhos de produtividade, além de motivá-lo à realização de análises mais profundas e complexas, se aproximando cada vez mais da realidade, levando em consideração nos projetos variáveis preponderantes como ações dinâmicas de vento, bem como a estabilidade global da edificação (KIMURA, 2017).

Em face à crescente demanda por compatibilizações entre projetos, sejam eles residenciais ou comerciais, inúmeras exigências arquitetônicas são constantemente impostas aos projetos estruturais, um exemplo disso é a realização de concepções estruturais adeptas de grandes vãos, bem como um número reduzido de pilares, visando a construção de ambientes mais fluidos e atrativos. Tais exigências, aliadas ao propósito da realização de projetos seguros, eficientes, mas também econômicos, acabam inviabilizando a utilização de peças estruturais largamente utilizados desde os primórdios, como pavimentos em lajes maciças.

Segundo Araújo (2014), a decisão pela utilização desse tipo de laje em grandes vãos, acima de seis metros por exemplo, culminaria em uma solução antieconômica, em virtude da elevada espessura que os dimensionamentos

exigiriam para a laje, chegando ao ponto de a maior parcela de seu carregamento ser constituída pelo seu peso próprio. Nesse contexto, a utilização de pavimentos em lajes nervuradas moldadas in loco, enrijecidas com a introdução de vigas-faixa de concreto armado, torna-se uma solução inteligente para estas situações, promovendo na maioria dos casos o atendimento a tais imposições arquitetônicas e econômicas.

Diante dos benefícios oferecidos pelo modelo estrutural, a proposta desse trabalho converge à elaboração de um projeto estrutural em concreto armado e fundação, aderindo uma concepção por lajes nervuradas em conjunto com vigas-faixa, apresentando ao transcorrer do trabalho as vantagens e benefícios da utilização dessa tipologia de laje em edifícios verticais, no que se refere à eficiência estrutural dos elementos, atendimento a possíveis exigências advindas da arquitetura, além da economia de materiais como concreto, aço e fôrmas.

É oportuno mencionar que o projeto estrutural, um dos frutos desse trabalho, será elaborado tendo como base um projeto arquitetônico de um edifício em duas torres de uso residencial multifamiliar, composto por dez pavimentos e subsolo, cuja posse é do Engenheiro Elenio D. Poubel.

Quanto ao projeto de fundação, a segunda proposta projetual do trabalho, adotaremos para tal o uso de fundações profundas (indiretas), tendo em vista o porte da edificação a ser projetada, onde o número de pavimentos pode inviabilizar a utilização de fundações diretas. Assim sendo, selecionou-se a tipologia em estaca raiz como possível solução, onde suas vantagens e características serão descritas no transcorrer do trabalho.

O motivo pela seleção dessa tipologia para o projeto, dentre várias outras opções, apóia-se nas metodologias executivas largamente utilizadas na região por projetistas do ramo, função de fatores como equipamentos disponíveis não tão distantes do canteiro de obras (o que confere economia em função da logística), versatilidade dos equipamentos em centros urbanos, assim como no canteiro de obras, o que aumenta a produtividade na etapa de fundações. Ressalta-se também, quanto às características geológicas-geotécnicas, a boa eficiência das estacas raiz face à vários perfis estratigráficos de solos.

No que se refere à localização selecionada para implantação do edifício, o respectivo projeto arquitetônico foi planejado para um terreno localizado no bairro Cidade Nova, zona residencial de média densidade (ZRMD) da cidade de

Itaperuna, Mesorregião do Noroeste Fluminense. Tal cidade, que de acordo com dados do IBGE (2020) apresenta uma considerável ascensão populacional nas últimas décadas, tendo uma população estimada em 103.800 pessoas, dispondo de um aumento em 17% no IDHM (índice de desenvolvimento humano municipal), em um intervalo dos anos 2000 a 2020, portando uma densidade demográfica na faixa de 86,71 habitantes/km<sup>2</sup>.

Em virtude do atual desenvolvimento local, a tendência é para a continuidade de uma crescente demanda por construções de edifícios verticais na região. Nesse pressuposto, a utilização de métodos e sistemas construtivos modernos e eficientes, que geram encurtamento no cronograma de obras e economia de insumos (concreto, aço fôrmas), acarretando lucro para o empreendimento, torna-se crucial para uma empresa do ramo.

A Figura 01 mostra a vista aérea do lote selecionado, compreendendo uma porção de terra com metragem igual a 1.530,00 m<sup>2</sup>, além de possuir testada de 51,00 metros.

Figura 01 - Lote selecionado para implantação dos projetos.



Fonte: Google Street View (2021).

Uma vez apresentada as propostas projetuais deste trabalho, bem como o lote selecionado para implantação, situaremos os leitores denotando adiante as principais características e peculiaridades do projeto arquitetônico, que compreende uma área total construída igual a 9.713,52 m<sup>2</sup>.

A princípio, pode-se mostrar por meio da Figura 02 a projeção tridimensional (renderização) elaborada pelo projeto arquitetônico.

Figura 02 - Modelo tridimensional do edifício a ser projetado estruturalmente.

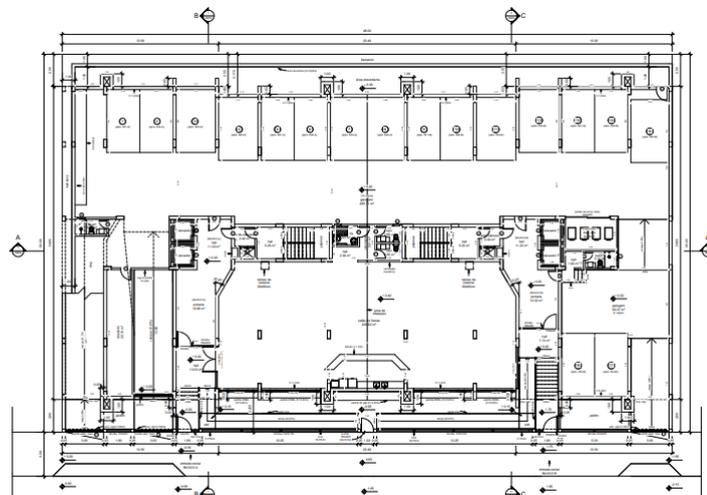


Fonte: Elienio D. Poubel (2018).

Adentrando nas características de cada pavimento concebidos arquitetonicamente, iniciaremos apresentando os pavimentos destinados a garagens e outros usos, sendo estes o pavimento térreo, subsolo e o segundo pavimento, onde ambos possuem 48,00 metros de largura por 24,85 de profundidade, aproveitando por completo e legalmente o espaço ofertado pelo terreno.

O pavimento térreo compreende uma metragem de 1.146,55 m<sup>2</sup>, sendo constituído por 17 vagas de garagem, salão de festas, banheiros de serviço além do acesso ao reservatório inferior (cisterna). Tais contornos do pavimento são mostrados pela Figura 03.

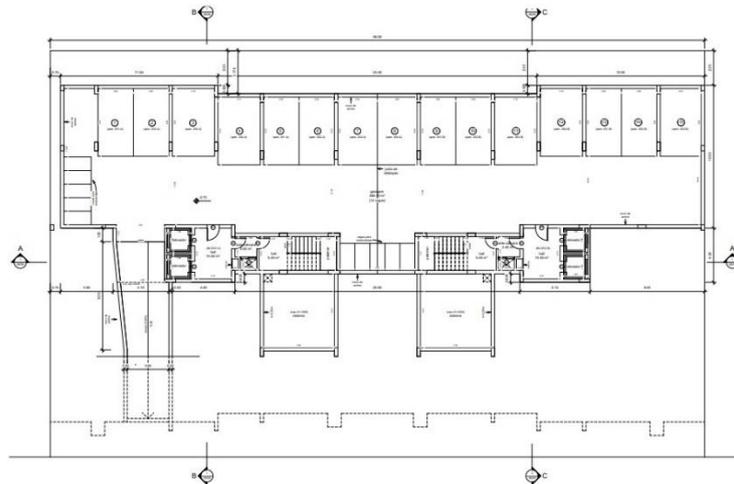
Figura 03 - Planta baixa do pavimento térreo.



Fonte: Elienio D. Poubel (2018).

O desnível do terreno em relação a rua possibilitou que o projeto arquitetônico contemplasse um subsolo de 485,10 m<sup>2</sup>, com desnível igual a - 2,55m, onde projetou-se mais 15 vagas de garagem. Observa-se tais característica do nível subsolo pela Figura 04.

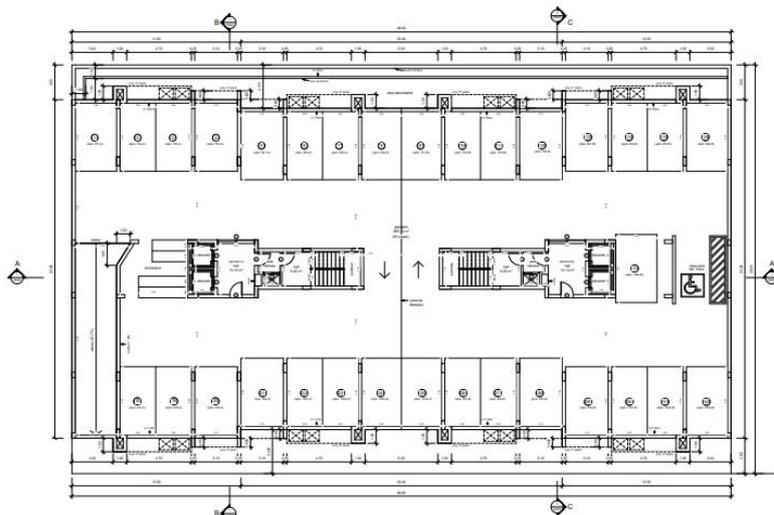
Figura 04 - Planta baixa referente ao subsolo.



Fonte: Elenio D. Pobel (2018).

O segundo pavimento, mostrado pela Figura 05, também foi concebido como garagem, destinado a mais 32 vagas. O respectivo pavimento possui 985,14 m<sup>2</sup>.

Figura 05 - Planta baixa relativa ao 2º pavimento.

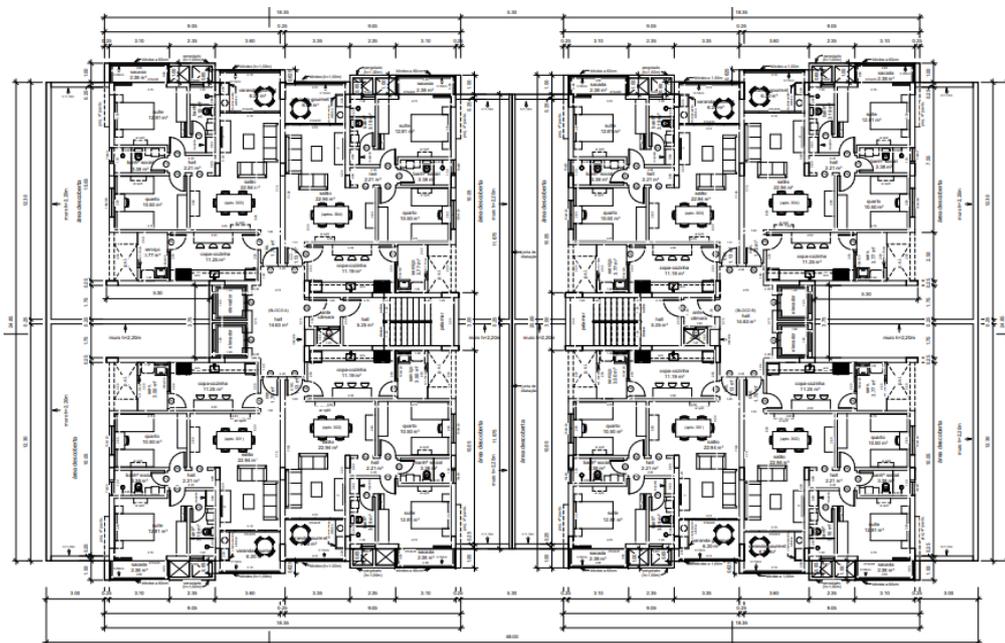


Fonte: Elenio D. Pobel (2018).

Acerca dos níveis destinados exclusivamente ao uso residencial, estes compreendem níveis do terceiro ao décimo pavimento, onde em cada andar foram projetados um número de 4 apartamentos/bloco (torre), sendo cada bloco projetado com 18,35 metros de largura e 26,85 metros de profundidade.

O terceiro pavimento compreende uma área de 841,24 m<sup>2</sup>, onde suas feições e contornos projetados arquitetonicamente são vistos através da Figura 06.

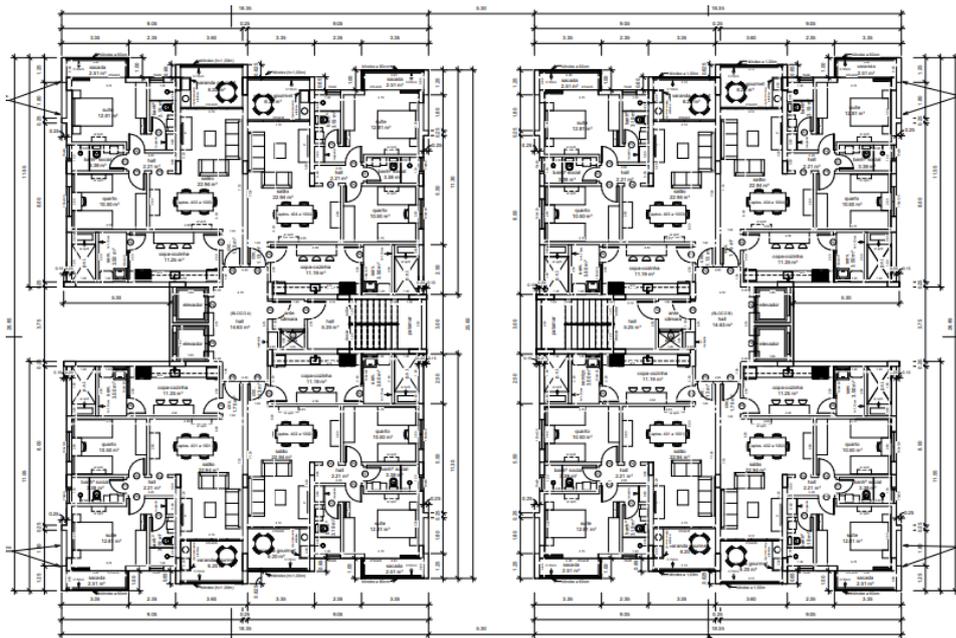
Figura 06 - Planta baixa relativa ao 3º pavimento.



Fonte: Elienio D. Poubel (2018).

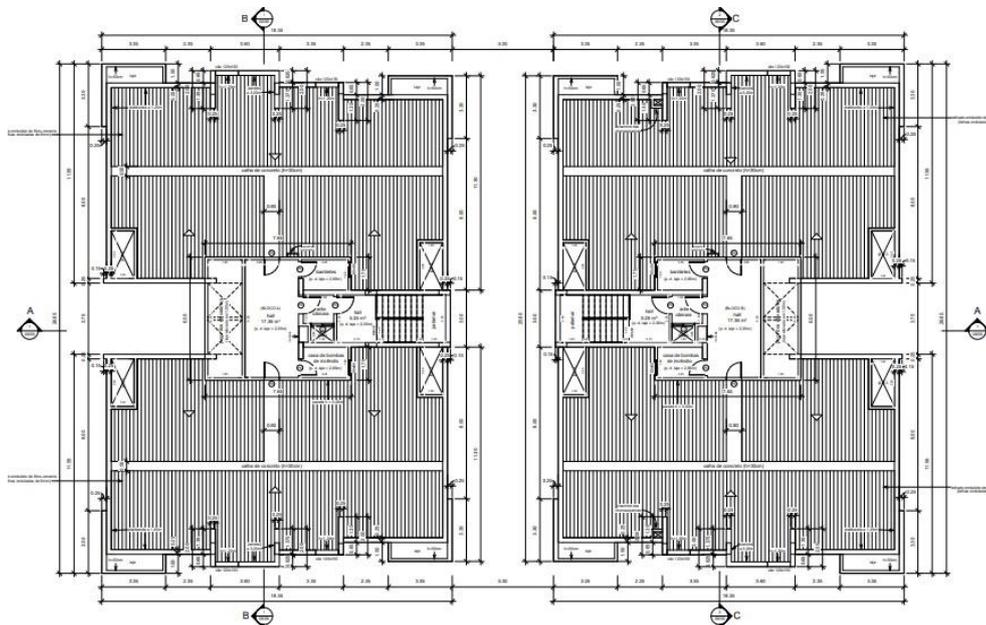
A Figura 07 mostra o pavimento-tipo do projeto arquitetônico, espelhado até o décimo andar, também composto por quatro apartamentos/bloco, culminando um total de 5.888,68 m<sup>2</sup>. Quanto a cobertura projetada, vista na Figura 08, por ela têm-se acesso aos barriletes do reservatório superior, além da casa de bombas de incêndio.

Figura 07 - Planta baixa tipo – 4° ao 10° pavimento.



Fonte: Elienio D. Poubel (2018).

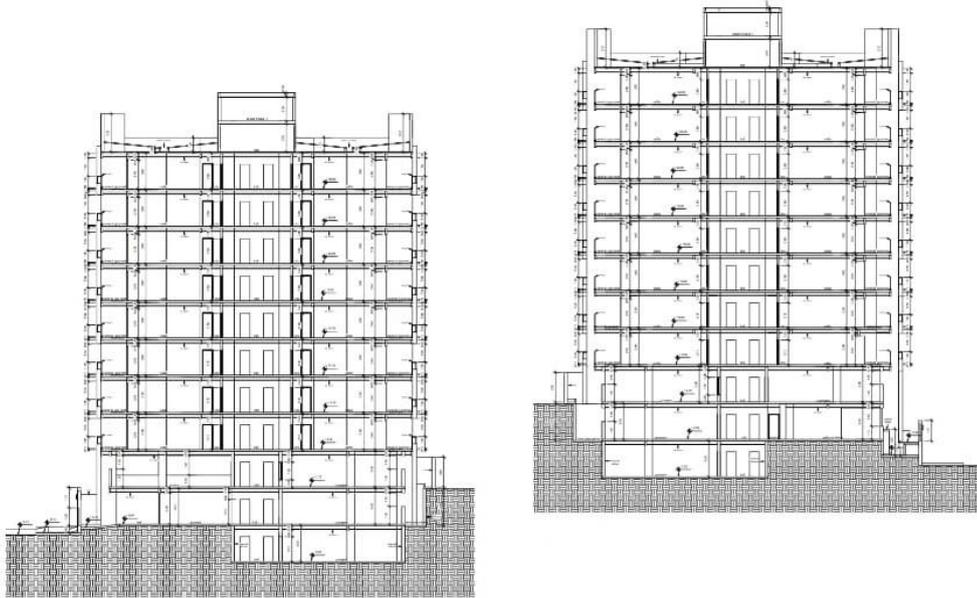
Figura 08 - Planta baixa da cobertura.



Fonte: Elienio D. Poubel (2018).

É plausível descrevermos as características verticais do edifício, vistas pelos Cortes da Figura 09, onde projetou-se um pé direito padrão igual a 3 metros nos níveis de garagem e residenciais, que somando-se ao ático, culmina em uma altura total da edificação igual a 37,35 metros.

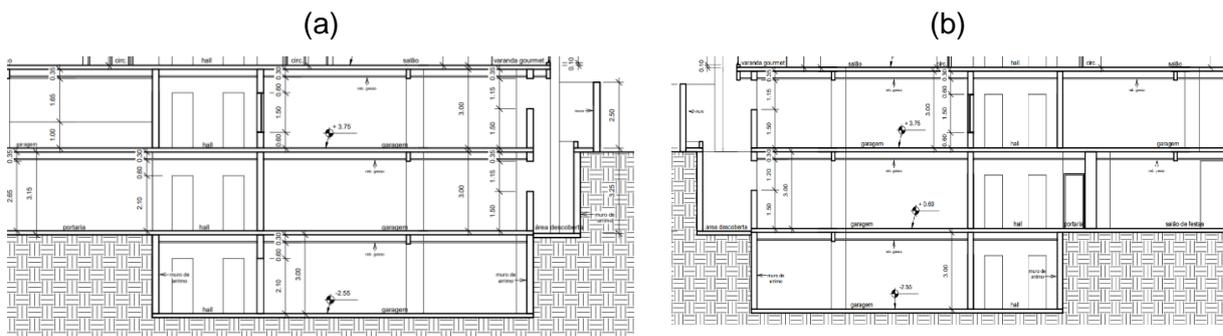
Figura 09 - Cortes B-B e C-C do arquitetônico.



Fonte: Elenio D. Poubel (2018).

Por desfecho, daremos enfoque ao corte de forma aproximada referente ao nível do subsolo, onde observa-se, na Figura 10, o desnível de 2,55 metros, sendo necessário a realização de um projeto de contenção ao longo da periferia onde planejou-se tais cortes de terra.

Figura 10 - Aproximação dos cortes B-B e C-C.



Legenda: (a) Aproximação do Corte B-B destacando desnível de uma das garagens; (b) Aproximação do Corte C-C destacando a mesma característica.

Fonte: Elenio D. Poubel (2018).

## 1.1 Fundamentos do projeto estrutural em concreto armado

Esta seção trata sobre as principais características e particularidades dos projetos estruturais em concreto armado, bem como a conceituação de mecanismos e elementos pertencentes ao mesmo, cujos embasamentos são fundamentados em normas técnicas que norteiam o assunto, tais como a ABNT NBR 6118 (2014), assim como em bibliografias técnicas condizentes com o tema proposto.

### 1.1.1 Etapas de um projeto estrutural em concreto armado

A elaboração de um projeto estrutural, proposta desse trabalho, é uma tarefa diferenciada e envolve etapas específicas, onde conhecimentos teóricos, mas também práticos, são fundamentais no processo. Em uma visão geral sobre essa classe de projetos, são apresentadas aqui as principais etapas do processo, as quais deverão ser executadas minuciosamente para o atendimento aos requisitos de segurança, qualidade, eficiência estrutural e economia. É mostrado abaixo, na Figura 11, um breve roteiro sequencial desta natureza de projeto.

Figura 11 - Etapas de um projeto estrutural concebido em concreto armado.



Fonte: Guia da Engenharia (2018).

#### 1.1.1.1 Concepção estrutural

Conforme Kimura (2017), o ponto de partida se dá pela realização de uma concepção estrutural, cujos objetivos principais são identificar e interpretar corretamente os principais aspectos e desafios existentes no projeto arquitetônico.

Procedendo para a definição do sistema construtivo e os dados relacionados a esse material escolhido para a realização do projeto, bem como a idealização da solução mais adequada e eficiente no momento de definição do modelo estrutural, como a escolha do tipo de laje à empregar aos pavimentos, pré-dimensionamento inicial da seção de vigas, pilares, assim como as ações que incidirão sobre a estrutura.

Aqui, manifesta-se a principal arma de um projetista de estruturas, a sensibilidade estrutural.

“Esta intuição é, para mim, uma maneira de sentir a estrutura, como as cargas caminham, como a estrutura se deforma, quais são seus pontos críticos, e isso não de uma forma mediada pela linguagem ou pela matemática, e sim com outras partes de nosso cérebro.” (KIMURA, 2017, p. 1)

#### 1.1.1.2 Análise estrutural

Outro passo importante no transcorrer do ciclo dos projetos estruturais, sucedente a concepção, diz respeito à análise estrutural do modelo inserido, onde são calculados os efeitos das ações externas sobre a estrutura. Em outras palavras, consiste em determinar os deslocamentos horizontais e verticais, assim como os esforços solicitantes por intermédio de um modelo no qual simulará a estrutura real (KIMURA, 2017).

#### 1.1.1.3 Dimensionamento e detalhamento

Nesta fase, dispendo da análise e validação do modelo estrutural concebido na etapa primária de projeto, ou seja, tendo a comprovação de que os deslocamentos horizontais relacionados à estabilidade global do edifício, tal como as deformações verticais provenientes da análise linear, apresentam valores inferiores aos limites normativos, procede-se ao dimensionamento e detalhamento das peças estruturais, de acordo com as solicitações calculadas na etapa antecedente. Nessa etapa de projeto busca-se pelo atendimento às recomendações de normas técnicas específicas ao assunto, quanto às

metodologias de dimensionamento e disposição das armaduras nas peças estruturais.

#### 1.1.1.4 Emissão de plantas técnicas

O produto final de um projeto estrutural é composto basicamente por desenhos técnicos, fruto dos dimensionamentos dos diversos elementos constituintes do sistema estrutural. Nessa etapa final são emitidas pranchas contendo detalhamentos pertinentes, parâmetros mecânicos relacionados aos materiais empregados, especificações de como executar a estrutura na obra e demais informações relevantes ao projeto (KIMURA, 2017).

#### 1.1.2 Concreto e aço para fins estruturais

São abordados princípios pertinentes ao entendimento do mecanismo por trás dos projetos estruturais em concreto armado.

##### 1.1.2.1 Concreto simples como material estrutural

No que concerne ao sistema construtivo definido para elaboração do projeto, isto é, os materiais que irão compor as diversas peças do sistema estrutural, optou-se pela utilização do concreto armado, produto da associação entre o concreto simples e o aço. O concreto simples, um dos protagonistas do sistema construtivo optado, de acordo com Araújo (2014), é obtido por meio de uma mistura íntima e convenientemente proporcionada de cimento, agregado miúdo (areia), agregado graúdo (britas) e água, podendo também conter adições e/ou aditivos em sua mistura.

##### 1.1.2.1.1 Mecanismos resistentes

No que se refere aos mecanismos resistentes do concreto, sua capacidade de carga à compressão em seu estado endurecido é a principal delas, sendo uma das principais vantagens de seu uso, podendo ser obtida através do ensaio de compressão centrada onde são ensaiados corpos-de-prova cilíndricos, cujas

prescrições da geometria destes, assim como as etapas do ensaio, são encontradas na ABNT NBR 5739 (2018).

Tal ensaio também permite a obtenção de outras propriedades mecânicas substanciais do concreto, como exemplo o módulo de elasticidade longitudinal e o coeficiente de Poisson (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2019).

#### 1.1.2.2 Concreto armado

Em contrapartida, o concreto simples possui uma baixa capacidade de carga à tração, aproximadamente 1/10 de sua resistência à compressão, nesse contexto, segundo Leonhardt & Monnig (1978), torna-se primordial a associação entre o concreto e um material cuja capacidade resistente à tração seja suficiente para equilibrar tais esforços em um elemento estrutural, promovendo-se assim a estabilidade do elemento, além de combater fissurações excessivas. Nesse sentido, uma forma eficaz de fortificar as peças estruturais de concreto, consiste na adição de barras de aço ao longo da seção dos mesmos, formando-se assim um material composto capaz de suportar grandes carregamentos, devido a solidarização entre tais componentes.

Para que ocorra a solidarização nos elementos de concreto armado (concreto simples + aço), submetidos aos esforços internos, faz-se necessário a ação de um mecanismo de transferência de carga entre tais materiais, denominado aderência.

“Dessa maneira, os dois materiais, concreto e aço, deverão trabalhar solidariamente, o que é possível devido às forças de aderência entre a superfície do aço e concreto, pois as barras de aço tracionadas só funcionam quando, pela deformação do concreto que as envolve, começam a ser alongadas, o que caracteriza as armaduras passivas. É a aderência que faz com que o concreto armado se comporte como material estrutural.” (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2019, p. 20)

### 1.1.2.2.1 Vantagens e desvantagens

Assim como outros materiais estruturais empregados na construção civil, tais como o aço, madeira, o concreto armado também possui suas vantagens e desvantagens no ramo, aos quais podemos destacar logo abaixo, segundo Araújo (2014).

#### a) *Vantagens:*

- Possui boa trabalhabilidade, dessa forma oferece facilidade no ato de moldagem dos elementos estruturais em diversos formatos;
- Promove economia, se comparado a estruturas de aço;
- Boa resistência ao fogo;
- Resistente à agentes atmosféricos e desgastes mecânicos;
- Possibilita a formação de estruturas monolíticas, com alta hiperestaticidade, isto é, estruturas mais rígidas e menos deslocáveis, em função da aderência do concreto endurecido com as barras de aço.

#### b) *Desvantagens:*

- Elevado peso próprio, cerca de 25 KN/m<sup>3</sup>, tornando as estruturas mais carregadas e com maiores dimensões;
- Menor proteção térmica;
- Promove dificuldades em serviços como reformas e demolições;
- Necessitam de sistemas de formas e escoramentos, o que promove gastos adicionais à obra.

### 1.1.2.3 Aço destinado às armaduras passivas

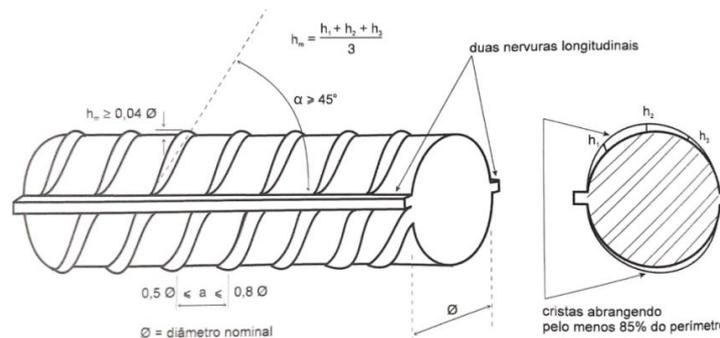
No que diz respeito ao aço utilizado como armaduras passivas em projetos de concreto armado, estes, segundo Fusco (2013), são designados pelo prefixo CA, que corresponde ao seu emprego no concreto armado.

A ABNT NBR 7480 (2007), norma vigente que expõe as prescrições e características das barras destinadas a armaduras passivas, apresenta em sua Tabela B.1, os diâmetros nominais em milímetros fabricados para estes elementos, são eles: 6,3 – 8,0 – 10,0 – 12,5 – 16,0 – 20,0 – 22,0 – 25,0 – 32,0 e 40,0.

As barras de aço também se diferenciam pela sua capacidade resistente, onde, segundo ABNT NBR 7480 (2007), podem ser classificadas em três categorias distintas, sendo estas: CA-25, CA-50 e CA-60 (apenas para fios). Sendo o numeral acompanhante do prefixo CA, a resistência característica à tração das barras ( $f_{yk}$ ), obtida no limite de escoamento do material, cujo valor é expresso em KN/cm<sup>2</sup>.

Com posse do entendimento de que a solidarização estrutural entre concreto e o aço, se dá através dos mecanismos de aderência superficial entre tais materiais, destaca-se veementemente a importância das características superficiais das barras de aço, onde a presença de nervuras superficiais ao longo do comprimento da barra é fundamental para o sucesso desse fenômeno (FUSCO, 2013). Abaixo, através da Figura 12, pode-se observar a conformação superficial ideal para uma barra destinada à armadura passiva.

Figura 12 - características geométricas das barras de alta aderência.



Fonte: Fusco (2013).

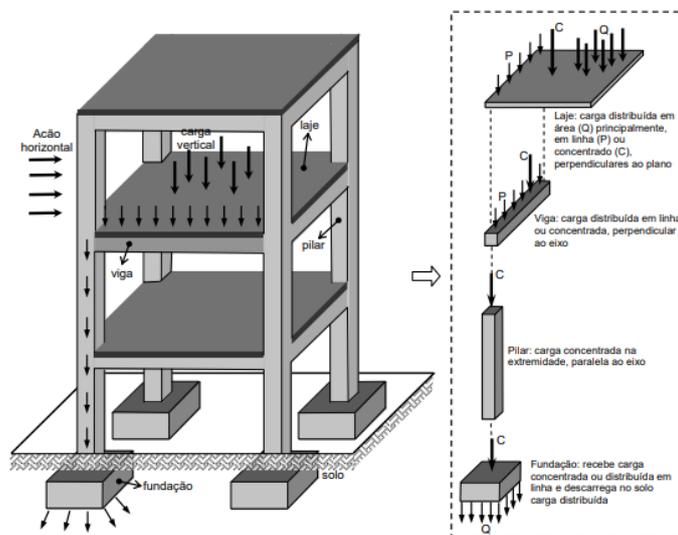
### 1.1.3 Peças estruturais de concreto armado

Antes de pensarmos em um modelo estrutural condizente com as características propostas pela arquitetura, torna-se imprescindível a compreensão sobre os elementos estruturais constituintes de um sistema estrutural, sejam eles

colaboradores ao contraventamento do edifício, ou elementos complementares.

Os elementos estruturais são as partes resistentes das edificações, segundo Carvalho & Figueiredo Filho (2019), possuem o papel de receber os carregamentos externos provenientes da utilização, cargas dinâmicas de ventos, assim como seu peso próprio, distribuindo-os até a infraestrutura que dissipará tais forças através de maciços terrosos e/ou rochosos. O esquemático, mostrado abaixo na Figura 13, demonstra de forma prática o discorrido neste parágrafo.

Figura 13 - Ações atuantes em um sistema estrutural.



Fonte: Melo (2013) *apud* Engel (2001).

No que se refere ao arranjo constituinte da superestrutura dos edifícios, isto é, o conjunto de elementos resistentes localizados acima do nível de solo, estes, conforme Fusco (1976), podem ser classificados segundo sua função estática no sistema estrutural.

### 1.1.3.1 Elementos estruturais terciários

Correspondem às lajes da edificação, elementos de placa, cuja finalidade é resistir à aplicação direta das cargas de utilização distribuídas pela superfície do elemento (FUSCO, 1976). Trataremos neste trabalho a respeito somente das lajes nervuradas moldadas *in loco*, que constituirão os pavimentos do projeto proposto.

#### 1.1.3.1.1 Lajes nervuradas moldadas in loco

As lajes nervuradas, segundo a ABNT NBR 6118 (2014), são lajes moldadas in loco, em uma ou duas direções, cuja responsabilidade é resistir às ações externas provenientes da utilização, tais como o tráfego de usuários e veículos, mobílias, paredes internas, revestimentos e demais cargas que podem existir nos edifícios.

Como o próprio nome destaca, não é um modelo de laje com superfície inferior lisa, mas formada por nervuras em sua zona sujeita a esforços de tração, entre as quais podem ser introduzidos materiais inertes (enchimentos), dispensando-se assim elevados volumes de concreto abaixo da linha neutra (ABNT NBR 6118, 2014, item 14.7.7).

“é interessante adotar um sistema estrutural capaz de proporcionar comportamento semelhante ao das placas (lajes maciças), mas que permita explorar a eficiência das vigas na flexão, ou seja, que apresente grande inércia e peso próprio consideravelmente baixo. Esses requisitos normalmente são atendidos pelas lajes nervuradas de concreto armado.” (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2019, p. 247)

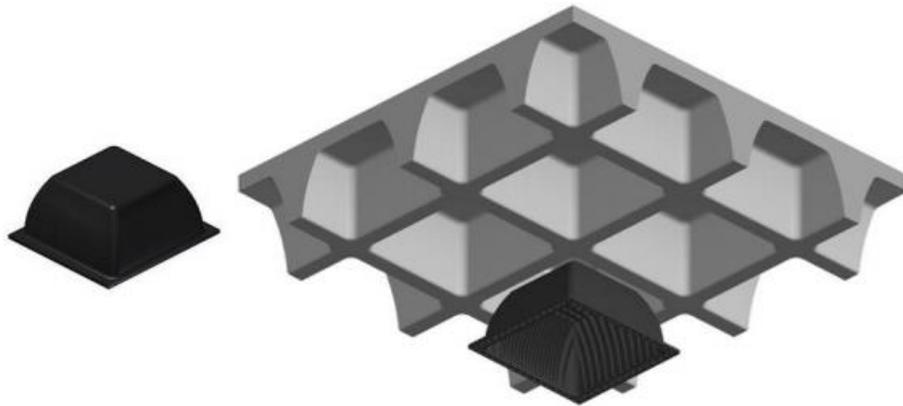
As principais vantagens e ganhos obtidos com o emprego de lajes nervuradas, de acordo com IBRACON (2018), direciona-se a uma significativa economia de concreto e, em consequência disso, pavimentos com peso próprio reduzido em comparação a outros tipos de lajes. Destaca-se ainda um aprimoramento do sistema de fôrmas para a moldagem.

No que se refere aos enchimentos constituídos de material inerte, introduzidos no elemento em regiões onde a presença de concreto é desprezível, estes podem ser removíveis com o propósito de agregar valor estético ao ambiente. Nesse sentido, uma boa forma de proceder a tal objetivo é dispor de fôrmas de polipropileno, conhecidas popularmente como cubetas, ao longo de toda extensão da laje. O processo executivo com o uso desse modelo de fôrmas consiste na distribuição destas ao longo do pavimento, após isso, procede-se a colocação das armaduras principais (dimensionadas à flexão) nas regiões

inferiores das nervuras, nas duas direções da laje. Da mesma forma, também são locadas armaduras de distribuição, sem fins estruturais, na parte superior da laje (mesa), sujeita à compressão.

Observa-se abaixo, na Figura 14, um exemplo da aplicação dessa técnica de fôrmas removíveis, que convertem um elevado volume de concreto em formidáveis acabamentos.

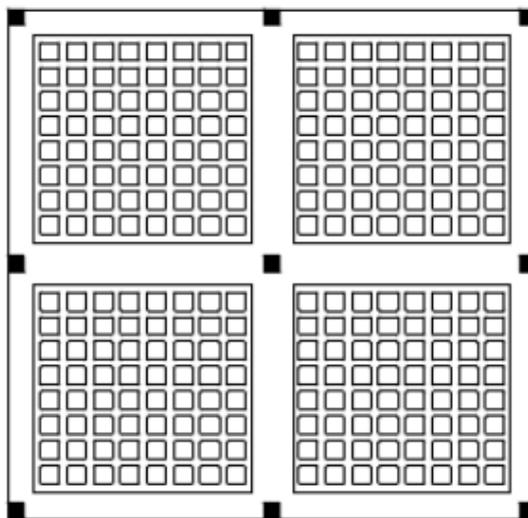
Figura 14 - Utilização de fôrmas de polipropileno na execução de lajes nervuradas.



Fonte: ATEX (2017).

A Figura 15 trás uma exemplificação, em planta baixa, de um pavimento em laje nervurada moldada in loco estruturada com vigas-faixa de concreto, para uma melhor compreensão sobre a tipologia adotada neste trabalho.

Figura 15 – Idealização estrutural do conjunto lajes nervuradas com faixas.



Fonte: Santos e Lacerda (2016).

### 1.1.3.2 Elementos estruturais secundários

O modelo estrutural também reúne elementos secundários, cuja responsabilidade é fornecer resistência localizada aos pavimentos da edificação, possibilitando o travamento dos pilares, sendo usualmente constituídos por vigas bi-rotuladas, bi-engastadas ou contínuas, que recebem os carregamentos oriundos dos elementos terciários ao longo de seu comprimento, podendo também estabilizar cargas pontuais advindas de pilares e outras vigas (BASTOS, 2019). Ressalta-se também a contribuição de tais elementos ao sistema de contraventamento dos edifícios, cujo travamento dos pilares causados por estas peças detém sua parcela de contribuição à estabilidade global.

Em relação a este trabalho, serão utilizadas vigas-faixa em todos os níveis do edifício, tal tipologia será conceituada posteriormente.

#### 1.1.3.2.1 Vigas-faixa de concreto armado

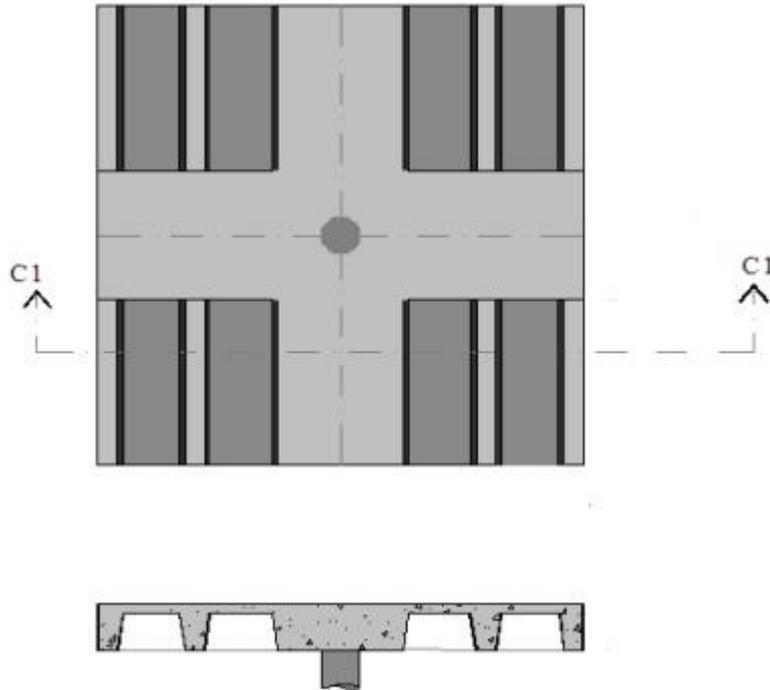
Tal tipologia de elemento se distingue das vigas clássicas de concreto devido à relação entre suas dimensões, onde a largura se sobressai em relação à altura.

São amplamente utilizadas em conjunto com lajes nervuradas em pavimentos residenciais e destinados a garagem, em virtude do enrijecimento que proporcionam às regiões de ligação entre lajes e pilares (IBRACON, 2018). Seu uso principalmente em pavimentos residenciais concebe um encaixe perfeito com a arquitetura, visto que seu uso proporciona um ganho de pé direito, em virtude de sua baixa altura.

“O uso de vigas-faixa tem se mostrado bem aceitável pelos projetistas de estruturas, pois proporcionam um único horizonte de fôrmas e escoramento, sem contar a facilidade do embutimento de tubulações horizontais na parte inferior da laje. Em alguns casos de projeto é necessário aumentar a altura da viga-faixa com o objetivo de evitar flechas excessivas no vão, evitar a verificação à punção e combater momentos fletores elevados na ligação laje-pilar.” (IBRACON, 2018, p. 982)

Encontra-se abaixo, na Figura 16, uma modelagem estrutural adequada do uso de vigas-faixa como elementos de enrijecimento de regiões de apoio em pilares.

Figura 16 – Modelagem estrutural de vigas-faixa em um pavimento.



Fonte: Sacramento (2018) *apud* Lau e Clark (2007).

### 1.1.3.3 Elementos estruturais primários

Pertencem a esta classe os elementos que promovem a estabilidade global da edificação, sendo compostos comumente por pilares, elementos verticais que diferentemente das lajes e vigas, possuem ligação direta com o restante da edificação (FUSCO, 1976).

#### 1.1.3.3.1 Pilares de concreto armado

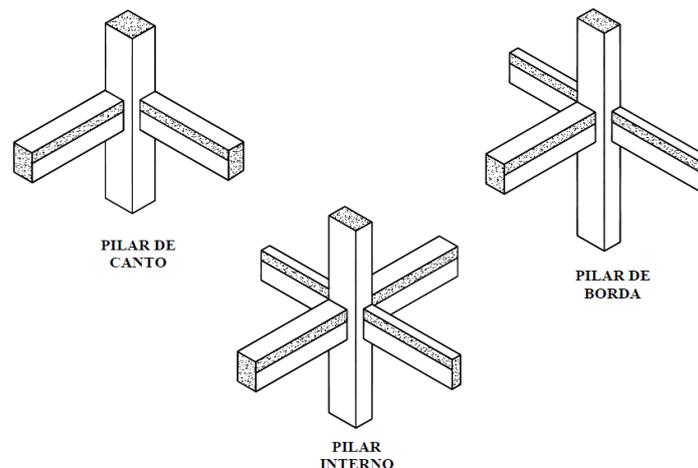
Na definição da ABNT NBR 6118 (2014), item 14.4.1.2, os pilares são peças lineares de eixo reto, dispostos verticalmente, onde os esforços axiais de compressão são substanciais em comparação a outros esforços, como momentos fletores advindos da ligação com as vigas locais.

Tais elementos, que formam a prumada vertical dos edifícios, podem ser classificados de acordo com sua posição em planta, característica essa que influenciará diretamente nas solicitações impostas aos mesmos.

“Serão considerados internos os pilares em que se pode admitir compressão simples, ou seja, em que as excentricidades iniciais podem ser desprezadas. Nos pilares de borda, as solicitações iniciais correspondem a flexão composta normal, ou seja, admite-se excentricidade inicial em uma direção. Pilares de canto são submetidos a flexão oblíqua. As excentricidades iniciais ocorrem nas direções das bordas.” (PINHEIRO, 2007, p. 222)

Tal classificação é mostrada de maneira ilustrativa pela Figura 17.

Figura 17 - Posicionamento dos pilares no projeto.



Fonte: Pinheiro (2007).

#### 1.1.3.4 Elementos estruturais complementares

Pertencem a essa classe os elementos não contribuintes à estabilidade global e local dos edifícios, mas que são dimensionados e executados com o propósito de conceder praticidade e acessibilidade aos níveis da edificação, mantendo sua estabilidade mediante as ações externas de utilização (FUSCO, 1976). Destaca-se nessa classe as escadas e rampas, as quais propiciam versatilidade nas mudanças de nível, além dos reservatórios de água.

#### 1.1.3.4.1 Escadas e rampas

Como visto anteriormente, as escadas e rampas objetivam proporcionar acessibilidade e versatilidade ao trânsito vertical de pessoas e veículos, de forma não mecânica. No que tange a estes elementos usuais em edifícios, segundo Araújo (2014), são projetados e executados nos mais variados formatos e dimensões, o que dependerá do espaço disponível, da concepção arquitetônica e da disposição das vigas no pavimento inferior e superior à estes elementos, aspecto culminante na determinação das dimensões desses elementos, visto que as vigas servem de apoios transversais ou longitudinais.

#### 1.1.3.4.2 Reservatórios

De acordo com a ABNT NBR 5626 (2020), os reservatórios são componentes essenciais de uma instalação de água fria, sua capacidade deverá ser determinada em função do padrão de consumo diário do edifício, devendo atender, sem interrupções, as peças de utilização dos andares e ainda conter uma reserva técnica para incêndio. Ainda segundo a norma, deverão ser projetados dois reservatórios, sendo um inferior, cujo abastecimento é feito diretamente pela rede pública de distribuição, além de um reservatório superior, sendo este abastecido através de elevação mecânica, feita com o uso de bombas de recalque.

Quanto ao material e método construtivo empregado, em edificações verticais, principalmente àquelas acima de cinco pavimentos, os reservatórios são comumente moldados in loco, constituídos de paredes de concreto armado. É válido destacar que, mesmo sendo elementos complementares de um projeto, devem ser projetados e executados de acordo com recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), quanto aos métodos de dimensionamento, detalhamentos de armaduras e demais procedimentos pertinentes às boas práticas de projeto.

## 1.2 Fundamentos do projeto de fundação

São apresentados aqui, de maneira geral, os principais conceitos e aspectos relacionados aos projetos de fundações, que será um dos frutos desse

trabalho proposto. Tópicos mais aprofundados relacionados a dimensionamentos geotécnicos e estruturais dos elementos de fundação, serão tratados futuramente.

É oportuno destacar que os embasamentos mostrados aqui são fundamentados na ABNT NBR 6122 (2019), norma específica aos projetos de fundações, além de literaturas de autores renomados na área.

### 1.2.1 Fundamentos de projeto

Um bom projeto de fundações, segundo Velloso e Lopes (2010), compreende diferentes fases, que possuem suas particularidades, a realização de ambas representa adequada segurança e economia para o empreendimento. São estas:

- Análise da investigação geotécnica realizada;
- Estudo do projeto arquitetônico para verificação de níveis e possíveis peças enterradas;
- Análise da planta de carga e locação de pilares, fornecida pelo projetista estrutural;
- Análise da necessidade de prováveis aterros ou escavações de terra;
- Escolha do tipo de fundação;
- dimensionamento e projeto de fôrmas dos elementos (blocos, estacas, tubulões, sapatas);
- Verificação das condições de obras e processo executivo da fundação projetada.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), o investimento por parte do contratante nessa classe de projeto confere diversos benefícios durante a construção do imóvel e ao longo da vida útil do mesmo, tais como:

- compatibilização com outros projetos da edificação;
- Correta locação e dimensionamento das peças estruturais;

- Preservação da integridade das lajes, alvenarias e demais elementos contra o fenômeno de recalque diferencial, em razão de um bom dimensionamento geotécnico;
- Garantia de segurança aos usuários da construção;
- Processos executivos que não geram interferências em edificações vizinhas, devido a um estudo minucioso para a determinação do mesmo.

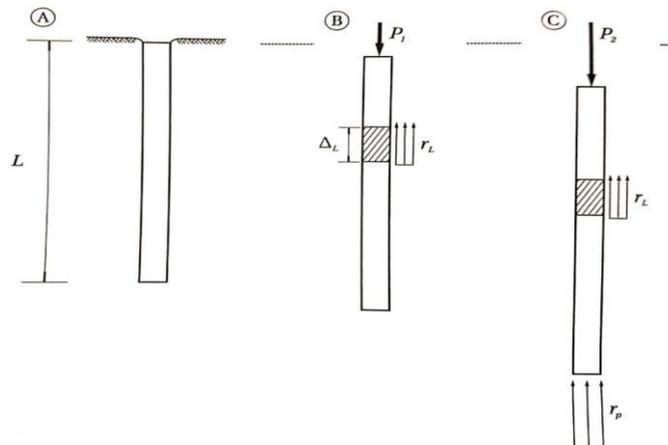
### 1.2.2 Classificação dos elementos de fundação

No que concerne aos elementos de fundações pertencentes a um projeto, estes, de acordo com a ABNT NBR 6122 (2019), são classificados segundo sua profundidade de assentamento e mecanismo de dissipação de cargas oriundas da superestrutura. Para este trabalho, como já exposto anteriormente, adotaremos o uso de fundações profundas, em consequência do porte da edificação a ser projetada onde o número de andares e a alta magnitude de cargas inviabilizam a utilização de fundações rasas. Assim sendo, apresentaremos abaixo as definições e principais características de uma fundação profunda, assim como as vantagens e especificações da tipologia raiz, selecionada para o projeto.

#### 1.2.2.1 Fundações profundas ou indiretas

Conforme o item 3.8 da ABNT NBR 6122 (2019), fundações profundas são elementos que transmitem as cargas oriundas da superestrutura ao terreno através da resistência de ponta e pela superfície lateral. Nesse último mecanismo de transferência, ocorre o fenômeno de atrito lateral entre a superfície do elemento e o maciço terroso, parcela predominante na resistência total do elemento em termos geotécnicos. A Figura 18 mostra de maneira precisa tais mecanismos.

Figura 18 - Mecanismos resistentes de elementos de fundação por estacas.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Estão inclusas nesse tipo de fundação, segundo os preceitos da norma, estacas e tubulões. Sendo as estacas elementos pré-moldados ou moldados in loco, fator que dependerá das prescrições de projeto, principalmente no que diz respeito à resistência do solo e viabilidade econômica, no que tange os equipamentos disponíveis na região.

#### 1.2.2.1.1 Tipologia em estaca raiz

Na definição da ABNT NBR 6122 (2019), item 3.23, são estacas moldadas in loco, injetadas e de pequenos diâmetros, o que evidencia sua considerável esbelteza. Seu processo executivo, ainda segundo a norma, consiste na perfuração rotopercussiva ou rotativa, com circulação de um tipo de fluido composto por água ou lama bentonítica, favorecendo a limpeza ao longo do furo, e em casos de solos instáveis, como areias fofas, o uso da lama promove a estabilização de tais solos evitando sucessivos desbarrancamentos. Simultaneamente a perfuração, são introduzidos revestimentos tubulares metálicos, ao longo de toda extensão do furo, cuja ponta é formada por uma coroa com elevada capacidade de corte.

Feito isso, procede-se à armação ao longo de todo comprimento da estaca, seguindo ao preenchimento do furo com argamassa de cimento e areia, cuja resistência característica mínima é normatizada em função da agressividade do meio ambiente.

Uma das razões, além das outras citadas, que motivaram a seleção desse tipo de estaca, se dá principalmente pelo fato de poder ser executada em qualquer tipo de solo, desde perfis com solos de elevada coesão (argilas rijas), areias com alto grau de compactação. Também conseguem penetrar em camadas rochosas (rocha sã), o que concede maior estabilidade ao elemento, além de facilitar o roteiro executivo, em virtude da diminuição de eventuais problemas ao longo da perfuração, como a colisão com matacões envolvidos por solo, dentre outros materiais rígidos da natureza local (PRELLWITZ, 2018).

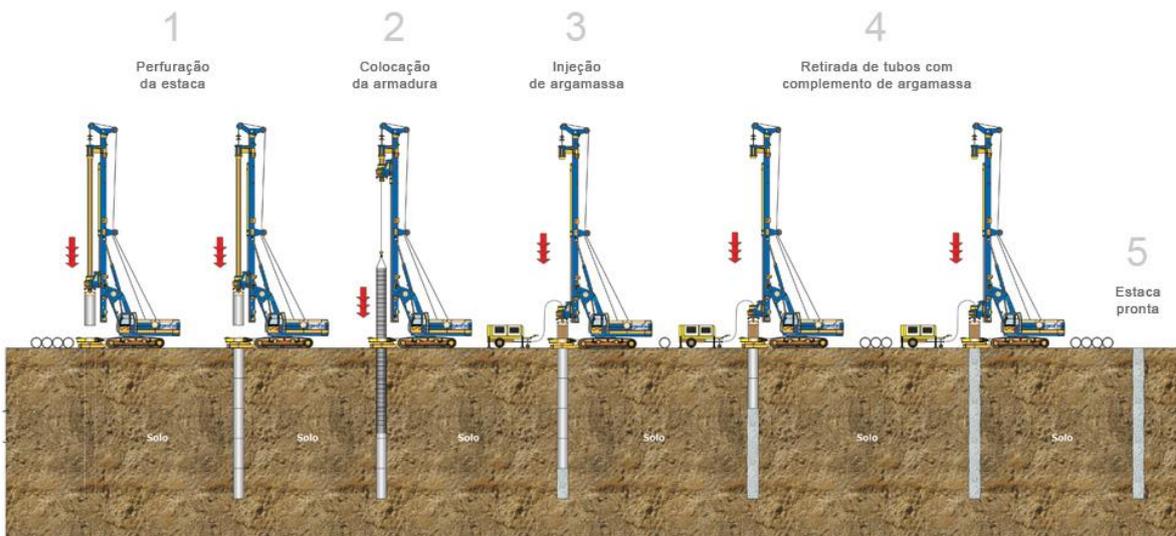
“Esse tipo de fundação pode ser considerado, de fato, um dos processos mais difundidos no campo das obras para o reforço de fundações, consolidação de taludes e de fundações normais ou do tipo especial.” (VENÂNCIO, 2008, pg. 5)

Possuem a capacidade de atravessar o nível de água, podendo ser uma boa solução para terrenos onde o lençol freático aflora próximo à superfície. As estacas raiz também são largamente indicadas para construções onde impactos nas vizinhanças, como excesso de vibrações e ruídos por exemplo, não são admitidos, por conta de patologias que comprometeriam a integridade das edificações. Destacam-se também devido a boa versatilidade dos equipamentos utilizados na execução, conseguindo assim acessar áreas confinadas (PRELLWITZ, 2018).

Podem também serem executadas em terrenos íngremes, com elevadas inclinações, além de alcançarem grandes níveis de profundidade. Em virtude de conseguirem alcançar elevados níveis de profundidade, possuem elevada capacidade de carga à compressão, baseada principalmente no mecanismo de resistência por atrito lateral entre o fuste e o terreno, possuindo recalques muito pequenos. Destaca-se também sua elevada capacidade resistente à tração, o que faz dessa tipologia de estaca ser bastante difundida em obras de grande porte (VENÂNCIO, 2008).

É mostrado abaixo, na Figura 19, de forma ilustrativa, o passo a passo de execução de estaca raiz.

Figura 19 - Processo executivo de estaca raiz.



Fonte: Geoflix (2017).

### 1.2.3 Elementos de transição

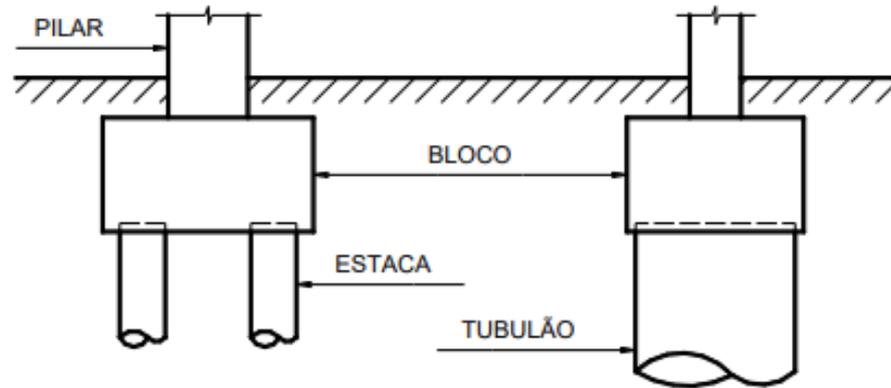
No que diz respeito à distribuição de cargas da superestrutura por parte dos pilares às estacas, e estas dissiparem tais carregamentos através do atrito lateral com o solo e pela ponta, tal transição de cargas de um elemento ao outro deverá ser realizada de forma centrada e simétrica e estável. Mediante a isso, torna-se necessário a execução de um elemento com rigidez suficiente para efetuar essa transição de carregamento, suportando em plenas condições de estabilidade elevados esforços de momento e cortante, buscando distribuir o mais simetricamente possível os carregamentos às estacas.

Conhecidos também como blocos de coroamento, a ABNT NBR 6118 (2014), em seu item 22.7, exhibe a definição “Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis...”

São elementos cujas dimensões e formatos geométricos dependerão, segundo Bastos (2017), do número de estacas definido em projeto, sendo esse número, função de grandezas como intensidade do carregamento advindo do pilar, capacidade resistente da estaca e características do solo de assentamento.

Encontra-se abaixo, na Figura 20, um típico esquemático da ligação entre elementos de fundações profundas (bloco-estaca).

Figura 20 - Ligação característica entre elementos de fundações profundas.



Fonte: Bastos (2017).

### 1.3 Justificativa

No que transcorre a forte aceitabilidade do modelo estrutural no atual cenário da construção civil, tendo em vista a grande eficiência da utilização das lajes nervuradas em pavimentos de edificações onde se pretende dispor de grandes vãos e um número reduzido de pilares, possibilitando ambientes mais fluidos, aliada a maior rapidez de execução dos andares, visto anteriormente, apresenta-se outras vantagens que motivaram a escolha pelo modelo estrutural nesse trabalho. Cita-se a transcendente geração de economia na construção, comparada a outros tipos de lajes, visto que tal método construtivo emprega a substituição de um elevado volume de concreto por material inerte em suas zonas tracionadas. Tangente a isso, verifica-se também a economia de insumos nos projetos de fundações, em razão do alívio das tensões que se distribuem através dos elementos de fundação, produto da redução de carregamentos verticais oriundos de peso próprio, cuja maior parcela é pertencente às lajes. O emprego das lajes nervuradas promove boa versatilidade aos níveis residenciais, e principalmente aos níveis destinados à garagem, onde a quantidade reduzida de pilares oferta maior segurança e conforto ao trânsito de veículos. No que tange a escolha pela utilização de vigas-faixa e capitéis de concreto armado como elementos de enrijecimento à torção das lajes nervuradas, tal concepção se apóia na economia de concreto que estes elementos estruturais proporcionam, além do ganho de pé direito que estes elementos proporcionam aos ambientes, em razão da largura da peça se sobressair em relação à altura, o que possibilita o

alinhamento entre as faces do vigamento e lajes, formando um único horizonte, agregando valor estético aos espaços, oportunizando o atendimento a possíveis exigências advindas da arquitetura.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo geral**

O presente trabalho objetiva elaborar o projeto estrutural em concreto armado, bem como o projeto de fundação de um edifício residencial multifamiliar de duas torres, composto por dez pavimentos e subsolo, localizado em uma zona residencial de média densidade do município de Itaperuna-RJ.

### **1.4.2 Objetivos específicos**

O trabalho em questão compromete-se aos seguintes objetivos específicos:

- Proposta de uma concepção estrutural adequada de grandes vãos, dentro do possível ofertado pelo projeto arquitetônico, buscando utilizar a máxima aplicabilidade e eficiência estrutural oferecida pelo modelo constituído por lajes nervuradas;
- Elaboração do dimensionamento estrutural dos elementos em concreto armado concernentes à superestrutura, tais como lajes nervuradas, vigas-faixa e convencionais, pilares, capitéis, escadas, rampas e reservatórios, abrangendo o detalhamento dos mesmos, em consonância com as Normas Técnicas da ABNT específicas ao assunto;
- Verificação das deformações verticais e aberturas de fissuras em elementos localizados do projeto, como lajes e vigas, restringindo-as aos valores limites estabelecidos pela normativa competente ao assunto;
- Avaliar a influência do emprego de lajes nervuradas enrijecidas com vigas-faixa na estabilidade global do edifício, no que se refere aos deslocamentos horizontais;

- Dimensionamento geotécnico e estrutural dos elementos que constituirão a fundação do edifício, por intermédio de métodos propostos por autores renomados e normas técnicas que norteiam o assunto.

## **2 METODOLOGIA**

Este capítulo apresenta todos os procedimentos técnicos e práticos para a realização da proposta deste trabalho, a elaboração do projeto estrutural em concreto armado e fundação de um edifício residencial multifamiliar composto por 10 pavimentos e subsolo.

### **2.1 Projeto estrutural em concreto armado**

Com base nos principais conceitos e aspectos relacionados aos projetos estruturais em concreto, abordados no capítulo 1.1 deste trabalho, daremos continuidade ao estudo sobre tais assuntos de maneira aprofundada, apresentando os principais parâmetros e variáveis relacionados a estes projetos, além de demonstrar os processos de dimensionamento dos elementos constituintes do mesmo, baseando-se em prescrições e métodos recomendados pela ABNT NBR 6118 (2014) e literaturas consolidadas na área.

Para a elaboração do respectivo projeto, contemplando o lançamento dos elementos, análises estruturais, dimensionamentos, detalhamentos e confecção de pranchas, será utilizada a ferramenta computacional Cypecad 2016. Salienta-se também o uso de ferramentas bidimensionais como o Ftool 2017, VisualVents e Autodesk AutoCAD 2019, objetivando a realização de verificações de cálculo específicas e otimizações de detalhamentos, quando necessárias.

A metodologia projetual selecionada para aplicação ao software Cypecad 2016, se apresenta em cinco partes principais nesta seção do trabalho. Como ponto de partida, apresenta-se os conceitos e prescrições normativas quanto à durabilidade das estruturas de concreto, mencionando formas de classificação dos ambientes no que tange à classe de agressividade ambiental, fator preponderante nas etapas de definição de parâmetros substanciais ao projeto. Posteriormente,

conceitua-se a respeito das especificações destes parâmetros de projeto, referentes ao concreto armado, sistema construtivo escolhido.

A terceira parte abordará sobre os métodos de segurança e desempenho a serem aplicados ao projeto estrutural, neste caso, a metodologia dos estados limites, recomendada e respaldada pela ABNT NBR 6118 (2014). Tangente a isto, o quarto segmento descreve sobre as combinações de cálculo e as ações incidentes que serão consideradas no projeto, bem como os coeficientes de segurança, ponderadores destas, aplicados com o intuito de atendimento ao método dos estados limites.

Por último, apresentaremos os métodos e princípios quanto aos dimensionamentos e detalhamentos dos elementos estruturais que integrarão o projeto de superestrutura.

### 2.1.1 Medidas quanto à durabilidade das estruturas de concreto

Um dos elos principais que contribuem para o bom funcionamento de uma estrutura ao longo de sua vida útil, diz respeito à qualidade e durabilidade dos elementos estruturais constituintes da mesma. A ABNT NBR 6118 (2014) destaca em seu item 5.1.1, que uma estrutura de concreto armado deverá atender, além de requisitos referentes à capacidade resistente e desempenho em serviço, quesitos de promovam a durabilidade dos elementos estruturais face a influências ambientais que deverão ser antevistas ao início do projeto, em um diálogo entre o Engenheiro projetista e o contratante. A correta identificação das características do meio onde se planeja construir é um ponto crucial para a elaboração de um projeto que possibilite a conservação da estrutura durante seu tempo de vida útil, evitando futuras patologias e gastos adicionais com reparos.

Conforme o item 6.2 da ABNT NBR 6118 (2014), entende-se como vida útil de projeto o período de tempo onde as características iniciais dos elementos estruturais são mantidas, sem que haja intervenções relevantes, sob a condição que de sejam atendidas as premissas de uso e manutenção prescritas pelo projetista estrutural.

“A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto,

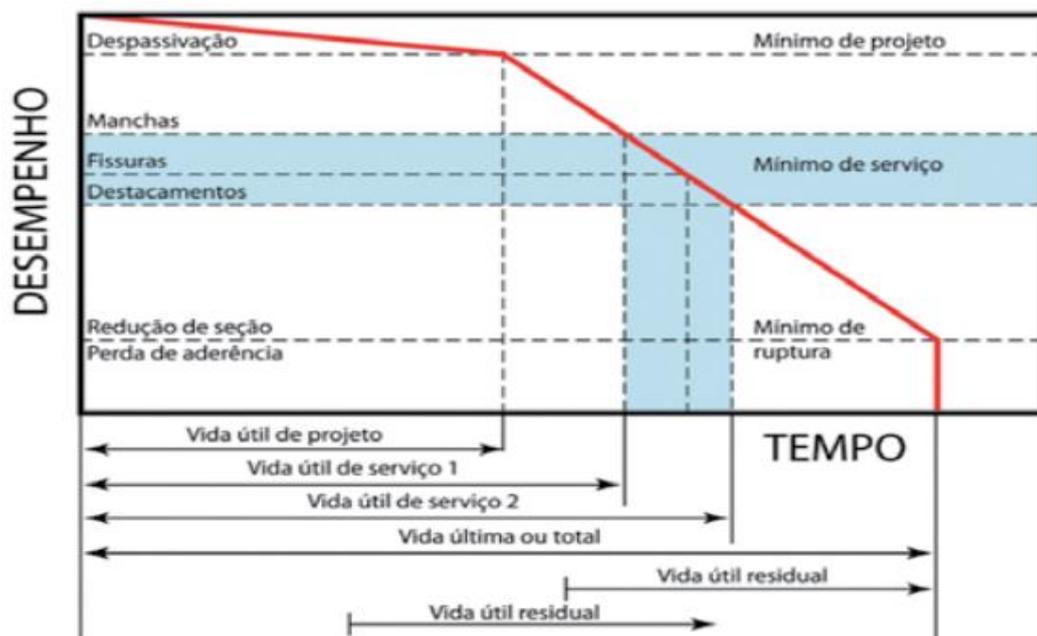
independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.” (ABNT NBR 6118, 2014, item 6.4.1)

Cientes da fragilidade do aço quando exposto à ambientes aquosos, em razão do fenômeno de corrosão que com o passar do tempo acarreta a perda de seção do material, a norma trata com veemência a necessidade de proteção das armaduras passivas que formam junto ao concreto os elementos estruturais.

Como visto na seção 1.1.2.3 deste trabalho, o fenômeno de aderência entre as barras de aço e o concreto é o principal mecanismo responsável pelo funcionamento estável e eficiente das peças de concreto armado, dessa forma a proteção das barras de aço contra a despasseivação, ação que destrói a camada protetora que envolve as barras e inicia o processo de corrosão, além do destacamento superficial do concreto, torna-se fundamental (IBRACON, 2011).

Encontra-se abaixo na Figura 21, a demonstração das etapas de degradação de uma peça de concreto armado, o que evidencia a necessidade de verificações e manutenções ao longo da vida útil de projeto.

Figura 21 - Perda de integridade de uma estrutura de concreto ao longo dos anos.



Fonte: IBRACON (2011).

### 2.1.1.1 Classes de agressividade ambiental

Objetivando mensurar o nível de dano que uma estrutura de concreto pode ser submetida em razão de intempéries, ao longo de sua vida útil, a ABNT NBR 6118 (2014) exige uma forma de se classificar um projeto estrutural segundo a agressividade ambiental, em função das condições de exposição a qual estará submetida esta estrutura, ou partes dela. Com isso, mostraremos abaixo na Tabela 01 as quatro possíveis classificações de agressividade para uma estrutura de concreto, a correta classificação da edificação a ser executada antes do início de projeto é um ponto crucial.

Tabela 01 - Classes de agressividade ambiental às estruturas de concreto.

<b>Classe de agressividade ambiental</b>	<b>Agressividade</b>	<b>Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto</b>	<b>Risco de deterioração da estrutura</b>
I	Fraca	Rural/submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha/industrial	Grande
IV	Muito forte	Industrial/respingos de maré	Elevado

Fonte: Adaptada, ABNT NBR 6118 (2014).

#### 2.1.1.1.1 Resistências estruturais mínimas

Uma vez classificado o projeto estrutural, segundo as condições de exposição ao meio ambiente, parte-se para a determinação de propriedades físicas e mecânicas preponderantes a respeito dos materiais constituintes do corpo estrutural da edificação. O item 7.4.2 da ABNT NBR 6118 (2014) recomenda, em casos onde não há a possibilidade da realização de ensaios comprobatórios, a adoção de valores mínimos referentes a parâmetros como a relação água/cimento de dosagem e a resistência característica à compressão.

Tabela 02 - Relações água/cimento e resistências características mínimas de projeto.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$
Classe do concreto	CA	$\geq 20$	$\geq 25$	$\geq 30$	$\geq 40$

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118 (2014).

#### 2.1.1.1.2 Proteção das armaduras passivas

Um dos detalhes fundamentais em uma peça estrutural de concreto e intimamente ligado a durabilidade e longevidade estrutural de uma edificação, consiste na adoção de uma camada de concreto protetora das barras de aço, cuja espessura é determinada também em função da classe de agressividade do meio.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), em seu item 7.4.7.5, tal camada, denominada de cobrimento nominal, deverá corresponder sempre à distância da superfície da armadura mais externa do elemento até a superfície de concreto exposta ao ambiente. Ainda de acordo com a norma, o cobrimento nominal de uma determinada barra de aço deverá sempre ser maior que seu diâmetro.

Adotaremos para os elementos estruturais pertencentes aos projetos de estruturas e fundação, proposta desse trabalho, os valores mostrados abaixo na Tabela 03, extraídos da respectiva norma.

Tabela 03 – Correspondência entre a CAA e o cobrimento nominal dos elementos.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos em contato com o solo	30		40	50

Fonte: Adaptada, ABNT NBR 6118 (2014).

## 2.1.2 Propriedades físicas e mecânicas dos materiais

Inicialmente, destacaremos os valores de massa específica a serem adotados nas etapas de dimensionamento dos elementos estruturais do projeto. Para tal, adotaremos segundo recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), um valor de  $2400 \text{ kg/m}^3$  para o concreto simples e  $2500 \text{ kg/m}^3$  quando se tratar do concreto armado (concreto simples + aço).

Quanto às propriedades mecânicas dos materiais, a definição destas é uma das decisões mais importantes no ponto de partida de um projeto estrutural, visto que tais parâmetros influenciarão o comportamento de elementos estruturais, estando também ligada a durabilidade dos mesmos. As resistências características, bem como os módulos de deformação, são um dos principais parâmetros a serem definidos na etapa inicial de projeto, tendo como estabelecido o sistema construtivo a ser executado. Serão apresentadas nessa seção, em consonância com as diretrizes da ABNT NBR 6118 (2014), as principais grandezas mecânicas relacionadas ao concreto simples e o aço, as quais serão fundamentais para o desenvolvimento do projeto.

### 2.1.2.1 Concreto estrutural

Quanto às características de um concreto simples, em seu estado endurecido, destacam-se a nível de projeto estrutural, suas resistências características à compressão e tração, bem como seus módulos e coeficientes de deformação, parâmetros de suma relevância ao dimensionamento seguro e eficiente dos elementos estruturais. Destacam-se aqui as principais propriedades mecânicas que um concreto deve apresentar em seu estado rígido, além de formulações para a obtenção das mesmas, descritas pela ABNT NBR 6118 (2014).

#### 2.1.2.1.1 Resistência característica à compressão

No que se refere aos mecanismos resistentes do concreto, sua capacidade de carga à compressão é a principal delas, podendo ser obtida através do ensaio de compressão centrada, onde são ensaiados corpos-de-prova cilíndricos, cujas

prescrições da geométrica destes, assim como as etapas do ensaio, são encontradas na ABNT NBR 5739, visto anteriormente.

Conforme Araújo (2014), o ensaio de compressão centrada é considerado um ensaio de curta duração, onde o carregamento é introduzido de forma rápida ao corpo-de-prova. Os ensaios são executados após uma idade de 28 dias, contados a partir do momento de imersão dos corpos-de-prova ao meio aquoso, onde é realizada a cura destes.

Em razão de fatores cuja é natureza aleatória, como a falta de homogeneidade da mistura, graus de compactação distintos para corpos de prova diferentes, entre outros, são verificadas experimentalmente uma razoável dispersão nos valores de resistência obtidos em um lote de corpos de prova. Assim, reconhecendo-se que a resistência do concreto,  $f_c$ , é uma variável aleatória, deve-se recorrer à Teoria das Probabilidades para uma análise racional dos resultados (ARAÚJO, 2014). Diante do proposto, é oportuno mencionar que tais fatores expostos, conduzem a um tratamento da resistência à compressão do concreto aos 28 dias de duas formas, definindo-se a resistência média à compressão  $f_{cm}$  e a resistência característica à compressão, conhecida como  $f_{ck}$ .

Dessa forma, a resistência característica do concreto  $f_{ck}$ , de acordo com a ABNT NBR 5739 (1994), é obtida por meio da seguinte equação (1):

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645 \cdot s \quad (1)$$

Onde:  $f_{cm}$  representa a resistência média à compressão e  $S$  é o desvio padrão das resistências.

O respectivo desvio padrão das resistências é obtido pela seguinte equação (2).

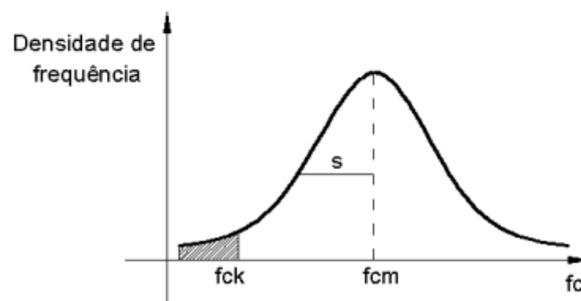
$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{cm})^2}{(n - 1)}} \quad (2)$$

Sendo  $f_{ci}$  os valores de resistência obtidos nos ensaios e  $(n)$  representando o número de corpos de prova ensaiados.

Logo, tendo conhecimento do valor referente ao desvio padrão  $S$ , procede-se à aplicação da Equação (1), para a obtenção da resistência de dosagem  $f_{cm}$ , estando essa diretamente ligada à resistência característica  $f_{ck}$ , a qual deverá ser especificada em projeto.

Apresenta-se abaixo, na Figura 22, a curva de distribuição normal de Gauss, utilizada para representar a resistência à compressão efetiva do concreto.

Figura 22 - Representação da densidade probabilística de resistência à compressão do concreto.



Fonte: Pinheiro (2007).

Os concretos podem ser categorizados em dois grupos de resistências, grupo I e grupo II, dentre os quais são designados pela inicial C, seguida do valor de sua resistência à compressão característica, medidas em MPa. São apresentadas abaixo, na Tabela 04, as classes de resistências do concreto segundo a ABNT NBR 6118 (2014).

Tabela 04 - classes de resistência à compressão do concreto.

<b>Grupo I</b>	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
<b>Grupo II</b>	C55	C60	C70	C80	C90				

Fonte: Adaptada ABNT NBR 6118 (2014).

É pertinente citarmos que a ABNT NBR 6118 (2014), em sua última atualização, retrata que a resistência característica mínima a ser empregada nos projetos estruturais deverá ser igual a 20 MPa, o que corresponde à classe C20, citada na Tabela 01.

### 2.1.2.1.2 Resistência característica à tração

Como visto no capítulo 1, o concreto simples possui baixa capacidade de carga à tração, o que evidencia a associação do mesmo a um componente com boa resistência a tal esforço. Mediante ao fato, faz-se necessário a obtenção de parâmetros relacionados à resistência a tração, tendo em vista a atuação de outros esforços nos elementos estruturais, como o cisalhamento transversal e também a fissuração, sendo necessário, por isso, conhecê-la.

No que concerne à obtenção da resistência à tração do concreto, Carvalho & Figueiredo Filho (2019) expõem que a mesma pode ser estimada por meio de três ensaios, devidamente padronizados pela associação brasileira de normas técnicas (ABNT), são eles: por tração na flexão, tração por compressão diametral e tração direta. Para concretos inclusos no grupo I, a resistência à tração pura, ou direta, gira em torno de 85% da resistência obtida pelo ensaio de tração por compressão diametral. Comparando-se também com o ensaio de tração na flexão, essa resistência equivale aproximadamente 60%.

Do pressuposto de facilitar os ensaios, em virtude da dificuldade de execução do ensaio de tração direta, bem como otimizar os resultados obtidos, recomenda-se a utilização do ensaio de tração por compressão diametral, conhecido como ensaio de Lobo Carneiro, nome dado em homenagem ao Engenheiro brasileiro L. F. Lobo Carneiro, cujas prescrições e etapas encontram-se na ABNT NBR 7222 (2011).

A ABNT NBR 6118 (2014) apresenta algumas equações a serem aplicadas para se obter os valores característicos de resistência à tração, cruciais ao bom desenvolvimento do projeto, sendo a resistência média, função da resistência característica à compressão, como pode ser visto nas equações 3 e 4.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}, \quad \text{se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}), \text{ se } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad (4)$$

Sendo:  $f_{ctm}$  a resistência média a tração do concreto.

Ainda conforme os preceitos da ABNT NBR 6118 (2014), a partir da resistência média  $f_{ctm}$ , pode-se obter as resistências inferiores e superiores, por intermédio das Equações (5) e (6).

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (5)$$

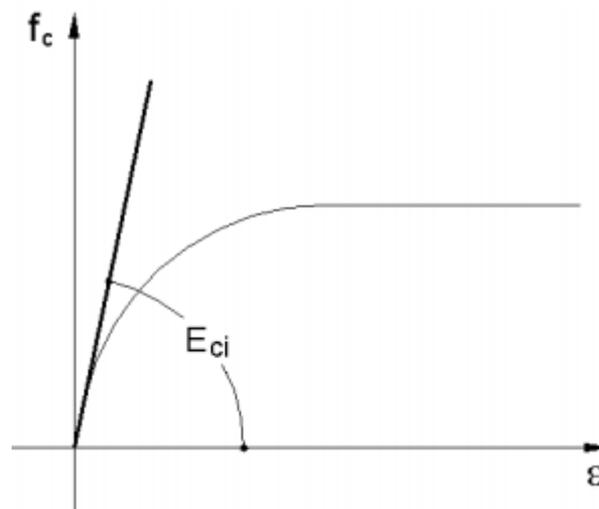
$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (6)$$

#### 2.1.2.1.3 Módulo de elasticidade longitudinal

Outra propriedade mecânica relevante aos projetos estruturais em concreto armado, ligada diretamente à rigidez dos elementos constituintes do sistema estrutural, diz respeito aos módulos de elasticidade, resultado da relação entre as tensões atuantes e as deformações geradas. Sabe-se de Resistência dos Materiais que tal relação, para certos intervalos, pode ser classificada como linear, atendendo a Lei de Hooke.

No que tange às estruturas de concreto armado, tal relação é aplicada exclusivamente à região retilínea do gráfico tensão-deformação, caso não exista trecho linear, utiliza-se da tangente da curva na origem para se estimar o valor. Logo abaixo é visto através da Figura 15 as características do respectivo gráfico e suas variáveis.

Figura 23 - Gráfico do módulo de elasticidade tangente inicial.



Fonte: Pinheiro (2007).

Em conformidade com a ABNT NBR 6118 (2014), item 8.2.8, o módulo de deformação tangente inicial ( $E_{ci}$ ), pode ser calculado pela Equação (7).

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (7)$$

Onde:

- $\alpha_E = 1,2$  (para basalto e diabásio);
- $\alpha_E = 1,0$  (para granito e gnaisse);
- $\alpha_E = 0,9$  (para calcário);
- $\alpha_E = 0,7$  (para arenito).

Além do módulo de deformação tangente inicial, a ABNT NBR 6118 (2014) mostra a seguinte expressão para a obtenção do módulo de elasticidade secante do concreto, que corresponde a 85% do módulo tangente inicial, como visto na equação (8), abaixo.

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} \quad (8)$$

Dada as expressões acima, percebe-se a variância nos valores de módulo de elasticidade do concreto, sendo função da resistência característica à compressão do mesmo, possuindo direta proporcionalidade, além da propriedade de rigidez do agregado graúdo utilizado na confecção do concreto.

Como forma de proporcionar praticidade aos projetos estruturais em concreto, a ABNT NBR 6118 (2014), apresenta valores estimados para se utilizar em tais projetos, mediante a não obtenção por ensaios.

Tabela 05 – Correspondência entre módulos de elasticidade e classes de resistências do concreto.

<b>Classe de resistência</b>	<b>C20</b>	<b>C25</b>	<b>C30</b>	<b>C35</b>	<b>C40</b>	<b>C45</b>	<b>C50</b>	<b>C60</b>	<b>C70</b>	<b>C80</b>	<b>C90</b>
$E_{ci}$ (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
$E_{cs}$ (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6118 (2014).

#### 2.1.2.1.4 Coeficiente de Poisson

Este coeficiente representa a deformação que um corpo sofre perpendicularmente à força aplicada sobre este. Nesse sentido, segundo Pinheiro (2007), quando uma peça estrutural de concreto é submetida a uma ação axial, ou seja, comprimindo ou tracionando seu eixo, esta sofre um encurtamento ou alongamento nesta direção, e simultaneamente sofre uma deformação transversal. Esta relação entre as deformações transversais e longitudinais é conhecida como coeficiente de Poisson.

Para fins de projeto, a ABNT NBR 6118 (2014) recomenda utilizar este coeficiente igual a  $\nu = 0,2$ .

#### 2.1.2.2 Características das armaduras passivas

Empregaremos aços das classes CA-50 e CA-60 nos Detalhamentos das nossas peças estruturais de concreto pertencentes ao projeto. Ressaltando que a ABNT NBR 6118 (2014) respalda a utilização de duas diferentes classes de aço em um mesmo elemento estrutural, desde que uma classe seja destinada ao detalhamento de armaduras longitudinais e a outra utilizada nas armações transversais. Assim sendo, levantaremos os principais valores a serem utilizados em nosso projeto, em conformidade com as recomendações da norma.

##### 2.1.2.2.1 Resistência característica à tração

Como visto em 1.1.2.3, os aços destinados às armações passivas dos elementos estruturais podem ser classificados de acordo com sua resistência característica à tração,  $f_{yk}$ , dadas em MPa. Seguindo os preceitos da ABNT NBR 6118 (2014), adotaremos para tal projeto o uso de aços pertencentes as classes CA50 e CA60, correspondentes a 500 e 600 MPa.

#### 2.1.2.2.2 Módulo de elasticidade longitudinal

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), item 8.3.5, na ausência de ensaios comprobatórios ou valores passados pela empresa fabricante, pode-se adotar o módulo de elasticidade  $E_s$  igual a 210 MPa.

#### 2.1.2.2.3 Coeficientes de aderência

Para que a eficiente solidarização entre o concreto e as barras de aço passivas ocorram nos elementos estruturais, as características de conformação superficial das barras são fundamentais.. A NBR 6118 (2014) indica, em seu item 8.3.2, alguns coeficientes a serem adotados na determinação de comprimentos de ancoragens e emendas de barras, detalhes preponderantes nas peças estruturais. Buscando utilizar a máxima eficiente do conjunto concreto e aço, optaremos pela utilização de barras nervuradas, o que implica no valor mostrado abaixo, na Tabela 06.

Tabela 06 - Valores de coeficientes de aderência das barras de aço.

<b>Tipo de superfície</b>	<b><math>\eta_1</math></b>
Lisa	1,00
Entalhada	1,40
Nervurada	2,25

Fonte: Adaptada, ABNT NBR 6118 (2014).

#### 2.1.3 Segurança das estruturas de concreto armado

O dimensionamento de uma estrutura, de concreto, aço ou madeira, tem como objetivo principal garantir o suporte da edificação de forma segura e eficiente, isso é, de maneira estável e sem a presença de excessivas deformações e fissuras. Nesse contexto, o intuito de um projeto estrutural é possibilitar a execução de um sistema estrutural sem que esse alcance sua capacidade resistente última, chegando à ruína, buscando utilizar sempre a máxima eficiência dos elementos estruturais.

Nesse pressuposto, o item 14.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014), expõe a relevância de uma boa e precisa análise estrutural do modelo inserido, na qual determinará os efeitos das ações externas sobre os elementos, tais como: esforços internos, tensões solicitantes deformações locais em partes da estrutura e deformações globais. Com isso, tendo posse das tensões solicitantes nos elementos estruturais e das tensões resistentes dos mesmos, ou seja, a resistência do material empregado na confecção das peças, a tensão solicitante deverá sempre ser inferior a tensão resistente.

#### 2.1.3.1 Estados limites últimos (ELU)

Dentre as metodologias de dimensionamento existentes, contra a ruína ou falha do sistema estrutural, utilizaremos o método dos estados limites últimos no dimensionamento dos elementos estruturais do projeto proposto neste trabalho. Tal método é recomendado pela ABNT NBR 6118 (2014), principal norma em que estamos nos baseando para a elaboração do projeto estrutural.

O uso dessa metodologia consiste na aplicação de coeficientes de segurança que objetivam minorar as resistências características do concreto e aço, transformando-as em resistências de projeto (design), com o intuito de que os sistemas estruturais não alcancem o colapso através do esgotamento da capacidade portante dos elementos estruturais compostos por estes materiais (ABNT NBR 6118, 2014).

Ainda conforme o item 10.3 desta norma, a segurança das estruturas necessitam ser verificadas para situações últimas como:

- a) Perda de equilíbrio estático;
- b) Esgotamento da capacidade resistente de elementos localizados, em razão de tensões normais e tangenciais, verificadas em uma análise de 1<sup>o</sup> ordem (análise linear);
- c) Esgotamento da capacidade resistente em virtude de efeitos de 2<sup>o</sup> ordem (análise não-linear);
- d) Falha em razão de ações dinâmicas;

- e) Colapso progressivo, principalmente em elementos como pilares de pavimentos inferiores e em regiões de acúmulo de tensões em lajes nervuradas, como pontos de encontro com pilares.

#### 2.1.3.1.1 Coeficientes de ponderação das resistências características

De acordo com o item 12.4 da ABNT NBR 6118 (2014), os valores referentes às resistências características do concreto e do aço necessitam ser minorados, ou seja, devem sofrer uma redução em porcentagem, para assim atenderem aos estados limites últimos. Mostraremos abaixo, por meio da Tabela 07, estes coeficientes, cujos valores são consequências de fatores como a variabilidade das resistências dos materiais empregados, distinção entre a resistência obtida em ensaios e a que realmente será empregada na obra, além de desvios ou imprevistos da etapa construtiva.

Tabela 07 - Coeficientes minoradores de resistências.

<b>Combinações</b>	<b>Concreto (<math>\gamma_c</math>)</b>	<b>Aço (<math>\gamma_s</math>)</b>
<b>Normais</b>	1,40	1,15
<b>Especiais ou de construção</b>	1,20	1,15
<b>Excepcionais</b>	1,20	1,00

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118 (2014).

#### 2.1.3.1.2 Tensões resistentes de projeto

A partir dos coeficientes mostrados na Tabela 07, em 2.1.3.1.1, obtêm-se as resistências de projeto. Na elaboração do projeto estrutural proposto nesse trabalho, por dispormos de um projeto arquitetônico cujos aspectos construtivos e as ações que incidirão no edifício são de natureza usual, isso é, nada excepcional, utilizaremos neste projeto os coeficientes de combinações normais, que implicarão nas seguintes formulações:

a) Resistência de projeto para o concreto:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (9)$$

Sendo  $f_{cd}$  a resistência do concreto a ser utilizada no projeto e  $f_{ck}$  a resistência característica.

b) Resistência de projeto para o aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (10)$$

Onde  $f_{yd}$  representa a resistência do aço adotada para projeto e  $f_{yk}$  a resistência característica do material.

### 2.1.3.2 Estados limites de serviço (ELS)

Um estado limite de serviço é alcançado a partir do momento que um edifício deixa ter seu uso pleno e adequado em razão do inadequado comportamento da estrutura, mas sem que esta, de forma local ou global, perca seu equilíbrio estável e venha à ruína (ABNT NBR 6118, 2014).

Nesse sentido, podemos mencionar exemplos clássicos como possíveis fissuras em uma viga de concreto, que acabam gerando desconforto ao usuário. Deslocamentos excessivos em vigas, que além do desconforto gerado aos usuários, geram patologias em componentes não estruturais do edifício, como trincas em alvenarias, a impossibilidade de se abrir uma janela devido a essa flecha excessiva, vibrações nas lajes em virtude da adoção de espessuras inferiores àquelas recomendadas pela norma, dentre outras ocasionadas pelo não atendimento a valores limites impostos pela norma. Resumindo, os estados limites de serviço buscam retratar o comportamento de um sistema estrutural perante a utilização no dia-a-dia (KIMURA, 2017).

Durante a elaboração do projeto, após a etapa de dimensionamento dos elementos, procederemos a verificação destes aos estados limites de abertura de

fissuras (*ELS-W*) e estados limites de deformações excessivas (*ELS-DEF*), restringido tais valores aos limites recomendados pela ABNT NBR 6118 (2014).

Vale salientar que o estado limite de formação de fissuras (*ELS-F*), não será negligenciado, visto que a formação de fissuras, por menores que sejam, irão ocorrer, em razão da baixa capacidade resistente do concreto aos esforços de tração. Cabe ao projetista, restringi-las a certos valores aceitáveis.

#### 2.1.3.2.1 Estado limite de abertura de fissuras em elementos estruturais (*ELS-W*)

Uma vez classificado o ambiente onde será executada a estrutura, cujas classes e formas de classificação já foram vistas na seção 2.1.1.1 deste trabalho, deve-se limitar a fissuração em elementos como vigas-faixa, lajes nervuradas, pilares, dentre outros pertencentes ao sistema estrutural, objetivando proporcionar a longevidade estrutural aos elementos pertencentes a este futuro projeto. Para isto, nos basearemos em valores limites de abertura de fissuras recomendados pela ABNT NBR 6118 (2014), mostrados abaixo na Tabela 08.

Tabela 08 - Valores limites para abertura de fissuras em função da CAA.

Classe de agressividade ambiental			
I	II	III	IV
$WK \leq 0,4 \text{ mm}$	$WK \leq 0,3 \text{ mm}$	$WK \leq 0,3 \text{ mm}$	$WK \leq 0,2 \text{ mm}$

Fonte: Adaptado, ABNT NBR 6118 (2014).

#### 2.1.3.2.2 Estado limite de deformações excessivas (*ELS-DEF*)

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), em seu item 3.2.4, esse estado deve ser verificado com o objetivo de restringir os deslocamentos verticais (flechas) em elementos localizados do projeto. No caso deste trabalho, peças como vigas-faixa e lajes nervuradas principalmente, visto que são os elementos mais suscetíveis a deformações verticais.

Quanto aos valores limites estabelecidos pela norma, estes são classificados em quatro grupos básicos, de acordo com o nível de exigência a ser determinado na realização do projeto, sendo  $l/250$  pertencente a classe mais

exigente, a qual procuraremos atender. Estes valores encontram-se abaixo na Tabela 09, onde  $l$  representa o vão de cálculo do elemento estrutural.

Tabela 09 - Deslocamentos verticais limites segundo a NBR 6118 (2014).

<b>Tipo de efeito</b>	<b>Razão da limitação</b>	<b>Exemplo</b>	<b>Deslocamento a considerar</b>	<b>Deslocamento-limite</b>
<b>Aceitabilidade sensorial</b>	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
<b>Efeitos estruturais em serviço</b>	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/350$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 +$ contraflecha
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivalamento do equipamento	De acordo com a recomendação do fabricante do equipamento

Fonte: Adaptado, ABNT NBR 6118 (2014).

#### 2.1.4 Ações e combinações em sistemas estruturais

Apresentaremos inicialmente nesta seção, as principais ações a serem consideradas em nosso projeto, baseando-se em prescrições da ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 6120 (2019), sendo esta última, base para a obtenção dos valores destas ações atuantes em edifícios.

Segundo ABNT NBR 6118 (2014), item 11.2.1, “Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.”

Por fim, trataremos a respeito dos coeficientes de segurança normatizados e que serão adotados no futuro projeto, assim como as transformações das ações características em valores de projeto, por meio de combinações com os coeficientes de segurança adotados.

#### 2.1.4.1 Ações permanentes

Este tipo de ação se caracteriza pela atuação com valores constantes ao longo de toda vida útil da construção. Considera-se também, neste grupo, ações que tendem a aumentar com o passar da vida útil da edificação (ABNT NBR 6118, 2014). Ainda segundo a norma, tais ações podem ser diferenciadas em diretas e indiretas, de acordo com sua natureza de atuação.

- a) **Diretas:** No caso de edifícios em concreto armado, como o caso da proposta projetual deste trabalho, devemos considerar na etapa de inserção de cargas as ações provenientes do peso próprio dos elementos estruturais, podendo ser obtidas através de relações entre as dimensões do elemento e a massa específica do material. Enquadram-se também, nesta categoria, o peso próprio de contrapisos, revestimentos cerâmicos, instalações prediais permanentes, reservatórios, dentre outros detalhes construtivos desta natureza, que permanecerão ao longo da vida útil do edifício (ABNT NBR 6120, 2019).
- b) **Indiretas:** esse tipo de ação permanente é proveniente das deformações por retração e fluência sofridas pelos elementos estruturais de concreto ao longo da vida útil da estrutura. Também pertencem a essa categoria, fatores como deslocamentos nos apoios e imperfeições geométricas dos elementos estruturais (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2019).

#### 2.1.4.2 Ações variáveis

São consideradas neste grupo, diferentemente das permanentes, ações que não atuam em uma estrutura de forma definitiva. Devido à variabilidade desta classe de ações em uma estrutura, deve-se considerar somente àquelas que sejam desfavoráveis à estrutura, utilizando os coeficientes ponderadores adequados para cada combinação (ABNT NBR 8681, 2004).

A ABNT NBR 6118 (2014), em seu item 11.4, classificada as ações variáveis como diretas e indiretas.

##### 2.1.4.2.1 Ações variáveis diretas

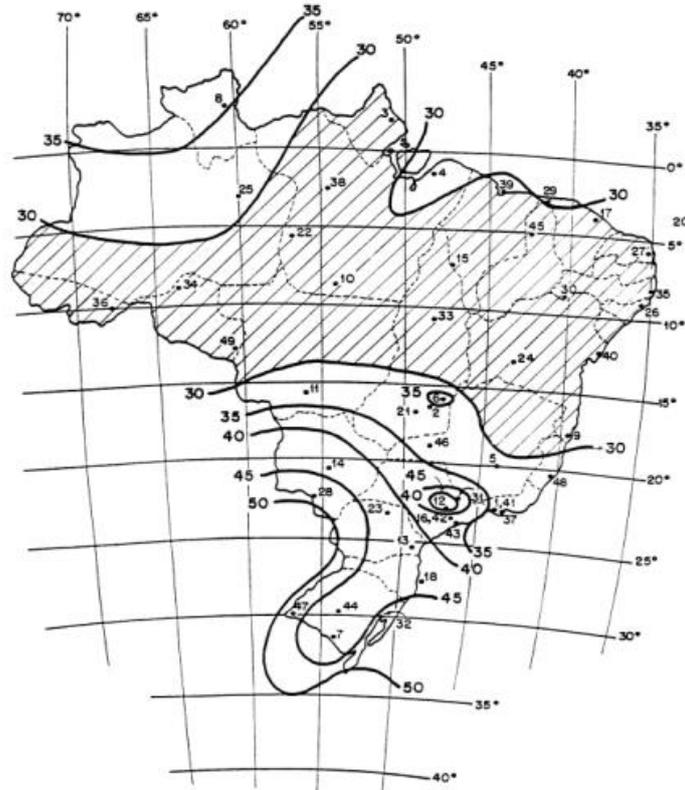
Enquadram-se nesta classe, segundo o item 11.4.1 da ABNT NBR 6118 (2014), as cargas acidentais previstas para o uso da edificação, sendo estas, provenientes do tráfego dos usuários, cargas móveis introduzidas por veículos, água, peso de mobílias e outros materiais, assim como ações dinâmicas de vento etc.

A normativa na qual nos basearemos para a obtenção dos valores referentes a ações acidentais de uso da edificação será a ABNT NBR 6120 (2019), onde consultaremos a mesma como para a elaboração projetual proposta.

No que se refere as ações provenientes do vento, cuja consideração em edifícios altos é indispensável, estas podem ser modeladas como carregamentos horizontais estáticos seguindo os preceitos encontrados na ABNT NBR 6123 (1988).

O ponto de partida se dá pela determinação da velocidade básica do vento  $V_0$ , cujo valor é determinado de acordo com a região brasileira onde deseja-se construir. De acordo com a ABNT NBR 6123 (1988), item 5.1, “A velocidade básica do vento,  $V_0$ , é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.” O mesmo item da norma exhibe um mapa de isopletas, onde encontram-se tais valores de velocidade básica, como pode ser visto abaixo na Figura 24.

Figura 24 - Mapa de isopletas de velocidades básicas do vento  $V_0$ , em (m/s).



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Uma vez determinada a velocidade básica do vento  $V_0$ , o próximo passo consiste em determinar a velocidade característica  $V_k$ , que incidirá na construção, através da multiplicação de  $V_0$  por coeficientes ponderadores  $S_1, S_2$  e  $S_3$ , que objetivam especificar e adaptar tal velocidade às características da natureza local. O fator  $S_1$  está relacionado com os aspectos topográficos do local, onde informações referentes ao terreno são fundamentais, como o local onde o mesmo está situado, plano ou acidentado, taludes e morros, etc. Subsequente a este, o fator  $S_2$  busca estimar a rugosidade do terreno, dividindo as possibilidades de projeto em cinco classes, onde condições como a densidade ocupacional da região de construção implicam diretamente na grandeza dos valores. O último fator de multiplicação,  $S_3$ , está ligado a aspectos estatísticos, onde considera o nível de segurança requirida e vida útil da construção.

Tendo posse destes valores, pode-se proceder ao cálculo da velocidade característica  $V_k$  através da Equação (11), mostrada abaixo.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (11)$$

#### 2.1.4.2.2 Ações variáveis indiretas

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), item 11.4.2, pertencem a esta classe as ações oriundas de variações de temperatura, que podem ser uniformes ou não, nos elementos estruturais. Para efeitos de análise estrutural, etapa de projeto, a norma recomenda a adoção do coeficiente de dilatação térmica do concreto igual a  $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ . A norma ainda considera nesta classe as ações provenientes de incidentes como choques com veículos e vibrações, como exposto pelo item 11.4.2.1, tais efeitos devem ser considerados na etapa de determinação dos esforços solicitantes dos elementos.

#### 2.1.4.3 Coeficientes de segurança à ruptura

As ações permanentes, bem como as variáveis diretas e indiretas, obtidas através de tabelas expostas e formulações expostas pelas normas ABNT NBR 6120 (2019) e ABNT NBR 6123 (1988), respectivamente, encontram-se a princípio com seus valores característicos. Como forma de proporcionar dimensionamentos seguros, a ABNT NBR 6118, item 11.7, preconiza a aplicação de coeficientes ponderadores em projetos estruturais, que objetivam majorar a intensidade das ações características, transformando-as em ações de projeto.

##### 2.1.4.3.1 Coeficiente $\gamma_f$

A norma introduz a respeito do coeficiente ponderador  $\gamma_f$ , também denominado coeficiente de segurança, produto da multiplicação de outros fatores parciais  $\gamma_{f1}$ ,  $\gamma_{f2}$  e  $\gamma_{f3}$ , que visam correlacionar às combinações outros aspectos. A aplicação do coeficiente  $\gamma_{f1}$  busca prever a variabilidade do valor da ação, isto é, considera que a intensidade das ações que atuam na estrutura não é 100% exato, podendo vir a ser maior ou menor que o valor característico estabelecido para o projeto. Quanto ao fator  $\gamma_{f2}$ , este procura antever a respeito da simultaneidade das ações, ou seja, a probabilidade de diferentes

ações variáveis atuarem de forma simultânea na estrutura. Por desfecho, o fator  $\gamma_{f3}$  busca levar em consideração as possíveis aproximações de projeto.

Dessa forma, realizando o produto entre tais fatores, obtêm-se o coeficiente de segurança, como visto abaixo na Equação (12).

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (12)$$

Nesse contexto, a ABNT NBR 6118 (2014) expõe, em seu item 11.7.1, coeficientes ponderadores que devem obrigatoriamente serem aplicados em análises do estado limite último (ELU). Encontram-se abaixo, nas Tabelas 10 e 11, os valores destes respectivos coeficientes, onde (D) representam as ações desfavoráveis, (F) favoráveis, (G) as ações variáveis em geral e (T) é a temperatura.

Tabela 10 - Coeficientes ponderadores para combinações do estado limite último.

Combinações	Ações ( $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ )							
	Permanentes		Variáveis		Protensão		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0,0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,2	1,2	0,9	1,2	0,0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0,0	1,2	0,9	0,0	0,0

Fonte: Adaptada, ABNT NBR 6118 (2014).

Tabela 11 - Coeficientes de racionalização das ações consideradas em combinações de cálculo.

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Cargas acidentais de edifícios</b>	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<b>Vento</b>	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0,0
<b>Temperatura</b>	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: Adaptada, ABNT NBR 6118 (2014).

Sendo:  $\psi_0$  o fator de redução de combinação do estado limite último,  $\psi_1$  fator referente a combinação frequente para a verificação do estado limite de serviço e  $\psi_2$  o fator também relacionado ao estado limite de serviço, no entanto utilizado nas combinações quase permanentes.

#### 2.1.4.4 Combinações das ações

Como visto em 2.1.4.3, as ações permanentes e variáveis atuantes em uma edificação necessitam ter seus valores majorados para assim atenderem aos estados limites. Com isto, as combinações de cálculo surgem com o intuito de considerar de forma simultânea as ações que agem no sistema estrutural, uma vez que na vida real não há atuação de apenas uma ação isolada. Saliencia-se que para este projeto estrutural, assim como para os demais, a ABNT NBR 6118 (2014) enfatiza que devemos sempre considerar os efeitos mais desfavoráveis na estrutura. Ainda conforme a norma, a constatação da segurança quanto ao estado limite último, bem como as verificações do estado limite de serviço, devem ser

efetuadas mediante a aplicação de combinações últimas e de serviço, na devida ordem.

#### 2.1.4.4.1 Combinações das ações no estado limite último (ELU)

No projeto proposto, trataremos apenas das combinações últimas normais, sendo as mais frequentes em projetos de edifícios. Para tal, deve-se considerar as ações permanentes sempre como seus valores máximos, multiplicadas pelo coeficiente ponderador da Tabela 10, visto em 2.1.4.3.1. Quanto às ações variáveis, segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2019), escolhe-se a mais significativa para ser lançada como principal e atuar com seu valor característico (sem reduções), as demais ações variáveis serão consideradas como secundárias e terão suas intensidades reduzidas pelo coeficiente  $\psi_0$ , mostrado na Tabela 11.

Tal combinação é expressa pela ABNT NBR 8681 (2004), dada pela Equação (13), mostrada abaixo.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk} \quad (13)$$

Onde  $F_d$  representa o valor da solicitação de projeto,  $F_{gk}$  e  $F_{\varepsilon gk}$  caracterizam as ações permanentes diretas e indiretas, respectivamente. As parcelas providas do índice “q”, representam as ações variáveis, sendo a principal denominada de  $F_{q1k}$ .

#### 2.1.4.4.2 Combinações de serviço

As combinações de serviço são utilizadas na etapa de análise estrutural de um projeto, onde aplicam-se estas para as verificações dos estados limites de abertura de fissuras e deformações excessivas. De acordo com o item 5.1.5, da ABNT NBR 8681 (2003), tais combinações são classificadas em três tipos: quase permanentes, frequentes e raras. Para efeitos desta proposta projetual, empregaremos apenas as combinações quase permanentes e frequentes, onde faremos uso delas nas verificações dos estados limites de deformações excessivas (ELS-DEF) e controle de fissuras (ELS-W), respectivamente.

Encontram-se abaixo tais combinações, nas Equações (14) e (15), onde o principal aspecto a ser visto é a não majoração das ações permanentes e variáveis,  $F_{gjk}$  e  $F_{q1k}$ .

a) Combinação quase permanente (CQP):

$$F_{d,ser} = \sum_{j=1}^n F_{gjk} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad (14)$$

b) Combinação frequente (CF):

$$F_{d,ser} = \sum_{j=1}^n F_{gjk} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad (15)$$

### 2.1.5 Verificação da estabilidade estrutural do edifício

Uma das etapas mais importantes da análise estrutural de um edifício, consiste em verificar a estabilidade do mesmo quanto aos deslocamentos horizontais, sejam eles locais ou globais, face às ações permanentes e variáveis atuantes.

No que concerne a esta verificação, é considerada complexa, visto as várias imperfeições e não linearidades existentes nas estruturas. No entanto, é fundamental, em razão dos esforços adicionais que tendem a surgir em decorrência de significativos deslocamentos horizontais do edifício, que dependendo da magnitude, pode acarretar o colapso deste. Tal natureza de análise, onde considera-se o equilíbrio da estrutura com configuração deformada, é denominada de análise não-linear geométrica (GELATTI, 2012).

Ainda segundo a autora, a não linearidade física também afeta, de certa forma, a estabilidade da estrutura, sendo essa relacionada aos materiais que a compõem. O concreto a princípio, apresenta-se como um material linear face às tensões compressivas atuantes, até cerca de 45% de capacidade resistente (tensão máxima). Sabe-se também, da Resistência dos Materiais, que o aço entra

em um estado de plastificação, isto é, deixa de apresentar comportamento linear, quando ultrapassado seu limite de escoamento (GELATTI, 2012).

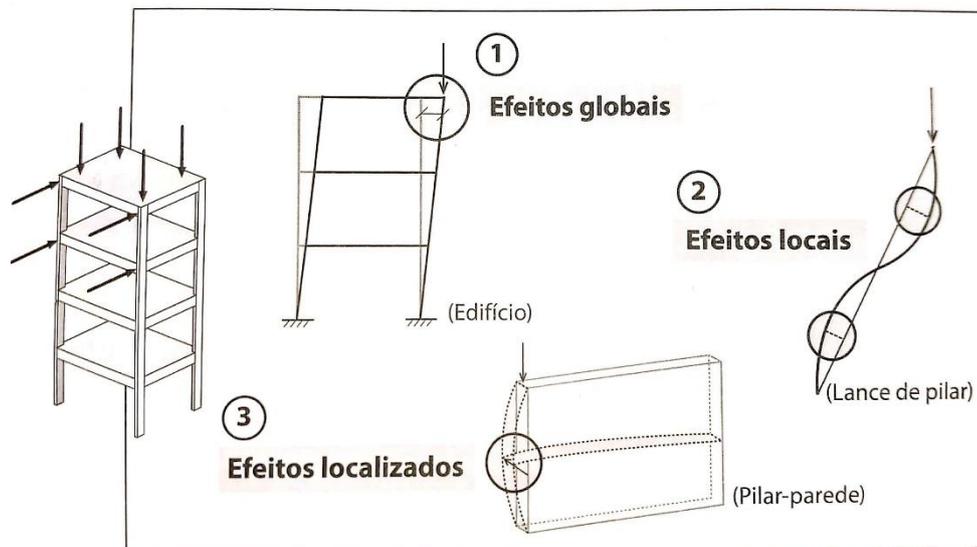
Como forma de contornar tal situação, a favor de projetos seguros e eficientes, a ABNT NBR 6118 (2014), item 15.3, descreve que esta não linearidade física deverá ser obrigatoriamente levada em consideração nos projetos. Nesse contexto, a normativa ainda recomenda, em seu item 15.7.3, a redução da rigidez dos elementos estruturais nas análises não lineares.

### 2.1.5.1 Análise de segunda ordem

Tendo por certo o entendimento de que os efeitos de 1º ordem são aqueles obtidos em uma análise linear, isto é, considerando a configuração original da estrutura, sem deformações, a ABNT NBR 6118 (2014) introduz a respeito dos efeitos de 2º ordem, que retrata a realidade de um edifício. Na prática, devemos considerar a configuração deformada do sistema estrutural, considerando nos dimensionamentos os esforços adicionais decorrentes dessa deformação sofrida, que tendem a desestabilizar o edifício.

A ABNT NBR 6118 (2014), item 15.4.1, exhibe uma classificação a respeito dos efeitos de 2º ordem que podem existir em um edifício, classificando-os em globais, locais e localizados, conforme mostrado na Figura 25, logo abaixo.

Figura 25 - Efeitos de 2º ordem atuantes em um edifício.



Fonte: Kimura (2017).

Para fins deste trabalho, consideraremos apenas os efeitos globais e locais, na verificação da estabilidade global do edifício e nos dimensionamentos dos pilares, respectivamente.

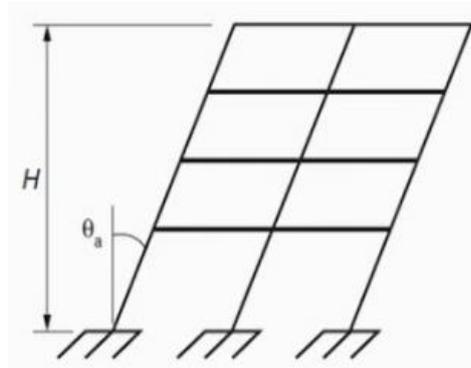
#### 2.1.5.2 Verificação da estabilidade global

Um dos objetivos deste trabalho é a elaboração de um projeto estrutural seguro e eficiente, procurando usufruir ao máximo dos benefícios oferecidos pelo modelo estrutural escolhido. Para alcançar isto, torna-se imprescindível a verificação e validação da estabilidade global do edifício perante aos efeitos de 2º ordem globais atuantes no pórtico espacial, isto é, realizando uma comparação dos deslocamentos horizontais existentes com os limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2014). Salientando-se que, quanto maior a intensidade dos efeitos de segunda ordem, menor será a estabilidade global da edificação (KIMURA, 2017).

##### 2.1.5.2.1 Imperfeições globais em edifícios

No que tange a análise global das estruturas, sendo estas contraventadas ou não, a ABNT NBR 6118 (2014), em seu item 11.3.3.4.1, descreve a necessidade de considerarmos um desaprumo das peças estruturais verticais, ou seja, os pilares, em razão das imperfeições geométricas existentes no sistema estrutural. A Figura 26, logo abaixo, exemplifica este fenômeno.

Figura 26 - Desaprumo considerado na verificação da estabilidade global da estrutura.



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

O parâmetro  $\theta_a$  é obtido através da Equação (16).

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1 + \left(\frac{1}{n}\right)}{2}} \quad (16)$$

Onde  $\theta_1$  possui relação direta com a altura da edificação “H”, sendo obtido através da Equação (17), abaixo:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} \quad (17)$$

Ainda segundo os preceitos da norma, quando 30% da intensidade das ações provenientes do vento forem superiores as ações de desaprumo, deve-se considerar apenas as ações do vento. Quando 30% das ações de desaprumo forem maiores que os carregamentos de vento, considera-se somente o desaprumo, mas respeitando um valor de  $\theta_{1min} = 1/300$ . Nas demais condições, deve-se considerar a atuação destas duas ações de forma simultânea e na mesma direção, sem a necessidade de considerar um  $\theta_{1min}$ .

#### 2.1.5.2.2 Coeficiente $\gamma_z$

Buscando atender os preceitos da ABNT NBR 6118 (2014), haja vista o item 15.5.3, verificaremos a estabilidade global do edifício por meio do parâmetro denominado  $\gamma_z$ , indicado para edifícios de 4 ou mais pavimentos. Segundo a norma, este pode ser obtido através dos resultados de uma análise linear, considerando nos elementos estruturais a redução de rigidez, citada em 2.1.4.

No que concerne aos parâmetros obtidos mediante a aplicação do método, estes classificarão a estrutura quanto a sua flexibilidade, isto é, o quanto o edifício de maneira global se desloca horizontalmente. A norma, em seu item 15.5.3, expõe que a estrutura pode ser considerada de nós fixos, ou seja, pouco deslocável, quando  $\gamma_z \leq 1,10$ . Quando superado este valor, a estrutura é classificada como de nós móveis, sendo de média ou grande deslocabilidade horizontal, e assim, deve-se considerar os efeitos de 2º ordem global no dimensionamento dos pilares dos diversos pavimentos, por serem os elementos que mais contribuem ao

contraventamento da estrutura. Ressalta-se ainda, que o valor de  $\gamma_z$  é restringido pela norma em um valor limite de 1,30.

O valor de  $\gamma_z$  é obtido através da Equação (18), mostrada abaixo.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta_{M,tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (18)$$

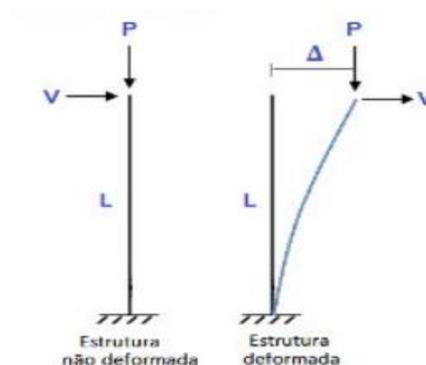
Em que:  $\Delta_{M,tot,d}$  representa o somatório dos produtos de todas as cargas verticais de projeto atuantes na estrutura, pelos respectivos deslocamentos horizontais de seus pontos de ação, obtidos na análise de primeira ordem. Quanto a parcela de  $M_{1,tot,d}$ , esta representa o momento de tombamento introduzido à estrutura, em outras palavras, o somatório dos momentos gerados por todos os carregamentos horizontais considerados na combinação última de projeto, em relação a base do edifício.

Apresentaremos abaixo, de forma concisa, os meios para a obtenção dos valores referentes às parcelas da Equação 18, em respectiva ordem.

a) Momento  $\Delta_{M,tot,d}$ :

Efeito que reproduz os sucessivos esforços adicionais de 2º ordem em razão do produto entre a carga vertical atuante e os deslocamentos laterais de primeira ordem (MONCAYO, 2011). Pode ser visto abaixo, na Figura 27.

Figura 27 - Exemplificação do efeito P-Delta nas estruturas de edifícios.



Fonte: AltoQI (2018).

O  $\Delta_{M,tot,d}$  pode ser obtido através da Equação (19), logo abaixo.

$$\Delta_{M,tot,d} = M_{1a} + \sum_{i=j}^n P_v \cdot \Delta_n \quad (19)$$

Em que:  $M_{1a}$  refere-se ao momento resultante da análise de primeira ordem (linear),  $P_v$  representa o carregamento vertical total da estrutura e  $\Delta_n$  os sucessivos deslocamentos horizontais de segunda ordem.

b) Momento de tombamento  $M_{1,tot,d}$  proveniente do vento:

Uma outra natureza de ação horizontal que devemos levar em consideração nos projetos, além do desaprumo, visto em 2.1.5.2.1, diz respeito às ações advindas do vento. A ABNT NBR 6118 (2014) trata com obrigatoriedade a consideração das ações dinâmicas de vento nas estruturas, onde os meios para se obter tal carregamento foram vistos em 2.1.4.2.1.

Ainda segundo a norma, tal consideração deverá ser realizada nesta etapa de análise da estabilidade global da estrutura, onde sua atuação implica em momentos de tombamento. A intensidade deste momento pode ser estimada pela Equação (20).

$$M_{1,tot,d} = \sum_{i=j}^n F_n \cdot H_n \quad (20)$$

Onde  $F_n$  representa a intensidade da ação do vento no nó do pórtico considerado e  $H_n$  é a distância do ponto de aplicação desta ação em relação a base da estrutura.

### 2.1.6 Idealização e dimensionamento dos elementos estruturais colaborantes ao contraventamento

Esta seção do trabalho denotará os principais procedimentos de cálculo dos elementos estruturais terciários, secundários e primários, que contribuem ao

contraventamento de um edifício. Serão apresentados os critérios quanto ao pré-dimensionamento dos mesmos, ação necessária em uma concepção, além de formulações e prescrições de detalhamentos que culminam na idealização e atendimento destas peças projetuais quanto a metodologia do estado limite último (*ELU*) e estado limite de serviço (*ELS*).

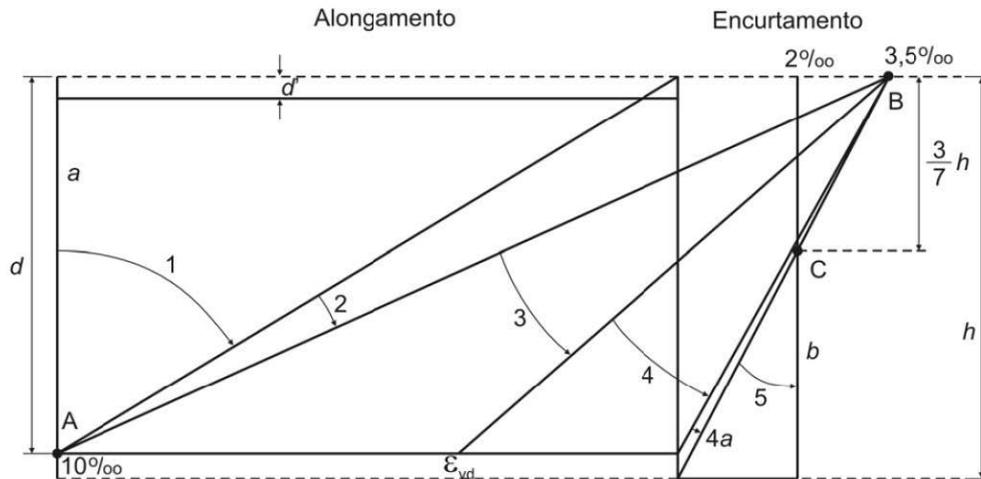
#### 2.1.6.1 Domínios de deformação do (*ELU*)

Uma vez fundamentado sobre a solidarização entre o conjunto concreto e aço, a ABNT NBR 6118 (2014) preconiza que os dimensionamentos dos elementos estruturais sujeitos à flexão sejam realizados dentro de limites, nos quais possibilitem a boa ductilidade do conjunto concreto armado perante à ruptura. Nesse contexto, tal norma introduz a respeito de domínios de deformação pertencentes as análises do estado limite último, que retratam a natureza das deformações dos elementos estruturais perante às tensões atuantes em razão dos carregamentos. Sendo tensões compressivas, aquelas que culminam no encurtamento das peças, e trativas as que causam o alongamento das peças estruturais.

“A ruína da seção transversal para qualquer tipo de flexão no estado limite último é caracterizada pelas deformações específicas de cálculo do concreto e do aço, que atingem (uma delas ou ambas) os valores máximos das deformações específicas desses materiais.” (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2019, p. 120)

A Figura 28, mostrada abaixo, expõe de forma esquemática os denominados domínios de deformação das seções transversais e seus respectivos limites, que retratam a natureza de ruptura dos elementos, podendo ser por encurtamento excessivo do concreto e por deformação plástica excessiva das barras de aço passivas.

Figura 28 - Domínios de deformação do estado-limite último (ELU).



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), o primeiro bloco do diagrama representa o alcance do estado limite último da peça em razão de deformações plásticas demasiadas das armaduras, isto é, o alongamento máximo que o material resiste. Tal bloco compreende a “reta a”, direcionada à elementos estruturais sujeitos a tração pura, sem esforços de momento, predominantes em tirantes. Além desta, encontra-se o domínio 1, caracterizado pela atuação de esforços de tração não uniformes em elementos estruturais, além do domínio 2, que descreve o fenômeno de flexão simples ou composta (flexo-tração ou flexo-compressão), sem que ocorra a ruptura do concreto por encurtamento máximo ( $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ ).

No que tange ao bloco intermediário do diagrama, nele encontra-se o domínio 3, caracterizado também pela atuação de flexão simples ou composta, porém, dentro dos limites deste domínio, a natureza de ruptura se dá pela simultaneidade do colapso atingido pelo concreto e aço, o que em termos de projeto, é o ideal, haja vista as evidências demonstradas pelo aço em virtude de sua ductilidade (BASTOS, 2019). Assim sendo, buscaremos dimensionar os elementos estruturais do projeto dentro do domínio 3, principalmente as vigas-faixa dos diversos pavimentos, respeitando uma condição imposta pela ABNT NBR 6118 (2014), item 17.2.3, sendo:  $x/d \leq 0,45$ . Onde (x) é a profundidade e (d) a altura útil definida em pré-dimensionamento.

O bloco final do diagrama, à direita, é representando pelo domínio 4, não recomendado nos dimensionamentos de vigas, uma vez que requer uma seção transversal superarmada, ou seja, as armaduras dos elementos não alcançam seu escoamento ( $\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$ ). A ruptura, segundo a NBR 6118 (2014), se dá pelo encurtamento máximo do concreto, o que a torna frágil.

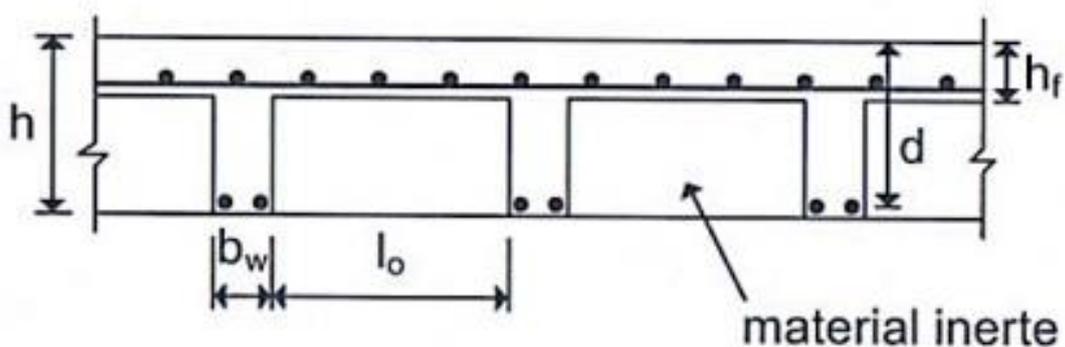
Por fim, ainda segundo a norma, encontra-se os “domínios 4a” e “5”, caracterizados por flexão composta (com armaduras comprimidas) e compressão sem uniformidade, na respectiva ordem. Além da “reta b”, representando o outro extremo do diagrama, dentro os quais pertencem os elementos sujeitos à compressão uniforme.

#### 2.1.6.2 Lajes nervuradas moldadas in loco

Denotaremos aqui, concisamente, o roteiro de dimensionamento das lajes nervuradas moldadas in loco, partindo-se do pré-dimensionamento das nervuras e apresentando as verificações e detalhamentos necessários ao bom funcionamento estrutural do elemento, no que concerne a segurança e eficiência do mesmo. Todas as formulações e verificações aqui apresentadas, são fundamentadas nas recomendações da ABNT NBR 6118 (2014).

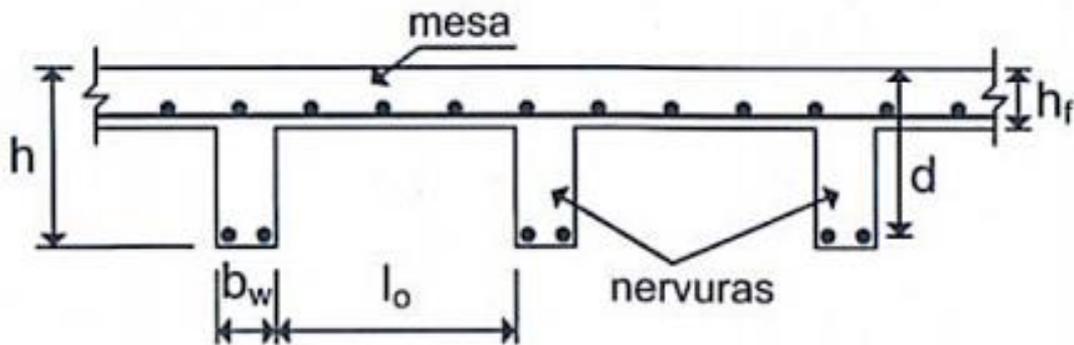
Apresentaremos abaixo, nas Figuras 29 e 30, a seção transversal de lajes nervuradas moldadas in loco que será adotada nesta proposta projetual, com as indicações de suas respectivas partes estruturais.

Figura 29 - Características da seção transversal de uma laje nervurada moldada in loco.



Fonte: Araújo (2014).

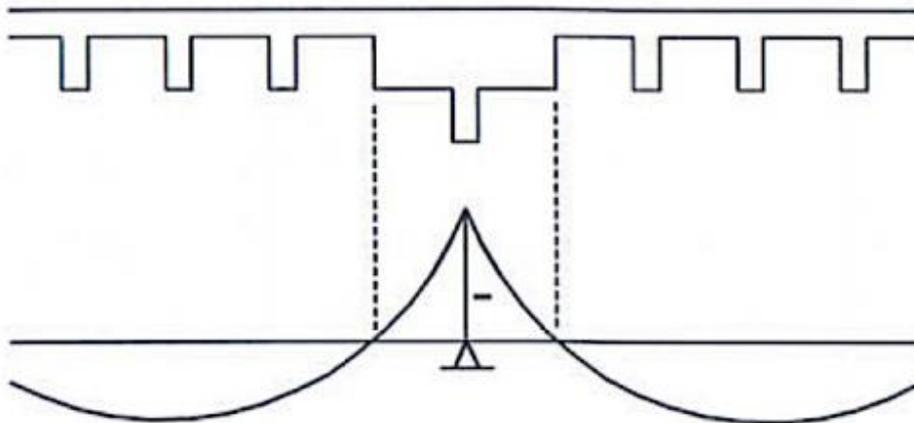
Figura 30 - Componentes estruturais de uma seção transversal de laje nervurada.



Fonte: Araújo (2014).

Tendo em vista as continuidades entre as lajes do pavimento, em função dos cômodos existentes adjacentes uns aos outros, Araújo (2014) relata a necessidade de enrijecermos as regiões de encontro intermediárias entre essas lajes, com o intuito de combater excessivos momentos fletores negativos, com visto na Figura 31. Ressalta-se que uso de vigas-faixa possibilita o enrijecimento destes locais, sendo uma boa solução.

Figura 31 -Seção transversal de uma laje nervurada contínua.



Fonte: Araújo (2014).

#### 2.1.6.2.1 Pré-dimensionamento

Esta etapa consiste em determinar as dimensões iniciais da tipologia de laje, podendo alterá-las ao longo do projeto, caso tais dimensões iniciais não atendam as verificações do estado limite último e do estado limite de serviço.

Uma vez que usaremos cubetas de polipropileno, vistas na seção 1.1.3.1.1, como material inerte dentre as nervuras estruturais do elemento, faz-se necessário definirmos algumas dimensões iniciais referentes a seção transversal das lajes. Para tal, seguiremos as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), o que implica no roteiro a seguir.

a) Largura das nervuras:

Segundo a norma, a largura mínima das nervuras ( $b_w$ ) deverá atender a Equação (21), abaixo.

$$b_w \geq 5 \text{ cm} \quad (21)$$

b) Espessura da mesa:

A mesa superior, composta por uma capa de concreto, deverá ter uma espessura mínima  $h_f$  pode ser estimado através da Equação (22). Ressaltando que, caso o projeto hidrossanitário imponha a existência de tubulações de no máximo 10 mm embutidas na mesa, o valor mínimo de espessura passará a ser 5 cm.

$$h_f \geq \begin{cases} 4 \text{ cm} \\ \frac{l_0}{15} \end{cases} \quad (22)$$

Em que:  $l_0$  é a largura adotada para a cubeta de polipropileno, em ambas as direções da laje, definida mediante a consulta de catálogos de fabricantes.

c) Distância entre os eixos das nervuras:

A norma limita a distância entre eixos de nervuras à 110 cm, contudo procuraremos adotar tal medida com um valor máximo de 65 cm, com o intuito de evitarmos possíveis gastos com armações adicionais de compressão na mesa.

Salientando, que a NBR 6118 (2014), item 13.2.4.2, impõe a condição de verificarmos esse componente à flexão, caso esta distância ultrapasse 65 cm.

A estimativa desta distância ( $S$ ) pode ser feita pela Equação (23).

$$S = l_0 + b_w \leq 110 \text{ cm} \quad (23)$$

d) Altura da laje:

Conforme Araújo (2014), a altura total das lajes nervuradas, independente da destinação do cômodo, podem ser obtidas pela Equação (24), onde  $l_x$  é o menor vão da laje.

$$h = \frac{l_x}{30} \quad (24)$$

#### 2.1.6.2.2 Modelagem dos carregamentos e análise estrutural

O passo subsequente ao pré-dimensionamento das lajes, consiste na modelagem dos carregamentos atuantes nos pavimentos, ou seja, a inserção de carregamentos permanentes, além de variáveis de acordo com a destinação dos cômodos e dos níveis do edifício, haja vista que em garagens as cargas de utilização, segundo a ABNT 6120 (2019), serão mais intensas.

Denotaremos abaixo o roteiro para a obtenção dos carregamentos permanentes e variáveis atuantes por laje, onde as especificações já foram vistas na seção 2.1.4. Ressalta-se, que diferentemente das ações variáveis que podem possuir magnitudes distintas, já visto acima, o peso próprio do elemento será função somente da densidade do concreto, além da seção transversal adotada.

a) Peso próprio:

Este carregamento é obtido descontando-se o volume que seria compreendido pelos enchimentos entre as nervuras. Assim sendo, deve-se realizar tal desconto de volumetria, conforme as Equações (25) e (26).

Procedendo, determina-se o peso total da laje ( $P_t$ ) e distribui-se o mesmo pela metragem quadrada da região entre eixos considerada ( $S$ ), aplicando as Equações (27) e (28), respectivamente.

$$V' = l_x \cdot l_y \cdot (h - h_f) \quad (25)$$

$$V = (S_x \cdot S_y \cdot h) - V' \quad (26)$$

Onde  $V'$  representa o volume do enchimento e  $V$  o volume de concreto.

$$P_T = V \cdot \gamma_C \quad (27)$$

$$P_A = \frac{P_T}{A_{e-e}} \quad (28)$$

Em que:  $\gamma_C$  é o peso específico do concreto armado, igual a 25 KN/m<sup>3</sup>,  $P_A$  representa o peso por área e  $A_{e-e}$  a área da região entre eixos de nervura.

b) Carregamentos permanentes:

Somando-se cargas permanentes adicionais como o peso de revestimento da laje ( $Rev$ ) e possíveis paredes internas sobre a laje ( $P_{par}$ ) ao peso por área já calculado, encontramos o peso permanente total, representado por ( $g$ ), dado pela Equação (29).

$$g = P_A + Rev + P_{par} \quad (29)$$

c) Carregamentos variáveis:

Como visto na seção 2.1.4, os carregamentos variáveis são classificados como diretos e indiretos. Tratando-se de lajes, considera-se somente os carregamentos diretos provenientes da utilização, conforme a ABNT NBR 6120

(2019). Os respectivos valores destas cargas acidentais ( $q$ ) poderão ser tiradas desta normativa, a depender da destinação do cômodo (áreas de serviço, cozinhas, dormitórios e salas, corredores, garagens, dentre outros locais).

d) Carregamento total por laje:

Realizando-se a soma dos carregamentos permanentes ( $g$ ) e variáveis ( $q$ ), obtêm-se o carregamento total atuante na laje. Salienta-se que este carregamento é considerado característico, havendo a necessidade de aplicarmos o coeficiente de segurança  $\gamma_f$  visto na seção 2.1.4.3.1 deste trabalho, para o atendimento ao estado limite último.

#### 2.1.6.2.3 Verificação quanto ao estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

Uma vez inseridos os carregamentos nas lajes, uma verificação inicial e fundamental da etapa de análise estrutural de um projeto, consiste em estimar as flechas geradas nos elementos e compará-las com os valores limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2014).

Nesse enquadramento, apresentaremos a seguir uma marcha de cálculo para a estimativa da flecha total em lajes nervuradas moldadas in loco, e por fim, esquematizaremos a comparação que deverá ser realizada para as demais lajes.

a) Altura equivalente:

O passo primário se dá pelo cálculo da altura equivalente da laje, através das Equações (30) e (31).

$$\xi = \frac{l_{0x} \cdot l_{0y}}{S_x \cdot S_y} \quad (30)$$

$$h_e = \left[ (1 - \xi) \cdot h^3 + \xi \cdot h_f^3 \right]^{\frac{1}{3}} \quad (31)$$

Em que:  $\xi$  é o coeficiente relativo ao pré-dimensionamento das dimensões do material inerte e da distância entre eixos de nervuras.  $h_e$  representa a altura equivalente da laje.

b) Rigidez à flexão:

Adiante, calcula-se a rigidez à flexão ( $D$ ) da laje por meio da Equação (32), em função da altura equivalente antes mensurada e de propriedades mecânicas do concreto.

$$D = \frac{E_{cs} \cdot h_e^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \quad (32)$$

Onde  $E_{cs}$  é o módulo de elasticidade longitudinal do concreto, podendo ser obtido por meio da Tabela 05, vista na seção 2.1.2.1.3. O coeficiente Poisson, representado por  $\nu$ , vale 0,2.

c) Combinação quase permanente (CQP):

A combinação no qual procederemos a verificação de flechas excessivas nas lajes do nosso projeto, segundo a ABNT NBR 6118 (2014), é a combinação de serviço quase permanente, já vista na seção 2.1.4.4.2. deste trabalho. Assim sendo, devemos consultar a Tabela 11, em 2.1.4.3.1, para recolhermos o coeficiente de redução  $\psi_2$ , que será aplicado ao carregamento total de utilização.

$$F_{d,ser} = g + \psi_2 \cdot q \quad (33)$$

d) Estimativa da flecha inicial:

Tendo posse da rigidez à flexão da laje e do carregamento oriundo da combinação quase permanente, procede-se ao cálculo da flecha inicial na laje pela Equação (34), onde  $W_c$  é um coeficiente tabelado, fruto da relação entre os vãos de cálculo  $l_x$  e  $l_y$ .

$$W_0 = 0,001 \cdot W_c \cdot \frac{F_{d,ser} \cdot l_x^4}{D} \quad (34)$$

Em que  $W_0$  é a flecha inicial na laje, isto é, aquela atuante após a retirada dos escamentos do elemento.

e) Flecha final:

Em razão da perda de resistência do concreto ao longo da vida útil do projeto, pelo fenômeno de fluência, a ABNT NBR 6118 (2014) prescreve a necessidade de aferirmos a deformação vertical dos elementos sujeitos a flexão ao longo tempo. Para tanto, aplicaremos a Equação (35) para estimarmos este deslocamento das lajes no final de sua vida útil.

$$W_\infty = (1 + \varphi) \cdot W_0 \quad (35)$$

Onde  $\varphi$  é o coeficiente de fluência, podendo ser adotado, segundo o item 8.2.11 da norma, como 2,5.

f) Flecha admissível:

Um dos objetivos deste trabalho é a elaboração de um projeto estrutural que atenda além da estabilidade e eficiência estrutural dos elementos, critérios relativos à aceitabilidade sensorial dos usuários. Com isso, faz-se necessários restringirmos os deslocamentos verticais das lajes aos valores limites normativos, para tal, a condição dada pela Equação (36) necessita ser atendida.

$$W_\infty < W_{adm} = \frac{l_x}{250} \quad (36)$$

Onde  $l_x$  é o menor vão de cálculo da laje considerada e o parâmetro 250 é retirado da Tabela 9, deste trabalho, seção 2.1.3.2.2.

#### 2.1.6.2.4 Verificação quanto ao cisalhamento

Para o atendimento da ABNT NBR 6118 (2014), no que concerne a dispensa de armadura transversal para combater a tração proveniente do esforço cortante nas lajes nervuradas, deveremos verificar estas às tensões tangenciais existentes. Com isto, a condição dada pela Equação (37), citada pela norma, deverá ser atendida.

$$\frac{V_{sd}}{b_w \cdot d} \leq V_{rd1} \quad (37)$$

Em que:

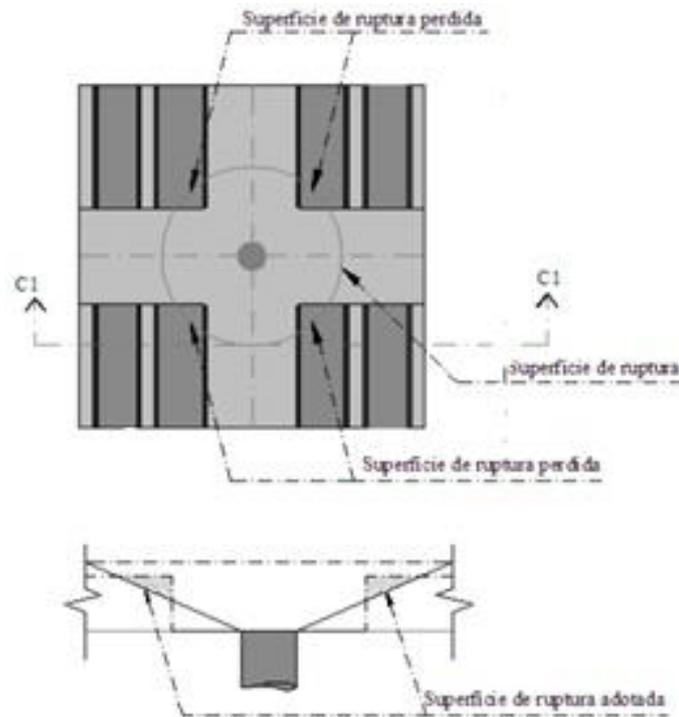
$$V_{rd1} = [k \cdot (0,25 \cdot f_{ctd}) \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d \quad (38)$$

Onde  $V_{rd1}$  é a resistência ao esforço cortante da seção,  $V_{sd}$  o esforço cortante solicitante e  $k = (1 - d)$ .

#### 2.1.6.2.5 Verificação quanto à punção

Para o atendimento ao item 19.5.1 da ABNT NBR 6118 (2014), devemos verificar as lajes nervuradas aos esforços cisalhantes provenientes da punção. Assim sendo, adotaremos as Equações (39) e (40) para verificarmos tais elementos do projeto, onde  $d$  é a altura útil ao redor do perímetro crítico. Tal perímetro é exemplificado por meio da Figura 32, segundo colaborações de Sacramento (2018) aos trabalhos de Lau e Clark (2007), a respeito desta verificação quando as lajes são enrijecidas com vigas-faixa.

Figura 32 - Esquematização do perímetro crítico em lajes nervuradas estruturada com faixas.



Fonte: Sacramento (2018) *apud* Lau e Clark (2007).

A verificação do fenômeno de punção se dá pela aplicação e comparação dos resultados obtidos por intermédio das Equações (39) e (40).

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu_c \cdot d} \quad (39)$$

$$V_{rd,c} = 0,13 \cdot (1 + \sqrt{20/d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (40)$$

A condição para a dispensa de armaduras adicionais à punção é comprovada com a condição  $V_{rd,c} > \tau_{sd}$ .

#### 2.1.6.2.6 Dimensionamento das nervuras à flexão

Uma vez validadas as verificações denotadas anteriormente, o próximo passo do projeto de lajes nervuradas moldadas in loco consiste na análise estrutural do elemento, no que tange a obtenção dos esforços internos de

momento fletor e cortante máximos. E com posse de tais valores, dimensionar as nervuras dos elementos a estes esforços de magnitude máxima.

a) Mensuração dos esforços internos máximos:

O esforço de momento fletor de amplitude máxima pode ser estimado por meio das Equação (41) respectivamente, onde  $l_x$  é o menor vão de cálculo. Os parâmetros adimensionais  $\mu$  e  $\nu$  são retirados da literatura de Pinheiro (2007), cujas tabelas pertinentes encontram-se em anexo.

$$M_{m\acute{a}x} = \mu \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (41)$$

b) Posição da linha neutra:

Antes da determinação da armadura necessária para as nervuras resistirem as tensões normais oriundas da flexão, segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2019), faz-se necessário localizarmos a posição da linha neutra  $x$  na seção transversal, isto é, o local onde as tensões de tração e compressão são nulas. Estimada com a aplicação da Equação (42), logo abaixo.

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{M_d}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \right) \quad (42)$$

Onde  $d$  é a altura útil da seção, podendo ser estimada como sendo 90% da altura total da viga.  $M_d$  é o valor máximo de momento fletor, já visto, multiplicado pelo respectivo coeficiente de segurança. As demais variáveis da formulação já foram tratadas anteriormente.

Calculada a posição de  $x$ , procede-se a verificação do domínio no qual a seção se encontra, por meio da relação abaixo, citada por Carvalho e Figueiredo Filho (2019).

$$Dom = \begin{cases} \text{Dominio 2} \rightarrow x \leq 0,259 \cdot d \\ \text{Domínio 3} \rightarrow 0,259 \cdot d \leq x \leq 0,628 \cdot d \\ \text{Domínio 4} \rightarrow x \geq 0,628 \cdot d \end{cases} \quad (43)$$

Verifica-se também se há o atendimento à relação  $x/d \leq 0,45$ , que dita o comportamento dúctil dos elementos.

c) Determinação da área de aço principal:

Atendidas as condições anteriormente vistas e dispondo do momento fletor máximo atuante no elemento e da posição da linha  $x$ , pode-se determinar a armadura necessária para as nervuras resistirem as tensões de tração localizadas abaixo da linha neutra através de um equilíbrio de momentos na seção transversal. Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2019) a armadura necessária para este equilíbrio pode ser obtida mediante a aplicação da Equação (44). Salientando-se a necessidade de considerarmos uma armação mínima, igual a 15% da seção de concreto, atendendo os preceitos da ABNT NBR 6118 (2014).

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}} \quad (44)$$

$$A_{s,min} = 0,0015 \cdot b_w \cdot h \quad (45)$$

Em que:  $d$  é a altura útil da seção,  $h$  representa altura total da laje e  $b_w$  a largura da nervura, antes visto.

#### 2.1.6.2.7 Determinação das armaduras de distribuição da mesa

Caso haja o atendimento à ABNT NBR 6118 (2018), no que tange ao distanciamento entre eixos de nervuras, não sendo superior a 65 cm, pode-se adotar uma armação mínima em ambas as direções de dissipação de cargas, mensurada pela Equação (46).

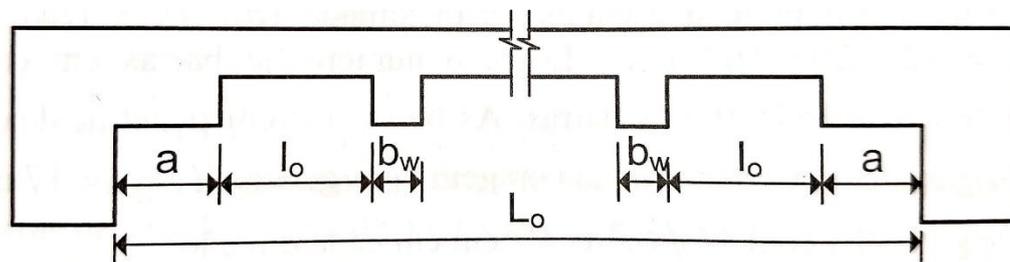
$$A_{s,mesa} = 0,15 \cdot h_f \quad (46)$$

Onde  $A_{S,mesa}$  é dado em  $\text{cm}^2/\text{m}$  e  $h_f$  representa uma variável já mencionada nesse bloco do trabalho direcionado à lajes.

#### 2.1.6.2.8 Determinação do número de nervuras e demais detalhamentos

Tendo posse da armação necessária para as nervuras, o passo subsequente se dá pela determinação do número de nervuras no pavimento. Para tal, pode-se utilizar da técnica exposta por Araújo (2014), onde a quantidade de nervuras/laje dependerá fundamentalmente do vão requerido pela concepção arquitetônica. Tal técnica, consiste, segundo o autor, em fazer a locação de abas laterais maciças, cercando todo o perímetro do pavimento. A Figura 33 esquematiza tal estratégia, onde “a” representa estes pontos maciços.

Figura 33 – Seção transversal típica e parâmetros utilizados na definição do número de nervuras.



Fonte: Araújo (2014).

Assim sendo, aplica-se a Equação (47) para esta determinação do número de nervuras  $n$ .

$$n = \frac{L_0 - l_0}{b_w + l_0} \quad (47)$$

Em que  $L_0$  corresponde ao vão livre da laje,  $l_0$  representa o espaçamento entre nervuras que dependerá das dimensões dos moldes plásticos.

### 2.1.6.3 Vigas-faixa

Tal seção é destinada a exposição dos métodos de dimensionamento e detalhamento das vigas-faixa do projeto proposto, baseando-se na ABNT NBR 6118 (2014).

#### 2.1.6.3.1 Pré-dimensionamento

A determinação das dimensões iniciais das vigas dos diversos pavimentos é uma das etapas iniciais de uma concepção estrutural. Dessa forma, esta seção apresentará os principais fatores a serem levados em consideração na estimativa inicial da altura e largura destes elementos secundários de um projeto.

##### a) Altura inicial:

Quanto à altura de vigas, a ABNT NBR 6118 (2014) não trata a respeito de valores concretos para uma estimativa inicial, assim sendo, cabe ao projetista definir tal dimensão, e, se necessário, realizar alterações após verificações da etapa de análise estrutural.

Haja vista que um dos objetivos deste trabalho é elaborar um projeto estrutural que atenda os anseios arquitetônicos, cita-se a ideia de uma concepção estrutural onde as superfícies das lajes alinhem-se com as superfícies das vigas. Dessa forma, procuraremos adotar preliminarmente a altura  $h$  das vigas-faixa como sendo igual a altura adotada para as lajes nervuradas.

##### b) Largura mínima:

Conforme o item 13.2.2 da ABNT NBR 6118 (2014), as vigas em geral, englobando a tipologia em faixas, exceto as paredes, não devem apresentar uma largura inferior à 12 cm. Ainda segundo os preceitos da norma, pode-se adotar um valor de 10 cm em situações excepcionais.

### 2.1.6.3.2 Modelagem dos carregamentos e análise estrutural

Os carregamentos a serem considerados no dimensionamento estrutural de vigas-faixa, são: peso próprio do elemento, peso de paredes e cargas oriundas das lajes. Assim sendo, exporemos a seguir a metodologia de obtenção de cada um destes.

#### a) Peso próprio:

Tal carregamento, dado em KN/m, pode ser mensurado por meio da Equação (48).

$$P_{pv} = b_w \cdot h \cdot \gamma_c \quad (48)$$

#### b) Carregamentos de alvenaria:

As boas práticas de projeto demandam a locação de alvenarias sobre as vigas, dessa forma deve-se considerar tal sobrecarga, estimada pela Equação (49).

$$P_{par} = h \cdot e_{alv} \cdot \gamma_{alv} \quad (49)$$

#### c) Carregamentos provenientes da laje:

Como um dos objetivos principais de um elemento estrutural secundário é fornecer estabilidade localizada ao pavimento, faz-se necessário considerarmos as cargas descarregadas pelas lajes. Salienta-se que a magnitude de carga recebida pela viga dependerá da forma de trabalho da laje, podendo ser uni ou bidirecional. Para estimar tal parcela de carregamento, utilizaremos as tabelas adaptadas por Pinheiro (2007), cujo domínio é público, bem como a Equação (50), também recomendada pelo autor.

$$V = v \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} \quad (50)$$

Em que  $V$  é a reação de apoio na viga em KN,  $l_x$  é o menor vão da laje e  $v$  é retirado da tabela em anexo.

d) Carregamentos provenientes de outras vigas:

Dependendo dos resultados da concepção estrutural, pode vir a ocorrer a situação de vigas apoiadas sobre outras vigas no pavimento, assim sendo, é necessário considerarmos o carregamento pontual, em KN, que uma ou mais vigas descarregam sobre outra.

e) Carregamento total:

A carga total considerada no dimensionamento de uma viga, consiste na soma das parcelas mostradas anteriormente, ressaltando a necessidade de aplicarmos o coeficiente ( $\gamma_f = 1,4$ ), visto na seção 2.1.4.3.1, somente nos carregamentos provenientes do seu peso próprio, paredes e outras vigas, tendo em vista que os carregamentos da laje já tenham sido majorados.

f) Análise estrutural quanto aos esforços internos:

Os esforços internos máximos dependerão, segundo Araújo (2014), das condições de contorno do elemento e do vão entre os elementos verticais de apoio (pilares).

- Esforço cortante:

O cortante máximo em uma seção pode ser mensurado pela Equação (51).

$$V_{\text{máx}} = \frac{F_d \cdot l}{2} \quad (51)$$

A equação é aplicada a vigas de vinculações bi-engastadas e bi-apoiadas. Onde  $F_d$  é o carregamento total atuante na viga, já majorado com seu respectivo coeficiente de segurança.

- Momento fletor:

O momento máximo, de acordo com Araújo (2014), pode ser mensurado com a aplicação das Equações (52) e (53). A primeira especificamente para vigas bi-engastadas, já a segunda é aplicada em vigas que possuem um apoio rotulado e outro engastado, assim como para elementos bi-rotulados. Onde a variável  $l$  representa o vão do elemento.

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{F_d \cdot l^2}{12} \quad (52)$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{F_d \cdot l^2}{8} \quad (53)$$

#### 2.1.6.3.3 Verificação quanto ao estado limite de abertura de fissuras (*ELS-W*)

As vigas-faixa do futuro projeto também deverão, assim como as lajes, atender ao estado limite de serviço, já abordados neste trabalho. Assim sendo, apresentaremos de início as metodologias com as quais poderemos verificar se tais elementos atendem aos limites de fissuração aceitos pela ABNT NBR 6118 (2014). A marcha de cálculo a seguir é baseada em formulações da respectiva norma.

- a) Combinação frequente (*CF*):

Como visto na seção 2.1.3.2.1, a verificação do ELS-W é realizada mediante a aplicação da combinação frequente de serviço, seguindo os anseios normativos. Com a aplicação dos coeficientes  $\psi$  apropriados a combinação, têm-se a Equação (54).

$$F_{d,ser} = \sum g_k + 0,4 \cdot q_k \quad (54)$$

b) Cálculo da tensão na armadura:

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), um passo a favor da segurança se dá pelo cálculo desta tensão no aço  $\sigma_{si}$  de maneira linear, sem o alcance do estágio II. Adotaremos tal recomendação, que consiste na aplicação da Equação (55).

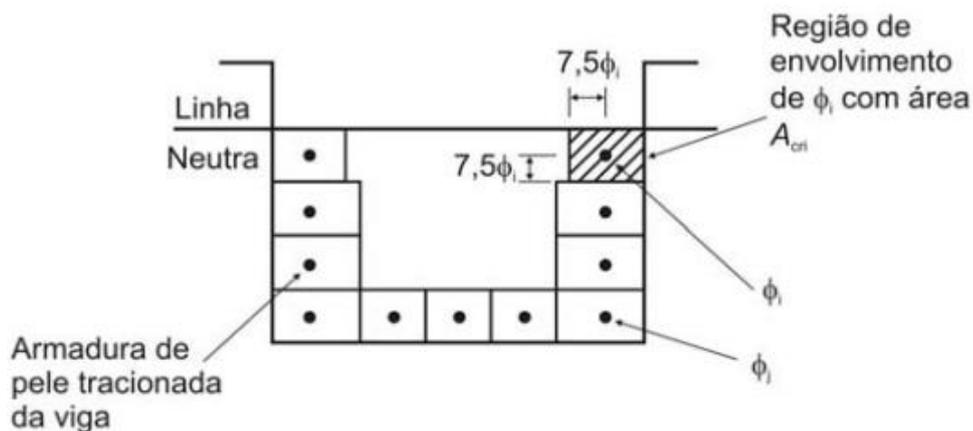
$$\sigma_{si} = \frac{f_{yd}}{1,4} \cdot \frac{g_1 + g_2 + 0,4 \cdot q}{g_1 + g_2 + q} \quad (55)$$

Em que  $g_1$  representa o peso próprio da viga,  $g_2$  a soma das cargas permanente da parede e laje,  $q$  é a carga acidental da laje.

c) Determinação da abertura de fissura máxima:

Tendo posse das tensões na armadura, pode-se estimar a abertura máxima de fissura que ocorrerá na viga. Para isto, deveremos primeiramente definir o que a ABNT NBR 6118 (2014) denomina de regiões de envolvimento, isto é, regiões em que as barras de aço longitudinais concebem proteção ao concreto tracionado, em virtude da alta aderência presente nas barras. Tal conceito normativo é mostrado na Figura 34, a seguir.

Figura 34 - Regiões do concreto protegidas pelo envolvimento sobre as barras.



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Com posse deste entendimento, o cálculo da abertura máxima  $w$  é feito mediante a aplicação da Equação (56).

$$w_k \leq \begin{cases} \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{cases} \quad (56)$$

Em que:  $\phi_i$  é o diâmetro da barra que concede protege a região em análise,  $\eta_1$  coeficiente de conformação superficial do aço, visto em 2.1.2.2.3.  $E_s$  representa o módulo de elasticidade do aço, já visto neste trabalho. Por fim,  $\rho_{ri}$  corresponde a taxa de armadura aderente.

d) Nível de fissuração admissível:

Após estimarmos o valor da abertura máxima de fissuras, devemos realizar a comparação com a abertura limite imposta pela norma. Salienta-se que este valor admissível está ligado diretamente à classe de agressividade ambiental onde planeja-se tal edificação, devendo esta ser definida em uma etapa preliminar de projeto Logo, para atendermos a ABNT NBR 6118 (2014), a condição dada pela Equação (57) deverá ser satisfeita.

$$w_k \leq w_{adm} \quad (57)$$

Onde  $w_{adm}$  deverá ser retirado da Tabela 08, seção 2.1.2.2.1.

#### 2.1.6.3.4 Verificação do estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

Como já citado em um outro momento, restringiremos as deformações verticais das vigas-faixa do futuro projeto aos limites estabelecidos pela NBR 6118 (2014).

Com isso, apresenta-se abaixo um roteiro para determinação destes deslocamentos, segundo o autor Araújo (2014). Onde mensuraremos tais

deformações após a retirada dos cimbramentos e ao fim da vida útil desse projeto, atendendo as recomendações da normativa vigente.

a) Inércia no estágio I:

Primeiramente calcula-se o momento de inércia da peça  $I_c$  no estágio I de deformação, isto é, sem a perda de rigidez por fissurações, o que resulta na aplicação da Equação (58), conhecida desde as cadeiras de mecânica básica e resistência dos materiais.

$$I_c = \frac{b_w \cdot h^3}{12} \quad (58)$$

Em que  $b_w$  e  $h$  representam a largura e altura da viga.

b) Momento de fissuração:

Dando prosseguimento, é necessário mensurarmos a magnitude do momento fletor que causará tensões superiores a resistência à tração do concreto. Tal intensidade de esforço  $M_r$ , calculado pela Equação (59), em grande parte dos casos, é bem baixa.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot I_c \cdot f_{ct}}{y_t} \quad (59)$$

Em que  $f_{ct}$  é a resistência à tração do concreto, já vista. A variável  $y_t$  representa a distância entre a fibra mais tracionada da seção e o centro e a linha neutra. Como nossas vigas-faixa possuem tipologia retangular, adota-se a Equação (60).

$$y_t = \frac{h}{2} \quad (60)$$

c) Inércia no estágio II:

Em razão da baixa resistência a tração do concreto, o que provoca o fenômeno de fissuração mediante a baixas intensidades de tensões normais de tração, há uma perda de rigidez na seção transversal da peça, que deverá ser levada em consideração na determinação dos deslocamentos. Assim sendo, faz-se necessário calcularmos a variável conhecida como Inércia de Branson, que considera esta inconstância de rigidez no elemento (OLIVEIRA, 2007).

Pode-se estimar essa inércia  $I_2$  através da Equação (61).

$$I_2 = k_2 \cdot b_w \cdot d^3 \quad (61)$$

Onde  $K_2$  representa a rigidez no estágio II (já fissurado), obtida mediante a aplicação da Equação (62).

$$K_2 = \frac{1}{6} \cdot \xi^2 \cdot (3 - \xi) + n \cdot \rho' \cdot (\xi - \delta) \cdot (1 - \delta) \quad (62)$$

Os parâmetros  $\xi$ ,  $n$  e  $\rho$  podem ser calculados pelas Equações (63), (64) e (65).

$$\xi = -n \cdot (\rho + \rho') + \sqrt{n^2 \cdot (\rho + \rho') + 2 \cdot n(\rho + \delta \cdot \rho')} \quad (63)$$

$$n = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (64)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad (65)$$

d) Momento de inércia equivalente:

Com posse do momento de fissuração e o máximo atuante no elemento, bem como as inércias linear e no estágio II, determina-se a inércia equivalente  $I_{eq}$  pela Equação (66).

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_{m\acute{a}x}}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{m\acute{a}x}}\right)^3\right] \cdot I_2 \quad (66)$$

e) Flecha inicial:

Com tais variáveis determinadas, mensura-se a flecha inicial  $w(t_0)$ , segundo a Equação (67) trazida por Araújo (2014).

$$w(t_0) = \frac{5}{384} \cdot \frac{M_{m\acute{a}x} \cdot l^4}{E_{cs} \cdot I_{eq}} \quad (67)$$

Onde  $E_{cs}$  é o módulo de elasticidade do concreto e  $l$  o vão do tramo considerado.

f) Flecha devido a fluência e retração do concreto:

É necessário calcularmos a flecha diferida  $\Delta W$  ao longo da vida útil do projeto, para o atendimento aos preceitos da ABNT NBR 6118 (2014). Sendo assim, utiliza-se da Equação (68).

$$\Delta W = \left[ \frac{f(t) - f(t_0)}{1 + 50 \cdot \rho'} \right] \cdot W(t_0) \quad (68)$$

Em que  $f(t)$  é função do tempo  $t$  em que se deseja calcular o acréscimo de deformações (em meses). Para tal, aplica-se as Equações (69) e (70), de acordo com o que se deseja.

$$f(t) = 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32} \leq 2 \quad (69)$$

$$f(t_0) = 0,68 \rightarrow 1 \text{ mês} \quad (70)$$

g) Flecha total:

Por desfecho, estima-se a flecha vertical total por intermédio da Equação (71).

$$W_{total} = w(t_0) + \Delta W \quad (71)$$

h) Flecha admissível:

Assim como estipulado para as lajes nervuradas do futuro projeto, definiremos também para as vigas-faixa um limite admissível de deslocamento vertical igual  $\frac{l}{250}$ , citado na Tabela 09. Assim sendo, a condição dada abaixo pela Equação (72) deverá ser satisfeita, para que nosso projeto esteja respaldado pela ABNT NBR 6118 (2014).

$$W_{total} < W_{adm} = \frac{l}{250} \quad (72)$$

#### 2.1.6.3.5 Dimensionamento das armaduras de equilíbrio à flexão simples

Validadas as devidas verificações quanto ao estado limite de serviço, procede-se ao dimensionamento dos elementos estruturais, no que concerne ao cálculo da armadura necessária para tais elementos atuarem estavelmente (KIMURA, 2017).

Iniciaremos esta etapa pelo dimensionamento das vigas a tensões normais, provenientes da flexão simples.

Uma vez que a proposta projetual deste trabalho inclui o uso de vigas-faixa de concreto como elementos de enrijecimento às lajes nervuradas nos vários pavimentos, objetivando atender aos anseios arquitetônicos (buscando um único horizonte nos pavimentos) e também gerar economia, torna-se relevante ressaltarmos que devido as características geométricas do elemento, isto é, seu modelo estrutural, pode haver a necessidade de dimensionarmos tais elementos com armação longitudinal duplicada. Tal conceituação, de acordo com Bastos (2019), consiste em adicionar barras longitudinais passivas na região de compressão do concreto, acima da linha neutra, com o objetivo de colaboração às

armaduras de tração e, para manter o equilíbrio de momentos na seção, adiciona-se uma outra armadura que trabalhará à tração.

Exporemos abaixo o roteiro de dimensionamento à flexão destes elementos secundários de um projeto, que segundo os preceitos da ABNT NBR 6118 (2014), devemos atender a imposição de  $\frac{x}{d} \leq 0,45$ , vista na seção 2.1.6.1.

Para tanto, primeiramente deve-se verificar se a altura pré-dimensionada para o elemento é suficiente para resistir aos momentos fletores atuantes. Tal procedimento é alcançado com a comparação entre os resultados das Equações (73) e (74).

$$d = 0,9 \cdot h \quad (73)$$

$$d_{\min} = 2,0 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad (74)$$

Onde  $d_{\min}$  representa a altura útil mínima para a plena atuação da peça,  $M_d$  o momento fletor máximo atuante no elemento.

Se os resultados comprovarem que  $d \geq d_{\min}$ , calcula-se a armadura necessária com as equações já abordadas neste trabalho, vista na alínea (c) da seção 2.1.6.2.6.

Caso  $d_{\min} > d$ , partiremos para o roteiro de cálculo de uma seção considerada superarmada, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), o que implica no roteiro a seguir.

a) Momento limite resistido pela armadura de tração:

Impõem-se nesta etapa um momento máximo para que a seção transversal atue de forma dúctil, mediante às tensões normais. Obtêm-se este com a Equação (75).

$$M_{lim} = 0,251 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d^2 \quad (75)$$

b) Momento a ser resistido pela armadura de compressão:

Uma vez definido o momento limite, parte-se a para a determinação do momento que será imposto à armadura de compressão, subtraindo-o do momento máximo atuante na seção transversal. Para tal, aplica-se a Equação (76).

$$M_2 = M_d - M_{lim} \quad (76)$$

c) Determinação da área de aço positiva primária:

A área de aço tracionada primária, ou seja, a destinada a absorver o momento fletor limite, pode ser obtida, segundo a dedução de Carvalho e Figueiredo Filho (2019), com a Equação (77). Observando-se a variável  $x_{lim}$ , que segundo o autor, limita a linha neutra em uma posição na qual ainda exista um comportamento dúctil na seção.

$$A_{s1} = \frac{M_{lim}}{(d - 0,4 \cdot x_{lim}) \cdot f_{yd}} \quad (77)$$

d) Determinação da área de aço comprimida e positiva adicional:

Por desfecho, calcula-se a armadura comprimida  $A'_s$  necessária, bem como uma positiva adicional  $A_{s2}$  para equilibrar as tensões atuantes na seção. Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2019), estas podem ser estimadas pela Equação (78).

$$A'_s = A_{s2} = \frac{M_2}{(d - d') \cdot f_{yd}} \quad (78)$$

Em que  $d'$ , a distância compreendida entre a face mais tracionada da viga e o eixo da barra, é obtido pela Equação (79).

$$d' = h - d \quad (79)$$

Onde  $h$  representa a altura da viga.

### 2.1.6.3.6 Dimensionamento das armaduras de equilíbrio ao esforço cortante

Deveremos dimensionar as vigas de um projeto às tensões tangenciais provenientes do esforço cortante, que implicarão na utilização de estribos transversais, também considerada uma armadura de equilíbrio geral (FUSCO, 2013). Para tal, adotaremos a metodologia de bielas e tirantes, desenvolvida por Ritter e Morsch dentro do século XX, sendo vastamente utilizada até os dias atuais, uma vez que sua aplicação é respaldada pela ABNT NBR 6118 (2014).

O mecanismo por trás do método consiste na solidarização entre o concreto e o aço mediante aos esforços cisalhantes introduzidos no elemento, sendo o concreto responsável por absorver as cargas de compressão por meio de banzos comprimidos (bielas) e a carga do aço (tirantes) resistir a tração gerada na parte inferior da viga, em virtude da suspensão de cargas no percurso até os apoios (AGUIAR, 2018).

Nesse contexto, será apresentado a seguir o procedimento de dimensionamento das vigas às tensões tangenciais máximas na seção, estruturando tal roteiro de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118 (2014).

#### a) Determinação da tensão tangencial máxima solicitante:

Dispondo do máximo esforço de corte atuante na viga, podendo ser obtido pela formulação vista na alínea (f) da seção 2.1.6.3.2, pode-se mensurar a máxima tensão cisalhante  $\tau_{sd}$  que atua no elemento, por meio da Equação (80).

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{b_w \cdot d} \quad (80)$$

Onde o produto  $b_w \cdot d$  representa a área útil da peça estrutural.

#### b) Verificação quanto ao esmagamento da biela comprimida:

Calcula-se primeiramente a resistência da biela  $\tau_{rd,2}$  por intermédio da Equação (81).

$$\tau_{rd,2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (81)$$

Com posse desta, procede-se a verificação se tal resistência é suficiente para estabilizar as tensões cisalhantes, calculada no item anterior. Assim sendo, deve-se atender a condição dada abaixo, segundo a ABNT NBR 6118 (2014).

$$\tau_{rd,2} > \tau_{sd} \quad (82)$$

c) Cálculo da parcela de tensão a ser resistida pelo concreto:

Uma vez satisfeita tal condição citada acima, procede-se a determinação da porcentagem de carga que o concreto conseguirá resistir através de suas bielas. Para isto, aplica-se as Equações (83) e (84).

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

$$\tau_c = \frac{V_c}{b_w \cdot d} \quad (84)$$

d) Cálculo da parcela de tensão a ser resistida pela armadura transversal:

Tendo posse da magnitude de tensão que o concreto conseguirá e absorver em plenas condições de estabilidade, determina-se a parcela de tensão direcionada ao aço, pela Equação (85), segundo a ABNT NBR 6118 (2014).

$$\tau_{sw} = \tau_{sd} - \tau_c \quad (85)$$

e) Área de aço transversal necessária:

Primeiramente determina-se tal valor em forma de taxa, Equação (86). Por fim, calcula-se esta armadura como parcela da área de concreto, dada pela

Equação (88). Saliendo-se a necessidade de atendermos a um valor mínimo, exigido pela norma, visto na Equação (87).

$$\rho_{sw} = \frac{1,11 \cdot \tau_{sw}}{f_{ywd}} \quad (86)$$

$$\rho_{sw,min} = 0,012 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (87)$$

$$A_{sw} = \rho_{sw} \cdot b_w \quad (88)$$

2.1.6.3.7 Prescrições quanto ao detalhamento das amaduras de equilíbrio geral em vigas

a) Armaduras longitudinais:

A quantidade de barras longitudinais  $N_{bl}$  necessárias para o elemento resistir aos esforços de tração pode ser calculada pela Equação (89). Onde  $A_\phi$  representa a área que correspondente ao diâmetro escolhido para este detalhamento, sendo calculado pela Equação (90).

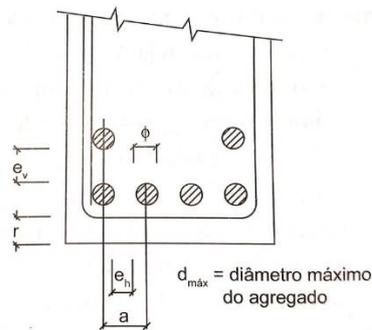
$$N_{bl} = \frac{A_s}{A_\phi} \quad (89)$$

$$A_\phi = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad (90)$$

- Espaçamentos entre as barras:

Segundo o item 18.3.2.2 da ABNT NBR 6118 (2014), a distribuição das barras longitudinais na seção transversal de vigas deverá atender um espaçamento mínimo, esquematizado pela Figura 35.

Figura 35 - Espaços mínimos a serem adotados entre barras longitudinais segundo a NBR 6118 (2014).



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2019).

Deve-se atender as condições dadas abaixo, pelas Equações (91) e (92).

$$e_h > \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_l \\ 1,2 \cdot d_{\text{máx}} \end{cases} \quad (91)$$

$$e_v > \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_l \\ 0,5 \cdot d_{\text{máx}} \end{cases} \quad (92)$$

b) Armaduras transversais:

O número de estribos pode ser calculado pela Equação (93), em função da área de aço necessária antes calculada.

$$N_{\text{estribos}} = \frac{A_{sw}}{A_{\phi}} \quad (93)$$

- Espaços entre os estribos:

Tendo posse da quantidade de estribos por metro, pode-se determinar o espaçamento ( $S$ ) entre eles através da Equação (94).

$$S = \frac{100}{N_{estribos}} \quad (94)$$

Conforme o item 18.3.3.2 da ABNT NBR 6118 (2014), deve-se verificar se o espaçamento calculado é igual ou menor ao máximo proposto pela normativa. Sendo definido de acordo com as condições dadas pela Equação (95).

$$S_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 0,6 \cdot d, & \text{se } \tau_{sd} \leq 0,67 \cdot \tau_{rd2} \\ 0,3 \cdot d, & \text{se } \tau_{sd} > 0,67 \cdot \tau_{rd2} \end{cases} \quad (95)$$

Onde  $d$  é a altura útil da seção.

#### 2.1.6.4 Pilares

Esta seção denotará a respeito de dimensionamento e detalhamento de pilares, segundo os preceitos da ABNT NBR 6118 (2014). Ressalta-se que de início abordaremos alguns conceitos de pré-dimensionamento da seção destes elementos, ação fundamental e a primeira a ser realizada em uma idealização estrutural da concepção.

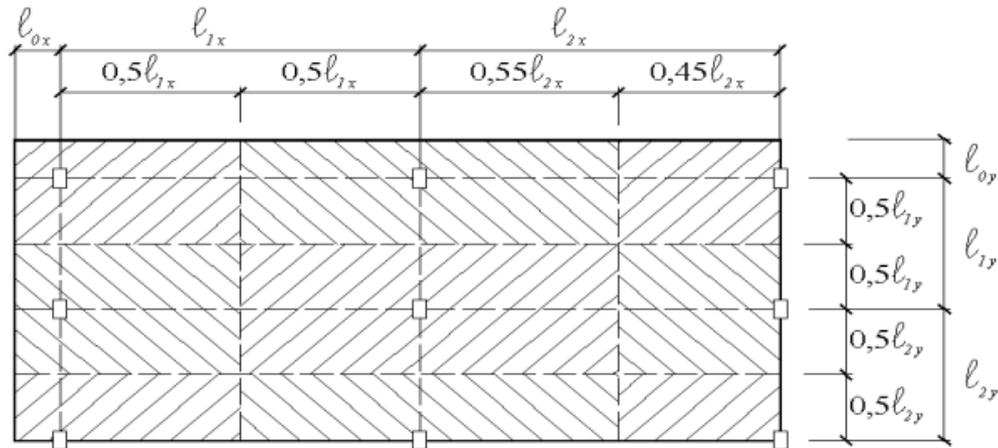
##### 2.1.6.4.1 Pré-dimensionamento

A ABNT NBR 6118 (2014) define a dimensão mínima que devemos adotar para um pilar, igual a 19 cm, e uma área mínima de 360 cm<sup>2</sup>, podendo a dimensão 19 ser diminuída para 14 cm, segundo a tabela 13.1, item 13.2.3.

Sendo assim, cabe ao projetista realizar o lançamento dos pilares com dimensões iniciais, que podem ser obtidas, segundo Goulart (2016), através do processo de áreas de influência.

Encontra-se abaixo na Figura 36 uma demonstração de tais áreas, podendo observar que os pilares intermediários tendem a puxar mais carregamento, em virtude da distribuição de cargas pela laje, segundo as proporções mostradas.

Figura 36 - Estimativa das áreas de influência de pilares.



Pinheiro (2007).

Apresenta-se o roteiro a seguir para determinação das seções iniciais de pilares.

a) Determinação da área de influência:

Primeiro determina-se tal área  $A_{inf}$ , em metros, por meio da Figura 36, acima.

b) Carga de compressão característica:

Com posse da área de área de influência, pode-se estimar a carga compressiva característica atuante no pilar em estudo, através da Equação (96). Onde, conforme Goulart (2016),  $n$  é o número de pavimentos sustentados pelo pilar em análise, e  $q_{média}$  representa a carga média de um pavimento, estimada através de estudos e experiências de projeto, dada pela Equação (97).

$$N_k = A_{inf} \cdot q_{média} \cdot n \quad (96)$$

$$10 \frac{KN}{m^2} \leq q_{média} \leq 12 \frac{KN}{m^2} \quad (97)$$

c) Tensão de pré-dimensionamento:

Esta tensão, sendo 50% do  $f_{ck}$ , é utilizada a favor de um pré-dimensionamento seguro, dada pela Equação (98).

$$\sigma_{pré} = \frac{f_{ck}}{2} \quad (98)$$

d) Área de concreto requerida:

Com posse da tensão  $\sigma_{pré}$  e do esforço interno característico de compressão, pode-se estimar uma área de seção transversal necessária, segundo Goulart (2016), por intermédio da Equação (99).

$$A_c = \frac{N_k}{\sigma_{pré}} \quad (99)$$

#### 2.1.6.4.2 Dimensionamento estrutural de pilares

Com relação aos pilares, o passo subsequente ao pré-dimensionamento consiste no dimensionamento estrutural destes elementos, face aos efeitos de primeira e segunda ordem introduzidos nos mesmos.

a) Verificação quanto a esbeltez:

Conforme o item 15.8.1 da ABNT NBR 6118 (2014), os pilares devem ser pré-dimensionados de forma que seu índice de esbeltez não ultrapasse o valor limite de 200, por motivos de segurança. Nesse sentido, o passo primário de dimensionamento se dá por esta verificação, obtida mediante aplicação da Equação (100). Onde  $le$  representa o comprimento equivalente do pilar, obtido pela Equação (102). Já a variável  $i$  corresponde ao raio de giração da seção, dado pela Equação (101).

$$\lambda = \frac{le}{i} \quad (100)$$

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (101)$$

$$l_e < \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (102)$$

Tendo posse do  $\lambda$ , conseguimos classificar os pilares segundo sua esbeltez, que de acordo com a NBR 6118 (2014), podem se enquadrar nas seguintes categorias.

- Pilares robustos ou com baixa esbeltez ( $\lambda \leq \lambda_1$ );
- Pilares mediantemente esbeltos ( $\lambda_1 \leq \lambda \leq 90$ );
- Pilares esbeltos ou com elevada esbeltes ( $90 \leq \lambda \leq 140$ );
- Pilares com excessiva esbeltes ( $140 \leq \lambda \leq 200$ ).

b) Mensuração da excentricidade inicial:

A excentricidade inicial nos pilares pode ser obtida, conforme os preceitos da ABNT NBR 6118 (2014), mediante ao roteiro de cálculo a seguir.

- Momento de engastamento perfeito viga-pilar:

Inicia-se pela obtenção do momento da ligação entre os elementos, com a aplicação da Equação (103), já abordada na seção 2.1.6.3.2.

$$M_{eng} = \frac{p \cdot l^2}{12} \quad (103)$$

Onde  $l$  é o vão efetivo da viga e  $p$  a carga oriunda deste elemento de travamento do pilar.

- Determinação da rigidez do pilar:

No que concerne à obtenção dos momentos de primeira ordem absorvidos pelo pilar, estes, segundo Pinheiro (2007), dependerão da rigidez dos elementos, sendo necessário neste caso, obtermos a das vigas de travamento ao pilar, bem como a do próprio pilar em estudo. Estas podem ser mensuradas pela Equação (104).

$$r = \frac{l}{I} \quad (104)$$

Em que  $I$  representa o momento de inércia da seção e  $l$  o comprimento do pilar.

- Momentos na base e no topo do pilar:

Com posse das devidas rigidezes dos elementos, parte-se para a determinação do quantitativo de momento absorvido pelo pilar em estudo, com aplicação das Equações (105) e (106).

$$M_{inf} = \frac{3 \cdot r_{inf}}{4 \cdot r_{viga} + 3 \cdot r_{sup} + 3 \cdot r_{inf}} \quad (105)$$

$$M_{sup} = \frac{3 \cdot r_{sup}}{4 \cdot r_{viga} + 3 \cdot r_{sup} + 3 \cdot r_{inf}} \quad (106)$$

- Momento mínimo:

Em consequência das imperfeições locais, enfatizadas na seção 2.1.5.1 deste trabalho, a ABNT NBR 6118 (2014), item 11.3.3.4.3, descreve a necessidade de considerarmos um momento mínimo de primeira ordem. Em termos projetuais, compara-se este momento, dado pela Equação (107), com os momentos superior e inferior calculados na sublínea acima e considera-se o maior dentre estes.

$$M_{d,mín} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (107)$$

Em que  $h$  é a altura da seção do pilar estudada.

- Excentricidade inicial:

Esta é calculada pela Equação (108),  $N_d$  é a normal de compressão do pilar, já majorada, haja vista a aplicação do coeficiente de segurança  $\gamma_f$  nas lajes do pavimento. O momento  $M_d$  é citado nas sublíneas anteriormente vistas.

$$e_i = \frac{M_d}{N_d} \quad (108)$$

- c) Verificação da despesa dos efeitos de segunda ordem locais:

Tendo o valor da excentricidade inicial, a ABNT NBR 6118 (2014), em seu item 15.8.2, descreve uma forma de verificarmos a necessidade ou não de considerarmos os efeitos de segunda ordem locais. Para isto, calcula-se o termo  $\lambda_1$  pela Equação (109), posteriormente compara-se este com os valores limites citados no respectivo item normativo. Onde  $\alpha_b = 1$ .

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_b} \quad (109)$$

- d) Consideração dos efeitos locais de segunda ordem e momentos totais:

Uma vez necessária a consideração dos efeitos atuantes no lance de pilar estudado, pode-se recorrer ao item 15.8.3.3 da ABNT NBR 6118 (2014), onde a normativa indica o uso de metodologias de cálculo aproximadas, por exemplo o método do pilar-padrão, no qual suas considerações serão denotadas a seguir.

- Curvatura aproximada:

Conforme a NBR 6118 (2014), pode ser aplicado somente em pilares cujo índice de esbeltes é inferior a 90 e seção constante ao longo do eixo. Tal idealização é exposta pela Equação (110), abaixo.

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (110)$$

Em que  $1/r$  corresponde a deformação horizontal (curvatura) na seção mais solicitada. Já  $\nu$  é um parâmetro adimensional de resistência, dado pela Equação (111).

$$\nu = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})} \quad (111)$$

O momento total  $M_{d,total}$  a ser considerado no dimensionamento, por este método, se dá pela soma das parcelas de primeira e segunda ordem, aplicando-se a Equação (112).

$$M_{d,total} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (112)$$

- Rigidez K aproximada:

A normativa NBR 6118 (2014) também indica a utilização desta metodologia de cálculo, dadas as mesmas condições do método anterior. Com isto, o momento total solicitante é quantificado mediante aplicação da Equação (113).

$$M_{d,total} = \frac{\alpha_b \cdot A}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \cdot \left(\frac{k}{\nu}\right)}} \geq M_{1d,A} \quad (113)$$

e) Dimensionamento de pilares à flexo-compressão normal:

Esta metodologia é direcionada para pilares de extremidade, sujeitos a esforços combinados de compressão e flexão em uma direção, ou seja, a presença de excentricidade em somente uma direção (PINHEIRO, 2007). Assim sendo, o cálculo segundo o autor é obtido pela Equação (114).

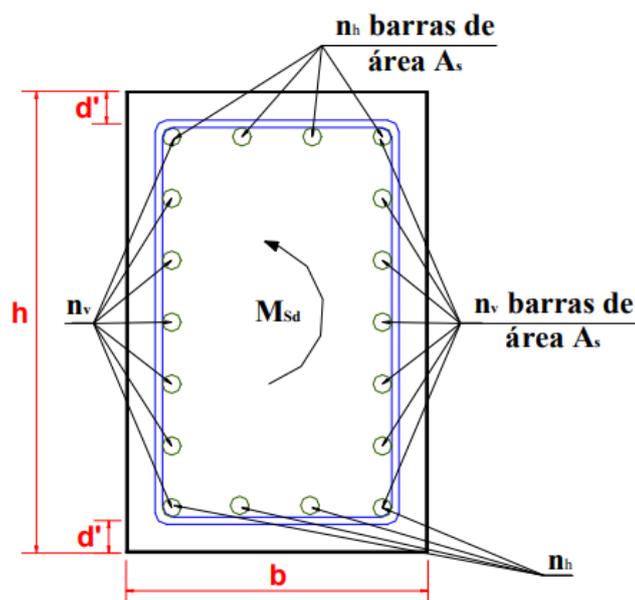
$$M_{sd,eq} = N_d \cdot \left(1 + \beta \frac{e}{h}\right) \quad (114)$$

Em que  $M_{sd,eq}$  deverá atingir um valor igual a 0. O parâmetro  $\beta$  é obtido mediante aplicação da Equação (115) e o restante já foram abordados em um outro momento.

$$\beta = \frac{1}{(0,39 + 0,01 \cdot \alpha) - 0,8 \cdot \frac{d'}{h}} \quad (115)$$

Onde  $\alpha$  é função da disposição das barras adotadas e  $d'$  como pode ser visto na Figura 37, é a distância do centróide da barra externa até tal face externa.

Figura 37 - Arranjo de barras longitudinais em função do coeficiente  $\alpha$ .



Fonte: Scadelai (2003).

f) Dimensionamento de pilares à flexo-compressão oblíqua:

Participam desta análise, segundo Scadelai (2004), os pilares sujeitos à momentos fletores em ambas as direções, ou seja, onde atuam excentricidades em ambos os eixos do elemento. Enquadram-se os pilares de canto, que mesmo sendo em tese, menos solicitados compressivamente, apresentam tais momentos que devem ser analisados criteriosamente. O dimensionamento se dá pela consideração da Equação (116), mostrada abaixo.

$$\left[ \frac{M_{rd,x}}{M_{rd,xx}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{rd,y}}{M_{rd,yy}} \right]^\alpha = 1 \quad (116)$$

Onde  $M_{rd,x}$  e  $M_{rd,y}$  representam os momentos resistentes a flexo-compressão oblíqua, enquanto  $M_{rd,xx}$  e  $M_{rd,yy}$  referem-se a flexão composta normal, ambas consideradas em torno de um eixo de inércia padrão.

g) Área de aço requerida:

Uma vez atendido ao exposto pelo item 11.3.3.4.3 da ABNT NBR 6118 2014, quanto a envoltória mínima de 1º ordem formada pela consideração de tais momento, procede-se a determinação da área de aço e disposição das barras principais nos pilares comentados aqui. Para tal, pode-se proceder ao uso de ábacos de domínio público, como exemplos os elaborados por Venturini e Rodrigues (1987).

#### 2.1.6.4.3 Critérios quanto aos detalhamentos de pilares

É pertinente citarmos os critérios de detalhamento que serão aplicados no projeto proposto. Saliendo que estes são recomendações da normativa vigente.

a) Armações longitudinais:

- Áreas de aço limites:

O item 17.3.5.3 da ABNT NBR 6118 (2014) trás um norte relevante no que tange a quantidade de aço a dispor nos pilares. Dessa forma, são mostradas abaixo as áreas de aço limites em pilares, por meio das Equações (117) e (118).

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} \frac{0,15 \cdot N_d}{f_{yd}} \\ 0,4\% \cdot A_c \\ 4\phi 10 \text{ mm} \end{cases} \quad (117)$$

$$A_{s,máx} \leq 8\% \cdot A_c \quad (118)$$

Salienta-se que esta porcentagem máxima considera as emendas em uma mesma seção, neste caso busca-se utilizar a metade da porcentagem máxima, culminando em 4% (AGUIAR, 2018).

- Espaçamentos máximos entre as barras:

Ainda conforme os preceitos da NBR 6118 (2014), ressalta-se o espaçamento máximo  $e_{máx}$  permitido entre as barras, dado pela Equação (119).

$$e_{máx} \leq \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 2 \cdot \text{menor dimensão} \end{cases} \quad (119)$$

- Espaçamentos mínimos entre as barras:

Adota-se, segundo a norma, os mesmos aspectos citados para as vigas, visto na seção 2.1.5.3.6.

b) Armações transversais:

Quanto aos estribos transversais utilizados em pilares, estes, de acordo com o estudo de Scadelai (2004), respaldado até os dias atuais pela ABNT NBR 6118 (2014), não pode ser executado com diâmetro  $\phi_t$  inferior aos citados pela Equação (120). Salienta-se também um espaçamento máximo requerido, dado pela Equação (121).

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \left(\frac{1}{4}\right) \cdot \phi_l \end{cases} \quad (120)$$

$$e_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão do pilar} \\ 12 \cdot \phi_l \end{cases} \quad (121)$$

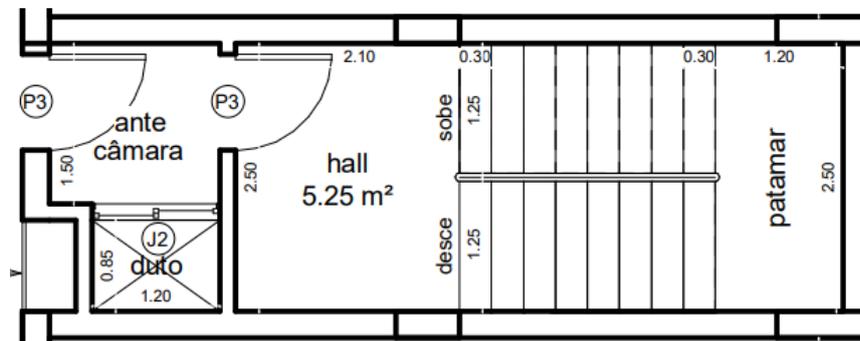
### 2.1.7 Idealização e dimensionamento dos elementos estruturais complementares

Esta seção do trabalho apresentará os critérios e métodos que serão utilizados no dimensionamento estrutural e detalhamento dos elementos complementares do edifício, cujas formas e dimensões foram pré-dimensionadas pelo projeto arquitetônico, explanado na seção 1 deste trabalho.

#### 2.1.7.1 Escadas em formato “U”

Apresentando de forma mais detalhada as características dos elementos pré-dimensionados arquitetonicamente, observa-se na Figura 38 o padrão de escada requerido pelo projeto, em formato “U”, modelado estruturalmente em vãos paralelos, cujas dimensões são vistas na imagem.

Figura 38 - Modelo de escadas requerido pelo projeto arquitetônico.

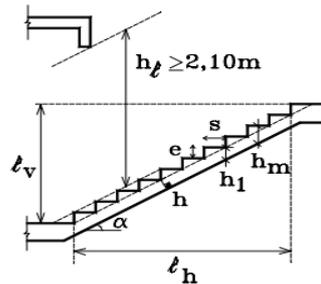


Fonte: Elienio D. Poubel.

Dessa maneira, como um dos objetivos deste trabalho é elaborar tal projeto estrutural dentro das prescrições normativas, apresentaremos abaixo um roteiro de dimensionamento utilizado para escadas “U”, usualmente concebidas em edifícios.

Segundo Araújo (2014), tal metodologia consiste no cálculo dos lances da escada de forma isolada, considerando-se estes como placas (lajes maciças), onde faz-se necessário, primeiramente, proceder a determinação de algumas variáveis envolvidas no roteiro de cálculo, como a altura média da escada  $h_m$ , mostrada na Figura 39.

Figura 39 - Variáveis estruturais de uma escada residencial em concreto armado.



Fonte: Pinheiro (2007).

#### 2.1.7.1.1 Carregamentos permanentes em escadas

Segue o roteiro para determinação dos carregamentos permanentes em escadas usuais de edificações, segundo Araújo (2014).

a) Altura média da laje:

Parte-se pela determinação desta altura, aplicando as Equações (122) e (123).

$$h_1 = \frac{h}{\cos \alpha} \quad (122)$$

$$h_m = h_1 + \frac{e}{2} \quad (123)$$

Onde  $h$  é a espessura plana adotada para a laje, definida pelo projetista estrutural. A variável  $e$  representa a altura do espelho, definida pelo projeto arquitetônico.

b) Peso próprio do patamar:

Parte-se pela determinação do peso próprio da laje inclinada, utilizando-se a espessura média  $h_m$  vista acima, dada pela Equação (124).

$$P_{p,patamar} = \gamma_C \cdot h_p \quad (124)$$

Onde  $\gamma_C = 25 \text{ KN/m}^3$ .

c) Peso próprio da laje inclinada:

Tal trecho é calculado pela Equação (125), utilizando-se a espessura.

$$P_{p,inclinada} = \gamma_C \cdot h_m \quad (125)$$

d) Peso próprio de revestimentos:

Adota-se os valores estabelecidos pela ABNT NBR 6120 (2019), em sua Tabela 10, item 6.2.

e) Peso próprio de guarda-corpos:

Calcula-se este com a consideração da espessura da alvenaria adotada pelo projeto arquitetônico. Logo pode-se estimar tal carga mediante aplicação da Equação (126).

$$P_{p,par} = \frac{\gamma_a \cdot Ht}{L} \quad (126)$$

Onde  $\gamma_a$  é o peso específico da alvenaria utilizada, podendo ser obtida pela Tabela 1 da NBR 6120 (2019), item 5.3.

#### 2.1.7.1.2 Carregamentos variáveis em escadas

Além do peso próprio dos elementos, deve-se considerar também carregamentos acidentais, para o atendimento à NBR 6118 (2014).

##### a) Carregamento acidental no parapeito:

Segundo a NBR 6120 (2019), devemos levar em consideração nos dimensionamentos, duas cargas pontuais, horizontal aplicada no topo do corrimão e uma vertical na posição mais desfavorável da escada, com intensidades de 0,8 KN/m e 2,0 KN/m, respectivamente.

##### b) Sobrecarga acidental na laje inclinada e patamar:

Esta deve ser atribuída de acordo com a destinação da escada. Para elementos residenciais, como o caso desta proposta projetual, adota-se segundo a ABNT NBR 6120 (2019), uma carga de 2,5 KN/m<sup>2</sup>, em razão do projeto ser de natureza privada.

#### 2.1.7.1.3 Análise dos esforços internos e dimensionamento das armaduras principais

Com posse do carregamento total atuante na laje, pela soma das cargas permanentes e acidentais, parte-se para a obtenção dos esforços limites. Estes podem ser obtidos pelos equacionamentos vistos na seção na alínea (f) da seção 2.1.6.3.2, uma vez que são dimensionados como vigas isostáticas, a cada 1 metro de largura. Com isto, pode-se adotar as formulações vistas na alínea (c), seção 2.1.6.2.6, para obtenção da área de aço principal  $A_s$  do lance de escada estudado.

#### 2.1.7.1.4 Armaduras de distribuição e controle de fissuras em escadas

Segundo Araújo (2014), é de bom senso utilizarmos armaduras mínimas para elevar a eficiência da distribuição de esforços na laje, bem como ajudar a

combater eventuais fissuras. Assim sendo, segundo o autor pode-se adotar o maior valor dentre os expostos na Equação (127).

$$A_{s,(cm^2/m)} \geq \begin{cases} A_s/5 \\ 0,9 \cdot cm^2/m \\ 3 \text{ barras por metro (largura)} \end{cases} \quad (127)$$

#### 2.1.7.2 Rampas de acesso

Haja vista a idealização arquitetônica planejada e requerida para a edificação, mostrada através das plantas baixas da seção 1, nota-se nas Figuras (03), (04) e (05) a locação de rampas nos níveis de garagem do projeto, no que tange aos acessos entre o subsolo, térreo e primeiro pavimento.

Dessa forma, exporemos a seguir metodologia de cálculo a ser adotada no dimensionamento destes elementos que, segundo Tavares (2018), podem dimensionadas estruturalmente como lajes maciças inclinadas.

##### a) Pré-dimensionamento:

No que se refere a determinação da dimensão inicial destes elementos, já tendo por definido a largura, inclinação e comprimento, provenientes da concepção arquitetônica, parte-se para a concepção pelo lado estrutural. Para tal, pode-se adotar como espessura inicial  $h$  os valores recomendados pelo item 13.2.4.1 da NBR 6118 (2014). Sendo estes:

- $h$  igual a 10 centímetros para lajes que tolerem carregamentos totais de veículos  $\leq 30$  KN;
- $h$  igual a 12 centímetros para lajes que tolerem carregamentos totais de veículos maiores que 30 KN.

##### a) Modelagem de carregamentos e análise estrutural:

Os carregamentos incidentes em rampas de garagens, segundo a normativa, são, além do peso próprio do elemento (carga permanente), as cargas

acidentais advindas do peso de veículos, bem como os efeitos de aceleração e frenagem que promovem impactos adicionais. Tais valores de carregamentos acidentais, serão retirados mediante a uma consulta à ABNT NBR 6120 (2019), Tabela 13, item 6.6.1.

No que diz respeito à análise estrutural das rampas, isto é, a obtenção dos esforços solicitantes máximos, estes podem ser estimados pelas formulações abordadas na alínea (f) da seção 2.1.6.3.2, da mesma forma que mencionado para os lances de escada, haja vista o mecanismo de distribuição de cargas do elemento, unidirecional.

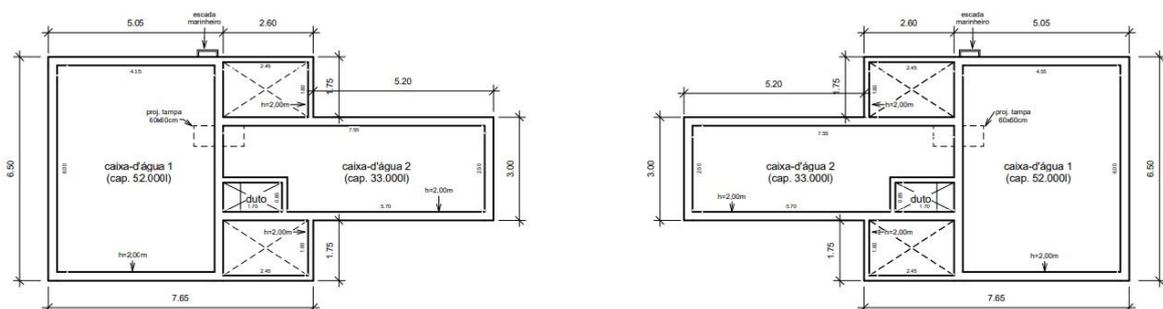
b) Dimensionamento à flexão simples como laje:

Tais elementos, consideramos placas maciças, podem ser calculados, segundo a NBR 6118, através das equações fundamentadas nas alíneas (b) e (c) da seção 2.1.6.2.6.

### 2.1.7.3 Reservatórios de edifícios

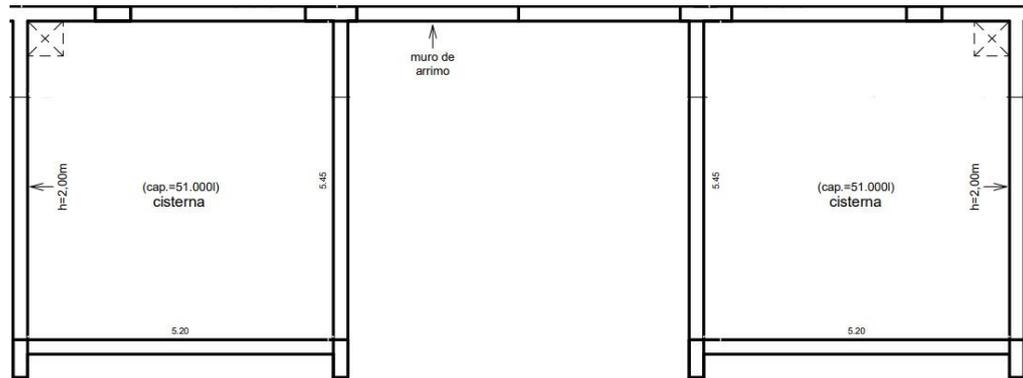
Nesta seção, daremos um enfoque maior ao reservatório superior e a cisterna do edifício a ser projetado estruturalmente, onde tais dimensões destes elementos foram concebidas mediante à dimensionamentos do projeto hidráulico, realizado por outro projetista, não abordado neste trabalho. Encontra-se abaixo, nas Figuras 40 e 41 tais elementos com suas respectivas dimensões pré-dimensionadas.

Figura 40 - Reservatórios superiores das torres dimensionados hidráulicamente.



Fonte: Elienio D. Poubel (2018).

Figura 41 - Reservatórios inferiores das torres dimensionados hidráulicamente.



Fonte: Elienio D. Poubel (2018).

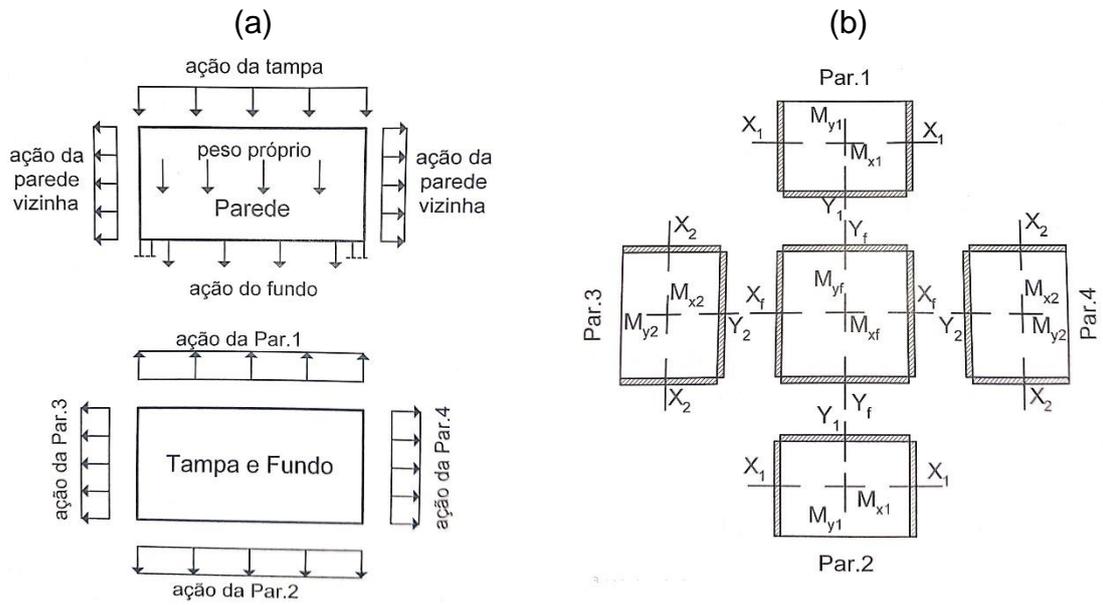
Tendo em mãos as dimensões pré-estabelecidas destes elementos complementares de um projeto estrutural, denotaremos adiante uma metodologia de dimensionamento estrutural recomendado por Araújo (2014), em conformidade com a ABNT NBR 6118 (2014).

#### 2.1.7.3.1 Carregamentos atuantes e esforços internos em reservatórios

Tais elementos podem ser dimensionados pela teoria de placas, podendo ser calculados como lajes maciças engastadas entre si, onde tal rigidez nos engastamentos é crucial para a estabilidade do mesmo face aos empuxos de água atuantes (VASCONCELOS, 1998).

A Figura 42 demonstra com clareza os carregamentos a serem considerados no dimensionamento de reservatórios elevados, bem como o modelo estático deste elemento.

Figura 42 - Carregamentos atuantes e condições de contorno de reservatórios.



Legenda: (a) Esquema estático de um reservatório; (b) Compatibilidade entre os esforços.

Fonte: Araújo (2014).

Com tal entendimento, será apresentada uma metodologia de dimensionamento, onde consideramos as paredes, laje de fundo e tampa como placas de concreto, conforme recomendado por Araújo (2014).

a) Carregamentos da tampa  $p_1$ :

- Peso próprio da tampa:

$$P_{p1} = 25 \cdot h_1 \tag{128}$$

Onde  $h_1$  é a espessura da tampa e 25 refere-se ao peso específico do concreto armado.

- Impermeabilizantes:

Deve-se considerar tal carga de revestimento, cujo quantitativo é igual a  $Rev = 1 \text{ KN/m}^2$ .

- Carga acidental:

É recomendada pela ABNT NBR 6120 (2019) uma carga por área de quantitativo  $q = 0,5 \text{ KN/m}^2$ .

b) Carregamentos da laje de fundo  $p_2$ :

- Peso próprio da laje de fundo:

$$P_{p2} = 25 \cdot h_2 \quad (129)$$

Onde  $h_2$  é a espessura da laje de fundo.

- Impermeabilizantes;

$$Rev = 1 \text{ KN/m}^2$$

- Peso de coluna d'água:

Considera-se na laje de fundo, conforme Araújo (2014), a carga de água armazenada, dada pela Equação (130).

$$P_{H2O} = 10 \cdot h \quad (130)$$

Em que  $h$  é a altura máxima do nível de água no reservatório.

c) Carregamentos nas paredes  $p_3$ :

Nesta placa, segundo o entendimento de Araújo (2014), considera-se somente uma ordenada de carregamento mostrado pela Equação (131).

$$P_3 = 10 \cdot h \quad (131)$$

Em que  $h$  é a altura máxima do nível de água no reservatório.

#### 2.1.7.3.2 Momentos fletores nas ligações entre lajes

Uma vez determinado os carregamentos incidentes no reservatório, o próximo passo se dá pela análise estrutural do elemento, no que tange ao cálculo dos momentos fletores máximos existentes nos engastamentos entre as placas. Assim sendo, adotaremos o roteiro mostrado a seguir, ainda segundo os preceitos de Araújo (2014). Tais variáveis  $X$  e  $Y$  envolvidas nas formulações (132), (133) e (134), que representam os momentos fletores nas respectivas direções, são mostradas na Figura 42, início desta seção.

a) Ligação entre paredes:

$$X_p = \frac{(X_1 + X_2)}{2} \quad (132)$$

b) Engastamento entre fundo-parede 1 e fundo-parede 2:

$$Y = \frac{(Y_f + Y_1)}{2} \quad (133)$$

c) Engastamento entre fundo-parede 3 e fundo-parede 4:

$$X = \frac{(X_f + Y_2)}{2} \quad (134)$$

#### 2.1.7.3.3 Cálculo das armaduras de engastamento entre as paredes e fundo

Por desfecho, cálculo a área de aço necessária para que ocorra de forma estável e eficiente os engastamentos entre as paredes e o fundo do reservatório, utilizando as formulações vistas nas alíneas (b) e (c), da seção 2.1.6.2.6.

## **2.2 Projeto de fundação**

A garantia de segurança e bom desempenho de uma edificação, ao longo de sua vida útil, seja ela de pequeno ou grande porte, possui parcela significativa da realização de um bom projeto de fundação. Nesta seção, aprofundaremos nossos estudos a respeito dessa classe de projeto, partindo dos conceitos vistos na seção 1.2, expondo detalhadamente os métodos de dimensionamento geotécnico e estrutural dos elementos de fundação em estacas, além dos elementos de transição, baseando-se em metodologias de projeto recomendadas pela ABNT NBR 6122 (2019) e ABNT NBR 6118 (2014), além de autores brasileiros consolidados nesta área da geotecnia, tais como: Professor emérito Dirceu de Alencar Velloso, Urbano Rodriguez Alonso, Francisco Rezende Lopes, Nelson Aoki e José Carlos de Campos.

Salienta-se que todos os dimensionamentos e verificações voltados a este projeto serão realizados com o auxílio de planilhas da ferramenta computacional Microsoft Excel 2016. Quanto aos desenhos de detalhamentos estruturais e confecção de pranchas, estes serão confeccionados através do Software Autodesk AutoCAD 2017 (Versão estudantil). Tal proposta projetual, se divide em três etapas, sendo: apontamento dos dados geotécnicos locais pertinentes ao projeto, dimensionamento geotécnico e estrutural das estacas raiz, idealização geométrica e dimensionamento dos blocos de transição.

A primeira relacionada a exposição dos parâmetros geotécnicos pertinentes, bem como alguns aspectos a serem levados em consideração na análise e interpretação dos respectivos laudos.

Subsequente a isto, exporemos os métodos de cálculo semi-empíricos que serão relevantes na determinação da capacidade de carga geotécnica da interação estaca-solo, junto à catálogos de estacas contendo variáveis pertinentes ao projeto. Apresentaremos também alguns critérios recomendados pelas normativas vigentes no que tange ao dimensionamento estrutural dos elementos em estacas raiz e seus detalhamentos. Tais dimensionamentos estruturais e

detalhamentos, serão realizados com a ferramenta computacional AltoQI Eberick V8.

A penúltima parte desta metodologia apresentará o roteiro de dimensionamento dos blocos sobre estacas, de acordo com os preceitos da ABNT NBR 6118 (2014).

### 2.2.1 Parâmetros geotécnicos para o projeto

Nos basearemos nos laudos de sondagem de simples reconhecimento (SPT), encontrados em anexo A, obtidos em uma localidade próxima do terreno selecionado para a elaboração dos projetos, visto na Figura 1. A natureza deste ensaio consistiu na realização de três furos em locais distintos dentro do terreno, o que gerou esta quantia de laudos. Serão retirados dos respectivos laudos informações pertinentes à elaboração do projeto de fundação, tais como:  $N_{SPT}$  a cada metro, caracterização física dos materiais de cada camada, presença ou não de lençol freático e nível onde alcançou-se o impenetrável.

### 2.2.2 Métodos para determinação da capacidade de carga última da interação estaca-solo

A capacidade resistente última de uma estaca, em termos geotécnicos, pode ser estimada por meio de metodologias semi-empíricas de cálculo, onde a resistência total se dá pela soma das parcelas de ponta e atrito lateral.

“A resistência por atrito lateral é dada pela soma das resistências por camadas de 1m de espessura do perfil de solo existente, do número de golpes do SPT em cada camada até a profundidade de sondagem e dos coeficientes empíricos, de acordo com o método utilizado.” (MATIAS, 2018, pg. 40)

No que concerne a outra parcela resistente, por ponta, esta é calculada levando em consideração a área de seção transversal da estaca em contato com o maciço, o  $N_{spt}$  da respectiva profundidade e coeficientes de segurança relativos ao método específico.

Para a obtenção da capacidade de carga geotécnica da interação estaca-solo, aplicaremos quatro métodos estáticos de cálculo semi-empíricos, sendo estes: Método de Aoki-Veloso (1975), Contribuição de Laprovitera & Benegas (1988-1993), Método de Decourt-Quaresma (1978) e Método de Teixeira (1996).

Salienta-se ainda, que os principais dados de entrada nas formulações e tabelas pertencentes a cada método, isto é, características dos solos e valores de  $N_{spt}$ , serão retirados do laudo de sondagem à percussão obtido para o terreno, encontrado em anexo.

Uma vez obtida a capacidade resistente geotécnica última, por meio dos métodos propostos, o valor final a ser considerado será obtido por meio de uma média aritmética entre os quatro valores, a cada metro de profundidade, objetivando uma maior precisão e confiabilidade para o projeto de fundação deste trabalho.

#### 2.2.2.1 Método semi-empírico de Aoki-Veloso (1975)

Método desenvolvido pelos Engenheiros civis Nelson Aoki e Dirceu de Alencar Velloso, no ano de 1975. Tal desenvolvimento metodológico foi originalmente configurado através de correlações de resultados obtidos mediante a realização dos ensaios CPT (ensaio de penetração de cone) e SPT.

Através da Equação (135), mostrada abaixo, determina-se a capacidade de carga geotécnica última  $Q_{ult}$ , em KN, por meio do método, onde as duas parcelas referem-se aos mecanismos resistentes de ponta  $R_p$  e por atrito lateral  $R_L$ , respectivamente.

$$Q_{ult} = \frac{K \cdot N_{SPT}}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \cdot \Delta_L) \quad (135)$$

Em que:  $N_{SPT}$  é o índice de resistência à penetração na cota de assentamento da estaca,  $A_p$  é área da ponta da estaca em (m),  $U$  representa o perímetro lateral da estaca em contato com o solo e  $\Delta_L$  a espessura de camada analisada.

Os fatores  $F_1$  e  $F_2$  estão presentes com o propósito de corrigir efeitos de escala e métodos executivos de diferentes tipos de estaca. Para a tipologia

raiz, adotada neste projeto, tais fatores assumem os valores 2,2 e 2,4, respectivamente, de acordo com a Tabela 12.

Tabela 12 - Fatores de correção F1 e F2 para cada tipologia de estaca.

<b>Tipo de estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2,5	5,0
Metalica ou pré-moldada de concreto	1,8	3,5
Raiz	2,2	2,4
Escavada	3,5	7,0

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

Os parâmetros  $K$  e  $\alpha$ , mostrados abaixo na Tabela 13, variam em função do tipo de solo presente no perfil estratigráfico obtido com o ensaio de sondagem à percussão.

Tabela 13 - Coeficientes  $K$  e  $\alpha$  em função da tipologia de solo.

<b>Solo</b>	<b>K (MPa)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	1	1,4
Areia siltosa	0,8	2,0
Areia siltoargilosa	0,7	2,4
Areia argilosa	0,6	3,0
Areia argilossiltosa	0,5	2,8
Silte	0,4	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,2	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,3	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

### 2.2.2.1.1 Contribuição de Laprovitera (1998) & Benegas (1993)

Ambos os autores, em suas dissertações de mestrado pela COPPE-UFRJ, Laprovitera em 1998 e Benegas em 1993, contribuíram ao método fundado por Aoki-Velloso (1975) com avaliações a respeito do banco de dados de ensaios de prova de carga, coligados à COPPE.

Suas análises culminaram na obtenção de valores distintos dos trazidos por Aoki-Velloso (1975), no que tange aos parâmetros  $K$  e  $\alpha$ , relacionados ao tipo de solo. Tais valores são exibidos abaixo na Tabela 14.

Tabela 14 - Coeficientes  $K$  e  $\alpha$  determinados por Laprovitera (1998) e Benegas (1993).

<b>Tipo de solo</b>	<b>k (kPa)</b>	<b><math>\alpha</math></b>
Areia	600	0,014
Areia siltosa	530	0,019
Areia siltoargilosa	530	0,024
Areia argilossiltosa	530	0,028
Areia argilosa	530	0,03
Silte arenoso	480	0,03
Silte arenoargiloso	380	0,03
Silte	480	0,03
Silte argiloarenoso	380	0,03
Silte argiloso	300	0,034
Argila arenosa	480	0,04
Argila arenossiltosa	300	0,045
Argila siltoarenosa	300	0,05
Argila siltosa	250	0,055
Argila	250	0,06

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

O mesmo ocorreu com os resultados referentes aos fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$ , onde os autores obtiveram outros valores, mostrados abaixo pela Tabela 15.

Tabela 15 - Fatores de correção por Laprovitera (1998) e Benegas (1993).

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,1	3
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada de concreto	2	3,5
Escavada	4,5	4,5

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

Com isso, aplicam-se tais fatores das tabelas 14 e 15, na Equação (135), exposta na seção 2.2.2.1.

#### 2.2.2.2 Método semi-empírico de Décourt-Quaresma (1978)

A princípio, elaborou-se tal metodologia exclusivamente para projetos fundeados em estacas cravadas. Entretanto, os autores procederam a uma modificação em alguns aspectos do método, introduzindo coeficientes de correção  $\alpha$  e  $\beta$ , nas parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, respectivamente, objetivando proporcionar a aplicação do método para outras tipologias de estacas (CINTRA e AOKI, 2010). A capacidade de carga geotécnica última  $Q_{ult}$ , em KN, considerando a soma das parcelas de ponta  $Q_{p,ult}$  e atrito lateral  $Q_{l,ult}$ , é obtida com aplicação da Equação (137).

$$Q_{ult} = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (136)$$

$$Q_{ult} = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (137)$$

Onde  $N_p$  é o valor médio do índice de resistência à penetração na ponta da estaca, neste caso, estimado por meio dos valores encontrados no nível da estaca, 1 metro acima e 1 metro abaixo. As variáveis  $A_p$  e  $U$ , como já visto em 2.2.2.1, representam a área da seção transversal da ponta da estaca e o perímetro do fuste. O parâmetro  $N_L$  pertencente à parcela de atrito lateral, corresponde ao valor médio do índice de penetração ao longo do fuste, descontando-se o índice considerado na ponta da estaca.  $L$  é a espessura da cama em análise, ou melhor dizendo, o comprimento da estaca.

Assim como Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) também estabeleceram fatores de correção que devem ser introduzidos na Equação (137), em função do tipo de estaca adotada e da natureza geotécnica local, como pode ser visto nas Tabelas 16 e 17.

Tais autores também introduziram na formulação um coeficiente  $C$  relativo ao tipo de solo, com a realização de 41 ensaios de prova de carga em estacas pré-moldadas de concreto. O respectivo valor pode ser retirado da Tabela 18.

Tabela 16 - Valores do fator  $\beta$  em função do tipo estaca e solo.

Tipo de solo	Escavada em Geral	Escavada com Bentonita	Hélice Contínua	Raiz	Injetada	Cravada
Argila	0,8	0,9	1	1,5	3	1
Solo Intermediário	0,65	0,75	1	1,5	3	1
Areia	0,5	0,6	1	1,5	3	1

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

Tabela 17 - Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo estaca e solo.

Tipo de solo	Escavada em Geral	Escavada com Bentonita	Hélice Contínua	Raiz	Injetada	Cravada
Argila	0,85	0,85	0,3	0,85	1	1
Solo Intermediário	0,6	0,6	0,3	0,6	1	1
Areia	0,5	0,5	0,3	0,5	1	1

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

Tabela 18 - Coeficiente relativo ao tipo de solo.

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

### 2.2.2.3 Método semi-empírico de Alberto Henriques Teixeira (1996)

Fundamentando-se nas metodologias práticas e contínuas desenvolvidas por Aoki e Velloso (1975), Decóurt-Quaresma (1978), dentre outros métodos semi-empíricos, Teixeira no ano de 1996 apresenta um método de cálculo unificado, função basicamente dos parâmetros  $\beta$  e  $\alpha$ , relativos à tipologia de estaca e o solo envolto nesta. Logo, a capacidade de carga última  $Q_{ult}$ , em KN, por tal método, culmina na aplicação das Equações (138) e (139), mostradas abaixo.

$$Q_{ult} = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (138)$$

$$Q_{ult} = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (139)$$

Em que:  $N_p$  refere-se ao valor médio do índice de resistência à penetração numa análise que deverá ser feita com 4 diâmetros acima da cota de assentamento da estaca e 1 diâmetro abaixo desta cota.  $N_L$  representa o índice de resistência ao longo do comprimento da estaca. As variáveis  $A_p$  e  $U$ , já mencionadas desde a seção 2.2.2.1, simbolizam a área da ponta e o perímetro do fuste da estaca, respectivamente.

Para tal aplicação, faz-se necessário também estipular os valores dos parâmetros  $\beta$  e  $\alpha$ , relativos ao tipo de estaca e solo existente. Apresentam-se tais parâmetros nas Tabelas 19 e 20.

Tabela 19 - Valores do parâmetro  $\beta$  em função da tipologia de estaca.

Tipo de estaca	$\beta$ (kPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

Tabela 20 - Valores do parâmetro  $\alpha$  em função da tipologia de estaca e solo.

Solo ( $4 < N_{SPT} < 40$ )	Tipo de estaca - $\alpha$ (KPa)			
	Pré-moldada ou metálica	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

### 2.2.3 Capacidade de carga admissível e estaqueamentos

#### 2.2.3.1 Fatores de segurança globais

A ABNT NBR 6122 (2019), em seu item 6.2.1.2, intitulado por “*Segurança nas fundações profundas*”, expõe como necessária a adoção de um fator de segurança global, no que tange ao atendimento do estado limite último, visto na seção 2.1.3.1 deste trabalho. Tal fator ou coeficiente, objetiva transformar a carga de ruptura, do ponto de vista geotécnico, em uma carga admissível de projeto.

Segundo os preceitos da ABNT NBR 6122 (2019), no âmbito de dimensionamentos, quando determinamos a carga de ruptura geotécnica através de correlações por métodos semi-empíricos, com os vistos na seção 2.2.2, deve-se utilizar de um fator de segurança global ( $F_S$ ) igual à 2.

Ainda procurando seguir as prescrições desta norma, pelo fato de adotarmos para esta proposta de projeto o uso de estacas raiz (moldadas in loco), deveremos nos precavermos quanto à algumas considerações de valores de resistências geotécnicas. Segundo a norma, tratando-se dessa tipologia executiva, deveremos limitar a máxima resistência de ponta à 20% da carga admissível que a

estaca suportará, o que implica em uma resistência por atrito lateral de no mínimo 80%.

Tal consideração é justificável, uma vez que tratando-se de uma estaca escavada, pode não haver a garantia de que o solo em contato com a ponta da estaca esteja livre de sujeiras e compactado o suficiente para promover tal resistência ao elemento (VELLOSO e LOPES, 2010).

Tratando-se ainda a respeito da segurança em fundações profundas, salienta-se que os autores citados na seção 2.2.2 recomendam a adoção de outros fatores de segurança específicos para cada metodologia de cálculo, apresentados logo abaixo.

a) Fator de segurança segundo Aoki-Velloso (1975):

Os autores adotam o mesmo fator de segurança  $F_S$  recomendado pela ABNT NBR 6122 (2019), igual à 2.

b) Fator de segurança segundo Laprovitera (1998) e Benegas (1993):

Da mesma forma que Aoki-Velloso (1975), os autores adotam o fator de segurança global da interação estaca-solo igual à 2, atendendo ao valor prescrito pela normativa.

c) Fator de segurança segundo Décourt-Quaresma (1978):

Décourt-Quaresma, diferentemente dos autores antes citados, utilizam outros fatores de segurança, sendo estes distintos para as parcelas de ponta e de atrito lateral (CINTRA e AOKI, 2010). Obtida a carga geotécnica última pelo seu método, a admissível é alcançada dividindo-se a parcela de ponta e atrito lateral por 4 e 1,3 em respectiva ordem.

Haja vista a adoção de outros valores de  $F_S$  por parte dos autores, seguindo as boas práticas de projeto, determinaremos a carga geotécnica admissível por este método utilizando-se tais valores citados e adotando também  $F_S = 2$ , de

acordo com a ABNT NBR 6122 (2019). Por desfecho, adota-se o valor mais baixo encontrado, a favor da segurança.

d) Fator de segurança segundo Teixeira (1996):

O autor atribui ao fator de segurança  $F_s$  o mesmo valor recomendado pela ABNT NBR 6122 (2019), igual à 2.

### 2.2.3.2 Cargas estruturais de catálogo

De acordo com Cintra e Aoki (2010), uma das maneiras de se determinar o número de estacas necessários para suportar a carga advinda de um pilar, é utilizando-se catálogos de fabricantes e/ou executores das estacas.

Além disto, a verificação do estado limite último, do ponto de vista estrutural, isto é, o quanto de carga que o material constituinte da estaca suporta, é crucial em um projeto de fundação.

Apresentaremos abaixo, na Tabela 21, as cargas estruturais admissíveis, denominadas de  $P_e$ , em função dos diâmetros das estacas usualmente utilizadas nos projetos de fundações. Tal parâmetro poderá nortear futuras decisões, como por exemplo a escolha de um ou mais diâmetros a serem utilizados no projeto, assim como a determinação do número de estacas por bloco de coroamento.

Tabela 21 - Diâmetros e cargas de catálogo usuais de estacas raiz.

Estaca	Diâmetro (cm)	Carga de catálogo
		$P_e$ (KN)
Raiz	ø10	100 - 150
	ø12	100 - 250
	ø15	100 - 350
	ø16	100 - 450
	ø20	100 - 600
	ø25	250 - 800
	ø31	300 - 1.100
	ø41	500 - 1.500

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

### 2.2.3.3 Estaqueamentos

No que tange aos projetos de fundações por estacas, uma das principais decisões a serem tomadas diz respeito à determinação das cotas de parada dos elementos. Tais decisões podem ser tomadas mediante a avaliação de aspectos relacionados, por exemplo, a exequibilidade do tipo de estaca. Sendo assim, devem ser levados em consideração fatores tais como o valor de  $N_{SPT}$  que ocasiona a parada da estaca, comprimento máximo que poderá ser alcançado em função da eficiência do equipamento ou da presença de lençol freático, dentro outros fatores.

Conforme Cintra e Aoki (2010), a grande eficiência da utilização de estacas raiz nos projetos, se dá pelos valores máximos de  $N_{SPT}$  exequíveis para esta tipologia de estaca, podendo penetrar com  $N_{SPT} > 60$  (penetra na rocha sã). Assim sendo, em virtude da boa eficiência dessa tipologia de estaca perante à vastos perfis estratigráficos distintos, abordaremos duas metodologias ou filosofias de projeto para serem utilizadas na determinação do número de estacas por bloco, assim como a cota de parada do equipamento executivo.

#### 2.2.3.3.1 Metodologia de projeto nº1

Esta primeira metodologia, proposta por Cintra e Aoki (2010), consiste em determinar o número de estacas por blocos tendo como referência as cargas de catálogo, como as mostradas na Tabela 21. Os autores consideram a carga de catálogo correspondente ao diâmetro da respectiva estaca como a carga admissível do estaqueamento. O passo a passo desta filosofia será detalhado adiante.

##### a) Determinação do número de estacas por bloco:

A decisão inicial a ser tomada nesta etapa de projeto consiste na escolha do diâmetro ( $\emptyset e$ ) a ser utilizado no projeto nos estaqueamentos, que pode ser feita utilizando-se os valores catalogados, apresentados na Tabela 21 da seção 2.2.3.2. Segundo Cintra e Aoki (2010), caso haja uma elevada amplitude nos valores das cargas advindas dos pilares, é plausível a adoção de dois ou três diâmetros,

dessa forma, procedendo-se a considerar um estaqueamento distinto para cada diâmetro selecionado.

A motivação pela escolha desta metodologia de definição do número de estacas, se justifica também pelo fato de otimizarmos o estaqueamento, podendo usufruir da máxima eficiência estrutural de uma estaca, evitando assim estaqueamentos com um número elevado de estacas sujeitas a cargas de compressão bem inferiores ao valor máximo que podem suportar.

Uma vez selecionado o diâmetro da estaca ( $\phi_e$ ), a determinação do número de estacas ( $N_e$ ) por bloco de transição pode feita por meio da Equação (140). Ressalta-se ainda, que esta divisão da carga do pilar pela capacidade de carga da estaca só deve ser aplicada para casos onde o centro de cargas do estaqueamento coincidir com o centro de cargas do pilar (ALONSO, 2019).

$$N_e = \frac{(1,05 \text{ a } 1,10) \cdot N_d}{P_e} \quad (140)$$

Onde  $N_d$  representa a magnitude da carga de compressão advinda do pilar, em (KN), enquanto  $P_e$  é a carga de catálogo, isto é, a máxima carga de compressão suportada pelo material da estaca, neste caso o concreto. Os valores de 1,05 a 1,10 são introduzidos com o intuito de considerar o peso próprio do elemento de transição apoiado sobre as estacas, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6122 (2019).

b) Determinação da cota de assentamento das estacas:

Uma vez definido o número de estacas por bloco, em função da carga estrutural de catálogo ( $P_e$ ) que um elemento isolado suporta, consideraremos essa como sendo a carga admissível de projeto ( $Q_{adm}$ ). Adiante, aplica-se o fator de segurança global ( $F_S$ ) proposto pela ABNT NBR 6122 (2019), obtendo-se assim a capacidade de carga geotécnica necessária para a plena e eficiente transmissão de esforços ao maciço. O passo seguinte, segundo Cintra e Aoki (2010), é a determinação da cota de parada das estacas por sucessivas tentativas, utilizando-se as metodologias semi-empíricas vistas na seção 2.2.2, até alcançarmos uma

profundidade onde ( $Q_{ult}$ ) é compatível com ( $Q_{nec}$ ), podendo ser igual ou maior. Para efeitos deste projeto, procederemos a este processo através das quatro metodologias apresentadas e consideraremos a média aritmética destes valores, visando uma maior precisão e confiabilidade nos resultados. Tal metodologia de cálculo culmina nas etapas abaixo.

- Aplicação do Fator de segurança global:

Considerando a carga estrutural de catálogo como a carga admissível, ou seja,  $Q_{adm} = P_e$ , aplica-se  $F_S = 2$ , atendendo à ABNT NBR 6122 (2019), o que resulta na capacidade de carga geotécnica necessária ( $Q_{nec}$ ), dada pela Equação (141).

$$Q_{nec} = Q_{adm} \cdot F_S \quad (141)$$

- Determinação da profundidade necessária:

Determinada a capacidade geotécnica necessária, aplica-se os métodos semi-empíricos vistos em 2.2.2, até alcançarmos uma profundidade onde o valor médio de  $Q_{ult}$  obtido pelos métodos é compatível com  $Q_{nec}$ . A determinação deste valor pode ser feita mediante aplicação da Equação (142).

$$\bar{Q}_{ult} = \frac{\sum Q_{ult,i}}{n} \quad (142)$$

#### 2.2.3.3.2 Metodologia nº2

Haja vista que as estacas raiz conseguem alcançar grandes profundidades, bem como atravessar camadas com  $N_{spt}$  elevados e níveis de água que afloram superficialmente, mantendo plena eficiência, a utilização da Metodologia nº2 proporciona a previsão de cotas de assentamento distintas para cada estaqueamento, o que pode ser um ponto relevante quando se visa a economia voltada a este projeto.

Esta filosofia, de acordo com Cintra e Aoki (2010), consiste em prevermos a cota de parada do equipamento executivo, seja por um comprimento máximo executivo  $L_{m\acute{a}x}$  ou pela existência de camadas resistentes superficialmente. O roteiro é mostrado a seguir.

a) Determinação da capacidade de carga geotécnica admissível:

Uma vez prevista a cota de parada da estaca, mediante a uma análise aos laudos SPT disponíveis, procede-se à determinação da capacidade de carga geotécnica última por ponta nesta cota de parada e por atrito lateral ao longo do fuste, por meio dos quatro métodos semi-empíricos vistos em 2.2.2. Após isto, aplica-se o fator de segurança global mencionado pela ABNT NBR 6122 (2019), visto em 2.2.3.1. Este método resulta na aplicação da Equação (143), logo abaixo.

$$L_{estaca} \rightarrow \bar{Q}_{ult} \rightarrow \bar{Q}_{adm} = \frac{\bar{Q}_{ult}}{F_S} \quad (143)$$

Salienta-se ainda, segundo Cintra e Aoki (2010), que por questões de segurança, a carga admissível  $\bar{Q}_{adm}$  não deverá exceder à respectiva carga de catálogo  $P_e$ , para que não ocorra o rompimento do material constituinte da estaca.

b) Determinação do número de estacas por bloco:

Com posse da capacidade de carga admissível, pode-se obter o número de estacas necessárias para resistir ao carregamento proveniente do pilar considerado, utilizando a Equação (144).

$$N_e = \frac{(1,05 \text{ a } 1,10) \cdot N_d}{\bar{Q}_{adm}} \quad (144)$$

Onde  $N_d$  é a carga vertical advinda do pilar.

## 2.2.4 Dimensionamento estrutural e detalhamento das estacas

Seguindo os preceitos da ABNT NBR 6122 (2019), item 8.6, dimensionaremos as estacas deste projeto estruturalmente, isto é, calcularemos as áreas de aço longitudinais e transversais necessárias para a plena eficiência dos elementos em trabalho.

No que se refere à integridade das estacas ao longo do tempo, o cobrimento das armaduras deverá ser determinado através da Tabela 03 deste trabalho, abordada na seção 2.1.1.1.2.

Encontra-se abaixo, na Tabela 22, alguns parâmetros a serem considerados no dimensionamento estrutural e detalhamento das estacas, extraídos da ABNT NBR 6122 (2019), item 8.6.3. Haja vista a adoção de estacas da tipologia raiz para este projeto, observa-se alguns pontos, como o  $f_{ck}$  mínimo a ser utilizado na concretagem do furo, igual a 20 MPa, assim como o comprimento mínimo de armação do elemento, tratando-se de estacas raiz, deverá ser armada em toda a sua extensão.

Tabela 22 - Parâmetros normativos para dimensionamento estrutural de estacas moldadas in loco e tubulões.

Tipo de estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/resistência característica da argamassa ou concreto	$\gamma_c$	(% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco))		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
				Armadura (%)	Comprimento (m)	
Raiz	I, II, III, IV	C20	1,6	0,4	Integral	–

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6122 (2019).

### 2.2.4.1 Dimensionamento de estacas à compressão

Tendo em vista as prescrições da ABNT NBR 6122 (2019) quanto ao dimensionamento estrutural das estacas, deveremos proceder ao cálculo da armadura necessária para os elementos, tendo em vista a necessidade de armarmos as estacas raiz integralmente, o que culmina no roteiro de cálculo a seguir.

#### a) Resistência de cálculo do concreto:

Uma vez determinado o  $f_{ck}$  mínimo e o coeficiente de ponderação do concreto  $\gamma_c$ , por meio da Tabela 22, seção 2.2.4, determina-se a resistência de cálculo à compressão do concreto  $f_{cd}$ , através da Equação (145).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (145)$$

#### b) Resistência de cálculo do aço:

Adotando-se o aço CA50 para o detalhamento das estacas, a resistência de projeto do aço à tração pode ser obtida, conforme Alonso (2019), através da Equação (146).

$$f_{yd} \geq \begin{cases} \frac{f_{yk}}{1,15} \\ 0,2 \cdot E_s \end{cases} \quad (146)$$

Em que  $E_s$  representa o módulo de elasticidade longitudinal do aço, visto na seção 2.1.2.2.2 deste trabalho.

#### c) Reações de apoio nas estacas:

Tendo em mãos a planta de cargas de pilares do projeto de superestrutura, podemos calcular as reações de apoio dos elementos do estaqueamento

estudado. Para isto, podemos recorrer ao (Quadro 2.2), confeccionado por Alonso (2019), encontrado em Anexo C, onde para cada geometria de bloco existem formulações específicas

d) Verificação de ruptura à compressão:

Uma verificação de grande relevância no dimensionamento estrutural de estacas, segundo Alonso (2019), diz respeito a verificação se o elemento suporta a tensão compressiva gerada pela carga descarregada pelo pilar. Nesse sentido, para que se proceda aos dimensionamentos a condição mostrada pela Equação (147) deverá ser atendida.

$$\frac{N_{m\acute{a}x}}{A_{\phi_e}} \leq 0,85 \cdot f_{cd} \quad (147)$$

Onde  $N_{m\acute{a}x}$  é a reação de apoio máxima no estaqueamento e  $A_{\phi_e}$  representa a área da estaca, em (m).

e) Cálculo da armadura principal:

A determinação do número de barras longitudinais das estacas poderá ser feita considerando-se uma condição imposta pela ABNT NBR 6118 (2014), majorando-se a carga à compressão de projeto ( $N_{m\acute{a}x}$ ), numa proporção que satisfaça a condição abaixo, dada pela Equação (148). Onde  $\phi_e$  representa o diâmetro adotado para a estaca, em (m).

$$\left(1 + \frac{6}{\phi_e}\right) \geq 1,1 \quad (148)$$

Atendida esta condição, a área de aço longitudinal necessária ( $A_{sp}$ ) é obtida, segundo Alonso (2019), por meio da Equação (149).

$$A_{sp} = \frac{N_{m\acute{a}x} \cdot \left(1 + \frac{6}{\phi_e}\right) - 0,85 \cdot A_{\phi_e} \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (149)$$

f) Armação principal mínima:

Conforme a Tabela 22, mostrada em 2.2.4, a ABNT NBR 6122 (2019) recomenda a adoção de uma armadura mínima ( $A_{sp,mín}$ ) de acordo com as tipologias de estacas. No caso de estacas raiz, adotadas para a proposta de projeto, tal valor é obtido pela Equação (150), onde  $A_{\phi_e}$  é a área da estaca.

$$A_{sp,mín} = 0,4\% \cdot A_{\phi_e} \quad (150)$$

#### 2.2.4.2 Detalhamento das armaduras

Assim como elementos constituintes da superestrutura do edifício, as estacas pertencentes ao projeto de fundação necessitam atender algumas prescrições quanto à detalhamentos. Podemos adentrar neste assunto, expondo a quantidade mínima de barras recomendadas para uma seção circular, segundo a ABNT NBR 6118 (2014), igual a 6 barras. Adiante, será apresentado um roteiro para elaborarmos o detalhamento destes elementos.

a) Número de barras principais:

O número de barras longitudinais ( $N_{b,p}$ ) de uma estaca é obtido por meio da Equação (151), salientando-se que devemos detalhar tais elementos com no mínimo 6 barras.

$$N_{b,p} = \frac{A_{sp}}{A_{\phi_l}} \quad (151)$$

Em que  $A_{\phi_l}$  é a área da seção transversal correspondente a uma barra do diâmetro selecionado para o detalhamento.

b) Espaçamento e quantidade de estribos necessários:

A disposição das armaduras transversais de uma estaca, isto é, os estribos envoltos às armaduras principais ao longo da profundidade, podem ser obtidos, como uma parcela do diâmetro escolhido para a armação principal, respeitando um diâmetro mínimo de 5,0 mm, prescrito pela ABNT NBR 6118 (2014), item 18.4.3. Sendo assim, o detalhamento inicia-se com a determinação do diâmetro dos estribos, pela Equação (152), em que ( $\phi_l$ ) é o diâmetro adotado para a armadura principal.

$$\phi_{estribo} \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \cdot \phi_l \end{cases} \quad (152)$$

O passo seguinte se dá pela determinação do espaçamento ( $S$ ) entre os estribos do elemento, dado pela Equação (153), segundo o item 18.4.3 da norma.

$$S_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 12 \cdot \phi_l \end{cases} \quad (153)$$

Por fim, obtido o espaçamento necessário, determina-se a quantidade de estribos através da Equação (154).

$$N_{estribos} = \frac{L_{estaca}}{S_t} \quad (154)$$

Onde  $L_{estaca}$  representa o comprimento da estaca.

## 2.2.5 Elementos de transição de cargas

Como visto no capítulo 1, seção 1.2.2.2.3, elementos de transição representados pelos blocos de coroamento, objetivam transferir ao estaqueamento as cargas provenientes dos pilares da superestrutura. Para que essa transição de cargas seja realizada de forma eficiente e estável, faz-se necessário dimensionar tal elemento dentro das prescrições ditas pela ABNT NBR 6118 (2014).

### 2.2.5.1 Determinação da geometria dos blocos de coroamento

No que tange à modelagem estrutural dos blocos de transição, a determinação de seus contornos geométricos, em função de estacas requeridas para suportar o carregamento é o passo que antecede o dimensionamento estrutural destes blocos. Para tal, encontra-se em Anexo B as tipologias de geometrias que procuraremos adotar para os blocos deste projeto, procurando em primeiro lugar atender a condição exposta por Alonso (2019), isto é, a necessidade de alinhamento entre os centros de gravidade do pilar e do estaqueamento.

Além disto, é recomendado um espaçamento mínimo entre estacas ( $l_{estaca}$ ), que compreende uma medida entre os eixos dos elementos. Tal distância pode ser determinada a partir da Equação (155).

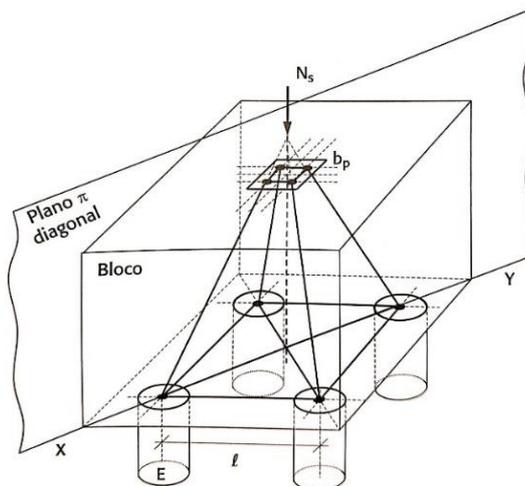
$$l_{estaca} \geq \begin{cases} 2,5 \cdot \phi_e & \rightarrow \text{estacas pré - moldadas} \\ 3,0 \cdot \phi_e & \rightarrow \text{estacas moldadas in loco} \\ & 60 \text{ cm} \end{cases} \quad (155)$$

### 2.2.5.2 Dimensionamento estrutural dos blocos

Procederemos ao dimensionamento estrutural dos blocos utilizando-se o Método de Bielas e Tirantes, desenvolvido por Blévoit e Frémy (1967), metodologia essa respaldada pela ABNT NBR 6118 (2014).

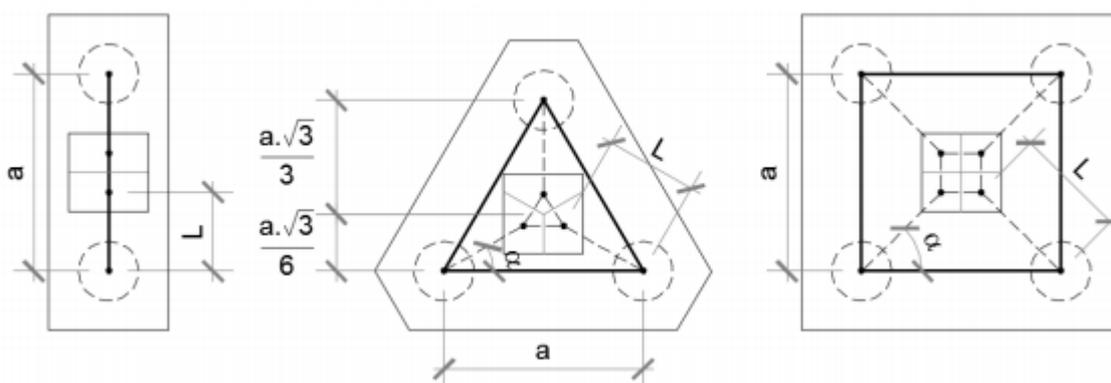
O método se baseia em admitir uma treliça espacial no interior do bloco, onde as bielas de concreto possuem a função receberem esforços de compressão oriundos dos pilares e distribuí-los às estacas do conjunto através de escoras, enquanto as armaduras principais dispostas sobre as estacas possuem a função de resistir aos esforços de tração decorrentes da transmissão de cargas, trabalhando internamente como tirantes (SAKAI, 2010). É mostrada abaixo, através das Figura 43 e 44, uma demonstração do mecanismo desta metodologia de dimensionamento, confirmando o exposto pela autora, isto é, as escoras em diagonais responsáveis por absorver a compressão e os tirantes interligados sobre as estacas.

Figura 43 - Exemplificação da funcionalidade do Método de Bielas e Tirantes.



Fonte: Campos (2015).

Figura 44 – Vista superior da esquematização metodológica de bielas e tirantes para blocos sobre estaqueamentos.



Fonte: Aguiar (2018).

Tendo como definido o número de estacas do bloco, além do espaçamento entre as mesmas, a idealização estrutural dos blocos de coroamento resulta na aplicação de um roteiro de cálculo, bem como algumas verificações, onde nos basearemos nos métodos trazidos por Campos (2015), para blocos de várias quantidades de estacas.

a) Altura do bloco:

Objetivando proporcionar maior eficiência estrutural, dimensionaremos estes elementos como rígidos, o que implica na condição abaixo, expostas pelas Equações (156) e (157).

$$h \geq \frac{A - a_p}{3} \quad (156)$$

$$h \geq \frac{B - b_p}{3} \quad (157)$$

Onde  $A$  e  $B$  representam a maior e menor dimensão do bloco respectivamente.  $a_p$  e  $b_p$  as dimensões do pilar engastado/rotulado ao bloco.

Adiante, determina-se a altura útil mínima ( $d$ ) do elemento, podendo ser utilizado o maior valor dentre as duas equações (158) e (159), expostas abaixo.

$$d \geq l_{b,bec} \quad (158)$$

$$d \geq \frac{l_{estaca} \cdot \sqrt{2}}{2} \quad (159)$$

Em que  $l_{b,bec}$  é o comprimento de ancoragem necessário da ligação entre o pilar e o bloco.  $l_{estaca}$  representa o espaçamento entre eixos de estacas.

b) Verificação das tensões junto ao pilar:

Uma verificação preponderante que deverá ser feita após a determinação da altura do bloco, segundo Campos (2015), diz respeito a comprovação de que a ligação entre o pilar e o bloco não romperá à punção. Para isto, a condição abaixo dada pela Equação (160) deverá ser atendida.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_d}{A_{cp} \cdot \text{sen}^2\theta} \leq F_{res.} \cdot f_{ck} \quad (160)$$

Onde  $\sigma_{cp}$  é a tensão de punção em MPa,  $A_{cp}$  representa a área do pilar em (m) e  $\theta$  é o ângulo adotado para a biela de cálculo. Por fim, o fator denominado aqui por  $F_{res.}$  representa uma proporção da resistência característica do concreto empregada nos blocos, possuindo um valor de 0,85 (p/ 2 estacas), 1,06 (p/ 3 estacas), 1,28 (p/ 4 estacas) e 1,59 (p/ 5 estacas).

c) Verificação das tensões junto à estaca:

Segundo Campos (2015), faz-se necessário também proceder a verificação das tensões geradas nas bielas de compressão junto às estacas do bloco, devendo atender a condição dada pela Equação (161).

$$\sigma_{ce} = \frac{N_d}{n_e \cdot A_{\phi_e} \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq F_{res.} \cdot f_{ck} \quad (161)$$

Onde  $A_{\phi_e}$  é a área da seção transversal da estaca e  $n_e$  corresponde ao número de estacas do bloco estudado. O fator de proporção  $F_{res.}$  pode ser adotado segundo o exposto na alínea (b), vista anteriormente.

d) Cálculo das armaduras de equilíbrio geral:

Os tirantes dos blocos de coroamento, isto é, as armações principais dispostas sobre as estacas, podem ser calculadas através do roteiro estruturado a seguir.

- Força de tração nos tirantes:

Com posse da carga vinda do pilar, pode-se determinar o esforço de tração nos tirantes para cada tipologia de blocos, direcionada especificamente a quantidade de estacas que o mesmo contém. Assim sendo, obtêm tal esforço mediante aplicação das Equações (162), (163), (164) e (165), conforme o exposto por Campos (2015), onde  $d$  é a altura útil,  $b_p$  representa menor dimensão do pilar e  $l$  a distância entre as estacas.

– Blocos de duas estacas:

$$R_{sd} = 1,15 \cdot \frac{N_d}{4 \cdot d} \cdot \left( l - \frac{b_p}{2} \right) \quad (162)$$

– Bloco de três estacas:

Detalhando as armaduras segundo os lados, o que buscaremos realizar no trabalho, pode-se obter a tração no tirante pela equação (163).

$$R_{sd} = \frac{N_d}{9 \cdot d} \cdot \left( l - \frac{b_p}{2} \right) \quad (163)$$

– Bloco de quatro estacas:

$$R_{sd} = \frac{N_d}{8 \cdot d} \cdot \left( l - \frac{b_p}{2} \right) \quad (164)$$

– Bloco de cinco estacas:

$$R_{sd} = \frac{0,725 \cdot N_d}{5 \cdot d} \cdot \left( l - \frac{\alpha}{2} \right) \quad (165)$$

- Cálculo da área de aço principal:

Mensurado o esforço de tração no tirante, determina-se a área de aço ( $A_{sp}$ ) necessária por intermédio da Equação (166), proposta também pelo autor Campos (2015).

$$A_{sp} = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} \quad (166)$$

e) Armaduras de controle de fissuração:

Conforme Campos (2015), os estribos horizontais e verticais são introduzidos com a missão de conceder resistência à fissuração. Estas armaduras consideradas como secundárias em um bloco de coroamento, podem ser obtidas pela Equação (167).

$$A_{sw} = \frac{1}{8} \cdot A_{sp} \quad (167)$$

### **3 RESULTADOS E DISCUSSÕES**

Posteriormente a apresentação dos conceitos necessários junto aos métodos precisos para a execução deste trabalho, retratamos por meio deste capítulo os processos de cálculo referentes a cada seguimento do presente estudo envolvendo a parte projetual de estruturas em concreto armado e fundação, o que abrangerá dimensionamentos e detalhamentos estruturais, junto às discussões que envolvem os processos de projeto deste edifício residencial multifamiliar.

#### **3.1 Projeto estrutural em concreto armado**

Para o dimensionamento de todo o projeto estrutural proposto e exposto a seguir, utilizou-se a metodologia aplicada ao software Cypecad 2016, seguindo o direcionamento apresentado no tópico 2.1 deste trabalho. Sob questionamentos da melhor usabilidade das peças, foi posicionadas algumas vigas-faixa centrais nos elementos das lajes nervuradas para setorizar e separar os planos das mesmas, ajudando na distribuição das cargas e nos esforços de torção no elemento de laje, assim como no enrijecimento do edifício como um todo, fator preponderante face às ações horizontais provenientes do vento. Nos demais pilares centrais foram utilizados capitéis, isto é, regiões maciças de altura igual a adotada para lajes nervuradas. Nas regiões perimétricas, caixas de escadas e elevadores do edifício, foram lançadas vigas convencionais com o intuito de realizar o fechamento para tubulações hidráulicas além de melhor se adequarem à arquitetura nessas regiões.

##### **3.1.1 Definição dos dados iniciais do projeto**

O local de implantação do projeto estrutural em concreto armado localizado na Rua Expedicionário Cabo Gama, bairro Cidade Nova, zona urbana da cidade de Itaperuna – RJ, pode ser classificado como moderado quanto à agressividade ambiental, resultando em uma Classe II de agressividade, segundo a Tabela 01 da seção 2.1.1.1 deste trabalho. Com posse desta classificação, são definidos a seguir alguns parâmetros iniciais do projeto.

### 3.1.1.1 Definição da resistência característica à compressão

Consultando a Tabela 02 da seção 2.1.1.1.1, a resistência característica à compressão mínima normativa é igual a 25 MPa, no entanto utilizaremos uma resistência característica de 30 MPa, haja vista o porte da edificação a ser projetada. Ressalta-se ainda que tal classificação possibilitou a definição do limite de abertura de fissuras para vigas e lajes, segundo a ABNT NBR 6118 (2014). Encontra-se abaixo na Figura 45 os parâmetros de entrada do projeto, aplicados ao Cypecad 2016.

Figura 45- Parâmetros iniciais de entrada do projeto estrutural.

**Dados obra**

Chave: **TCC2\_Saulo Guimarães Cordeiro 1**

Descrição: Projeto Estrutural em concreto armado - Trabalho de conclusão de curso II

Normas: ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 14762: 2010, ABNT NBR 8800:2008, Eurocódigo 5 e Eurocódigo 9

**Betão armado**

**Betão**

Lajes: C30, em geral

Fundação: C30, em geral

'Tubulões': C20, em geral

Pilares: C30, em geral

Muros: C30, em geral

Características do agregado: Gnaiss (15 mm)

**Aço**

Varões: CA-50 e CA-60

Pernos: ISO 898.C4.6

**Perfis**

**Aço**

Laminados e compostos: A-36 250Mpa

Enformados: CF-26

**Madeira**

Serrada, procedente de coníferas ou chopos. - C14

**Alumínio extrudido**

EN AW-5083 - F

**Acções**

Carga permanente e sobrecarga

Com acção do vento: NBR 6123 (Brasil)

Com acção sísmica

Verificar resistência ao fogo

Estados limite (combinações)

Acções adicionais (cargas especiais)

**Coeficientes de encurvadura**

Pilares de betão e mistos

fx: 1.000 fy: 1.000

Pilares de aço

fx: 1.000 fy: 1.000

**Ambiente**

Vigas: CAA II (Abertura máxima de fenda: 0.30 mm)

Maciços: CAA II

Aceitar

Fonte: Autor (2021).

### 3.1.1.2 Cobrimentos nominais dos elementos estruturais

Uma vez definida a classe de agressividade ambiental de projeto, em consonância com a ABNT NBR 6118 (2014), atribuiremos valores ao cobrimento nominal dos elementos do projeto, consultando a Tabela 03 da seção 2.1.1.1.2 deste trabalho. Utilizaremos um cobrimento de 2,5 centímetros para lajes, escadas, rampas e reservatórios, enquanto que 3,0 centímetros para vigas e pilares.

Os elementos em contato com o solo, isto é, blocos de coroamento e estacas raiz, terão suas armaduras externas protegidas com 4,0 centímetros de concreto.

### 3.1.2 Concepção estrutural

Com os dados iniciais do projeto definidos, procedeu-se à concepção dos elementos estruturais, compreendendo a locação de pilares, vigas e lajes, além do pré-dimensionamento dos mesmos nos diversos pavimentos do edifício. As seções transversais dos pilares foram dispostas em dimensões iniciais de 25x40, 25x80 e 25x90 centímetros, que poderão ser otimizadas futuramente se necessário. Encontra-se abaixo na Figura 46 a disposição dos pilares e suas respectivas numerações e dimensões em planta.

Figura 46- Locação e numeração de pilares em planta.



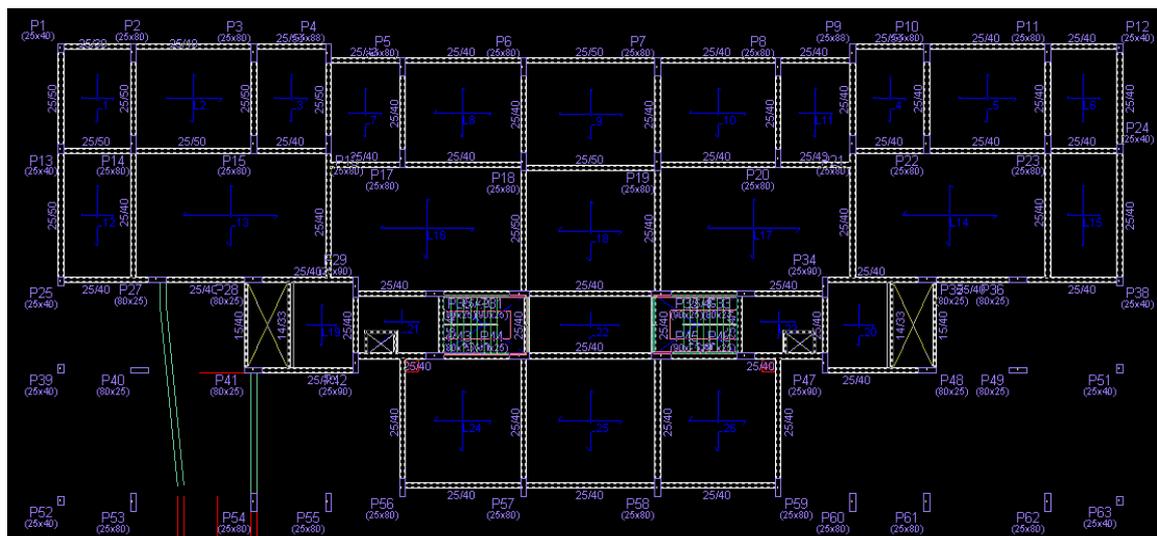
Fonte: autor (2021).

Nas alíneas a seguir serão mostradas as plantas dos diversos pavimentos do projeto, contendo a locação destes pilares, bem como os tramos de vigas e planos de lajes definidos com suas respectivas dimensões.

a) Subsolo:

O pavimento subsolo, concebido arquitetonicamente como garagens, como pode ser visto na Figura 04 da seção 1, uma vez em contato direto com o solo fez-se necessário a utilização de lajes maciças de concreto armado, pré-dimensionadas com espessura igual a 12,0 centímetros. A definição dos planos e a numeração dessas lajes são mostradas abaixo na Figura 47.

Figura 47- Representação dos elementos estruturais do nível subsolo.



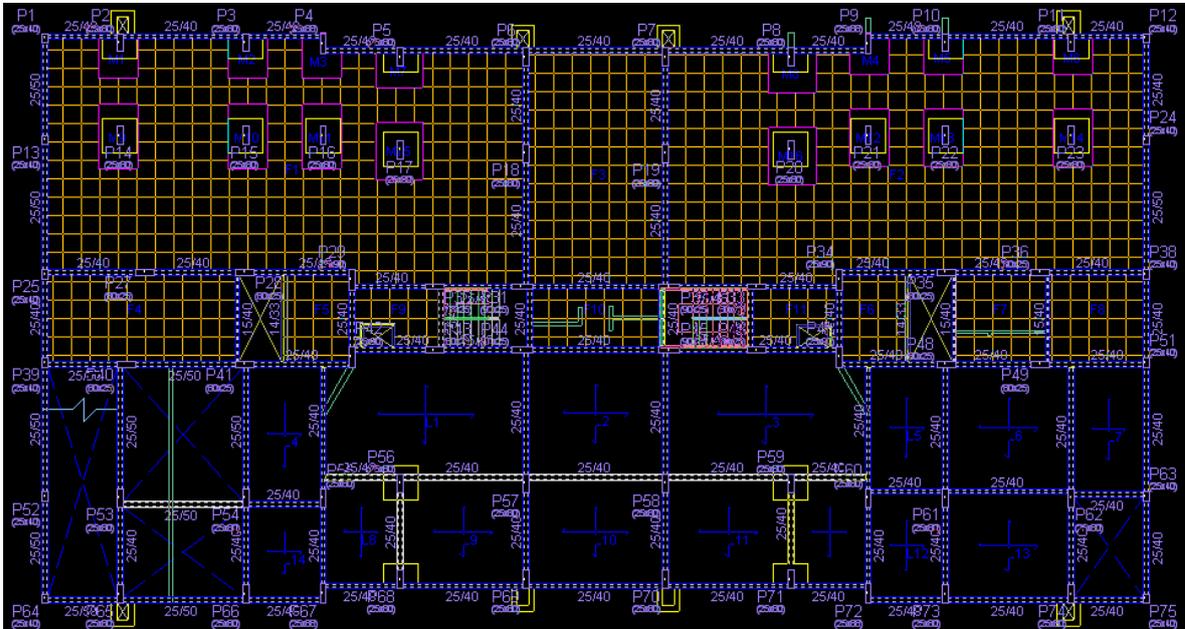
Fonte: autor (2021).

b) Térreo:

Nível concebido arquitetonicamente como garagem e área de lazer, como pode ser visto na Figura 03 da seção 1. Para este pavimento foram lançadas em parte do pavimento lajes nervuradas modelo ATEX 800 com altura total (fôrma + capa) igual a 33,0 centímetros, sendo as nervuras sujeitas à flexão com espessura de 12,5 centímetros. Na área frontal do edifício, lançou-se lajes maciças com

altura igual a 12 centímetros, haja vista o contato das lajes com o terreno nessas regiões. Encontra-se abaixo na Figura 48 a representação deste pavimento.

Figura 48 - Representação dos elementos estruturais do nível térreo.

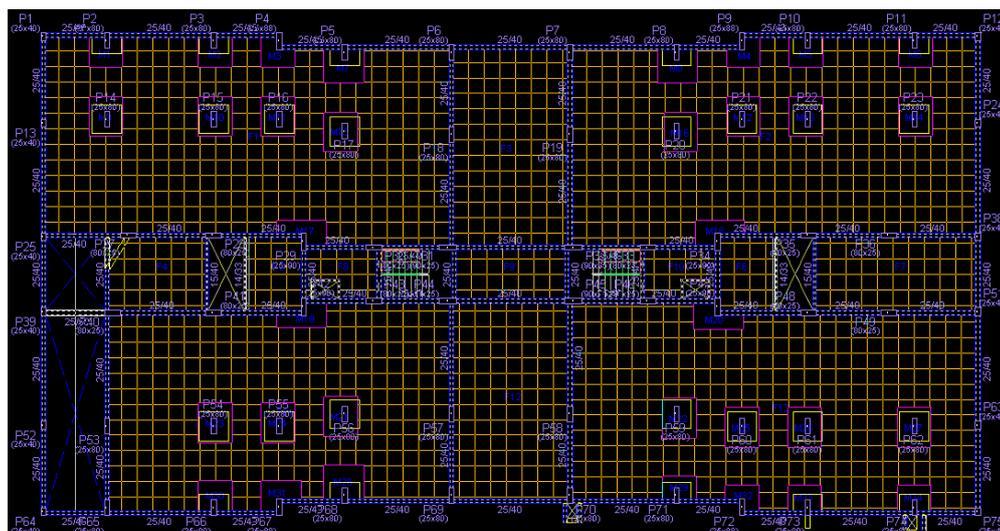


Fonte: autor (2021).

### c) 2º Pavimento:

O 2º pavimento, concebido arquitetonicamente como garagens, como pode ser visto na Figura 05 da seção 1, o mesmo foi projetado estruturalmente por completo em lajes nervuradas modelo ATEX 800 com altura total (fôrma + capa) igual a 33,0 centímetros. Encontra-se abaixo na Figura 49 a representação deste pavimento.

Figura 49 - Representação dos elementos estruturais do 2º pavimento.

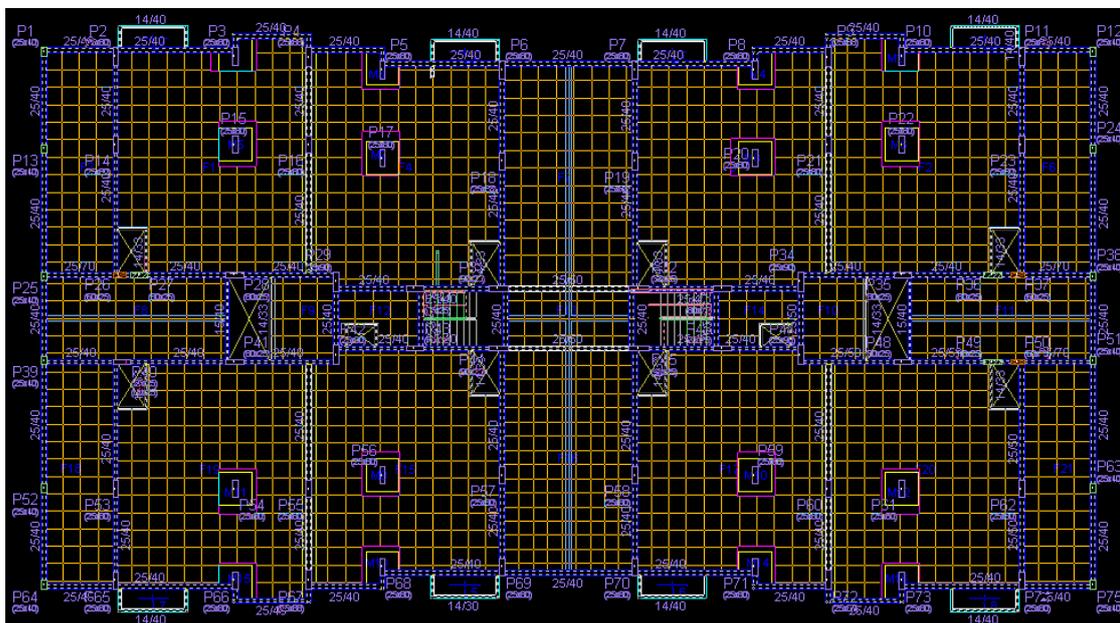


Fonte: Autor (2021).

d) 3º Pavimento:

O 3º pavimento, concebido arquitetonicamente como residencial, como pode ser visto na Figura 06 da seção 1, o mesmo foi projetado estruturalmente por completo em lajes nervuradas modelo ATEX 800 com altura total (fôrma + capa) igual a 33,0 centímetros. Como forma de promover a fluidez nos espaços de garagem referentes ao nível imediatamente inferior (2º pavimento), concebeu-se algumas vigas de transição neste pavimento, com o objetivo de aumentar os vãos para mobilidade de veículos, sendo estas: V8 (25x90) entre os pilares P25 e P27, V9 (25X80) entre os pilares P36 e P38, além da V13 (25x80) entre os pilares P49 e P51. Encontra-se abaixo na Figura 50 a representação deste pavimento.

Figura 50 - Representação dos elementos estruturais do 3º pavimento.

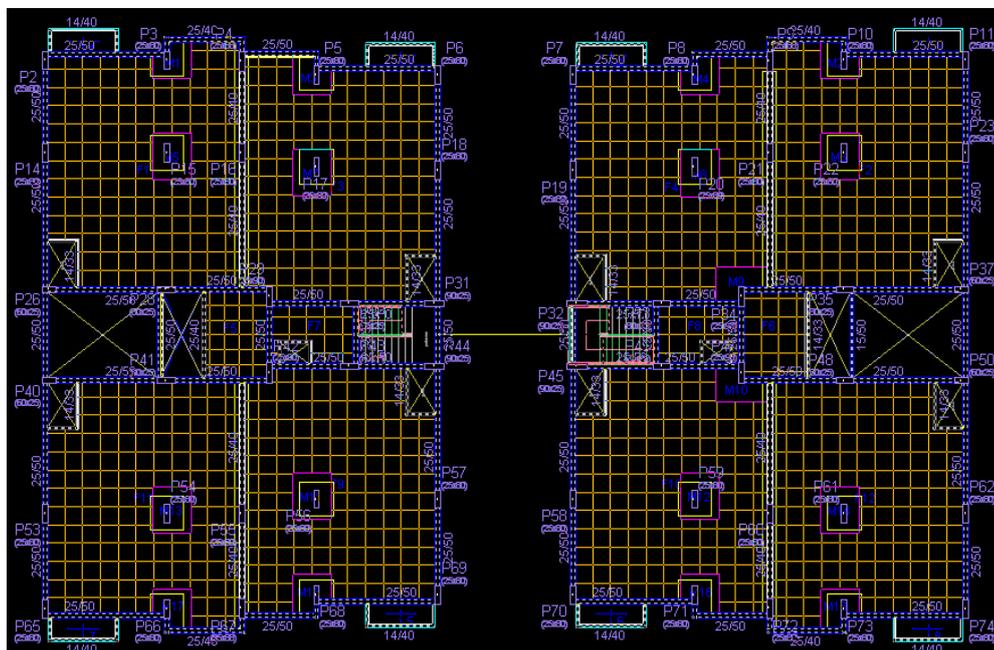


Fonte: Autor (2021).

e) 4º ao 10º pavimento:

O pavimento tipo deste edifício, concebido arquitetonicamente como residencial, como pode ser visto na Figura 07 da seção 1, o mesmo foi projetado estruturalmente por completo em lajes nervuradas modelo ATEX 800 com altura total (fôrma + capa) igual a 33,0 centímetros e nervuradas de 12,5 centímetros de espessura, possuindo um espaço entre eixos igual a 80 centímetros. Encontra-se abaixo na Figura 51 a representação deste pavimento.

Figura 51 - Representação dos elementos estruturais do 4º ao 10º pavimento.

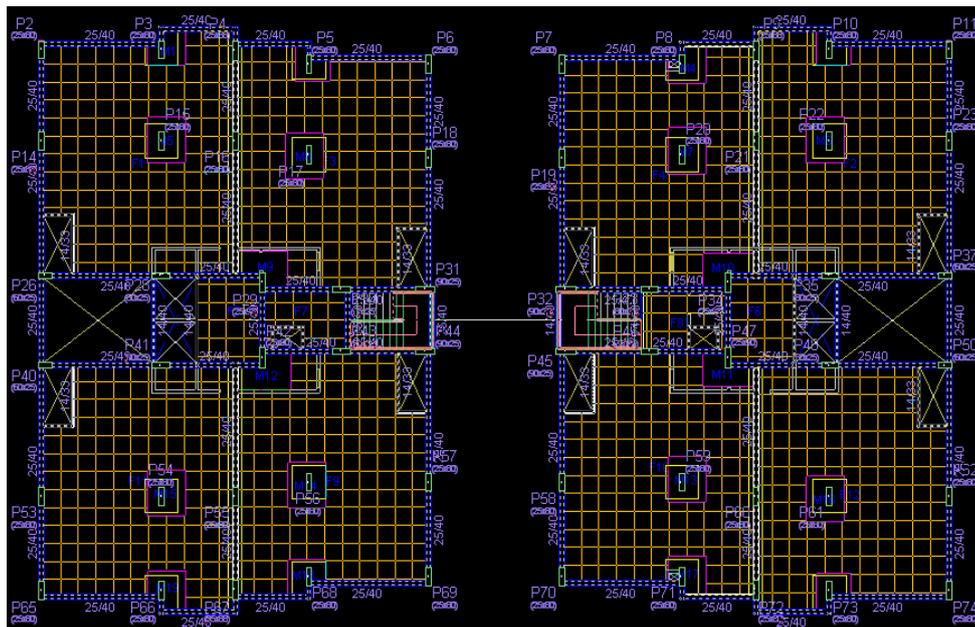


Fonte: Autor (2021).

f) Cobertura:

Assim como nos pavimentos inferiores, a cobertura também foi projetada em lajes nervuradas modelo ATEX 800 com altura total (fôrma + capa) igual a 33,0 centímetros e nervuradas de 12,5 centímetros de espessura, possuindo um espaço entre eixos igual a 80 centímetros. Encontra-se abaixo na Figura 52 a representação deste pavimento.

Figura 52 - Representação dos elementos estruturais do pavimento de cobertura.

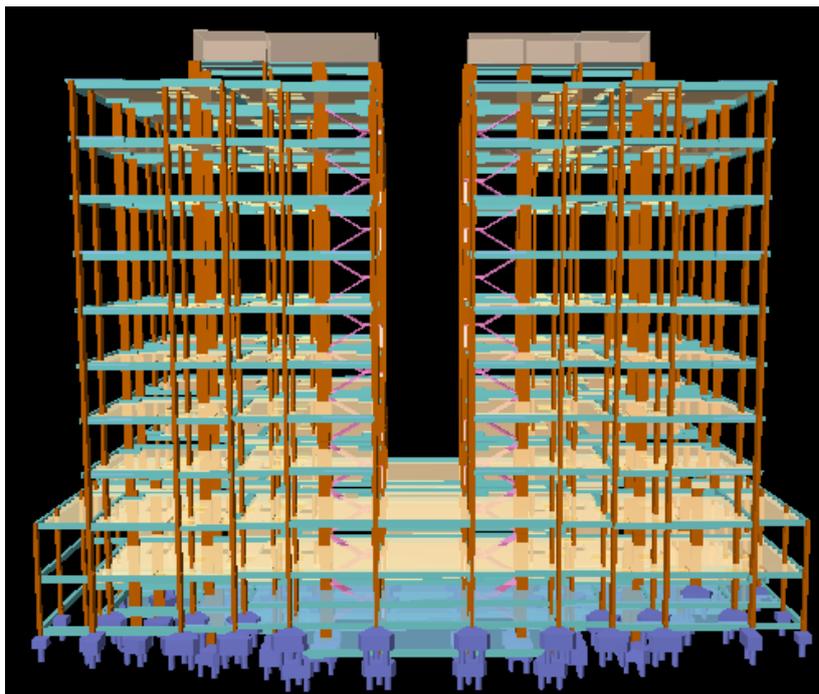


Fonte: autor (2021).

g) Modelagem tridimensional do sistema estrutural:

Encontra-se abaixo na Figura 53 a modelagem tridimensional do edifício após a concepção estrutural.

Figura 53 - Modelagem tridimensional do sistema estrutural.



Fonte: autor (2021).

### 3.1.3 Previsão dos carregamentos atuantes

Esta seção visa expor de forma organizada e objetiva as ações consideradas no projeto, tais como permanentes, variáveis e excepcionais se for o caso. Os carregamentos permanentes oriundos do peso próprio dos elementos estruturais foram calculados pelo Cypecad 2016 utilizando-se o peso específico do concreto armado igual a  $25 \text{ KN/m}^3$ , conforme a Tabela 1 da ABNT NBR 6120 (2019).

#### 3.1.3.1 Carregamentos permanentes de revestimentos, forros, telhas e sprinklers

Para os carregamentos oriundos de revestimentos considerou-se uma carga superficial uniformemente distribuída igual a  $1 \text{ KN/m}^2$  em todos os pavimentos do projeto, em consonância com a Tabela 4 da ABNT NBR 6120 (2019). Nos níveis residenciais, isto é, do 3º pavimento até a laje de cobertura, foram previstos  $0,15 \text{ KN/m}^2$  oriundos de forro de gesso, de acordo com a Tabela 8 da norma citada acima.

Com a existência de chuveiros automáticos, denominados tecnicamente como sprinklers, no térreo e 2º pavimento de garagem, considerou-se uma carga uniformemente distribuída igual a  $0,15 \text{ KN/m}^2$ , conforme a Tabela 8 da ABNT NBR 6120 (2019).

Foi previsto para o pavimento de cobertura uma carga uniformemente distribuída de magnitude igual a  $0,35 \text{ KN/m}^2$ , segundo a Tabela 6 da ABNT NBR 6120 (2019), em função da existência de telhas de fibrocimento com espessura de 6mm.

#### 3.1.3.2 Carregamentos permanentes de alvenarias sobre lajes

Haja vista a concepção estrutural adotada para o projeto, onde foi optado pela utilização de capitéis em pilares intermediários, visando a redução de vigas convencionais nos vãos centrais dos pavimentos, fez-se necessário a modelagem de carregamentos permanentes de alvenarias divisórias distribuídas sobre algumas lajes nervuradas ao longo dos pavimentos, com espessuras de 15 e 25 centímetros. Para tal, considerou-se o peso específico do bloco cerâmico de

vedação igual a 15 KN/m<sup>3</sup>, levando em conta o peso referente a argamassa de reboco das alvenarias, conforme as prescrições da Tabela 1 da ABNT NBR 6120 (2019). São mostrados abaixo por meio das Tabelas 23, 24, 25 e 26 os valores de carregamentos superficiais considerados no projeto, assim como a posição da laje que recebe o mesmo e seu respectivo pavimento.

Tabela 23 - Carregamentos permanentes superficiais sobre lajes do nível térreo.

<b>Carregamentos permanentes de alvenarias internas/divisórias</b>			
<b>Térreo (Garagem e espaço de lazer)</b>			
<b>N° da laje</b>	<b>m²</b>	<b>Peso próprio de alvenaria (KN)</b>	<b>Carga superficial (KN/m²)</b>
L7	15,2	16,2	1,07
L10	15,68	10,53	0,67
L12	86,5	21,033	0,243
L14	86,5	21,033	0,243

Fonte: autor (2021).

Tabela 24 - Carregamentos permanentes superficiais sobre lajes do 3° pavimento.

<b>Carregamentos permanentes de alvenarias internas/divisórias</b>			
<b>3° Pavimento (Residencial)</b>			
<b>N° da laje</b>	<b>m²</b>	<b>Peso próprio de alvenaria (KN)</b>	<b>Carga superficial (KN/m²)</b>
L7	15,2	16,2	1,07
L10	15,68	10,53	0,67
L12	86,5	21,033	0,243
L14	86,5	21,033	0,243

Fonte: autor (2021).

Tabela 25 - Carregamentos permanentes superficiais sobre lajes do pavimento tipo.

<b>Carregamentos permanentes de alvenarias internas/divisórias</b>			
<b>4° - 10° Pavimento (Residencial)</b>			
<b>N° da laje</b>	<b>m²</b>	<b>Peso próprio de alvenaria (KN)</b>	<b>Carga superficial (KN/m²)</b>
L1	85,17	148,21	1,74
L2	85,17	148,21	1,74
L3	84,32	148,21	1,76
L4	84,32	148,21	1,760
L7	8,96	10,13	1,13
L8	8,96	10,13	1,13
L9	84,32	148,21	1,76
L10	84,32	148,21	1,76
L11	85,17	148,21	1,74
L12	85,17	148,21	1,74

Fonte: autor (2021).

Tabela 26 - Carregamentos permanentes superficiais sobre lajes da cobertura.

Carregamentos permanentes de alvenarias internas/divisórias			
Cobertura			
Nº da laje	m²	Peso próprio de alvenaria (KN)	Carga superficial (KN/m²)
L1	85,17	12,69	0,15
L2	85,17	12,69	0,15
L3	84,32	17,45	0,21
L4	84,32	17,45	0,21
L7	8,96	10,13	1,13
L8	8,96	10,13	1,13
L9	84,32	17,45	0,21
L10	84,32	17,45	0,21
L11	85,17	12,69	0,15
L12	85,17	12,69	0,15

Fonte: autor (2021).

### 3.1.3.3 Sobrecargas acidentais

As ações variáveis diretas, também conhecidas como sobrecargas acidentais foram lançadas no Cypecad 2016 em consonância com a Tabela 10 da ABNT NBR 6120 (2019), cujos valores são definidos de acordo com a categoria de utilização da estrutura.

Figura 54 - Valores das sobrecargas acidentais previstas no projeto.

Nome	Categoria de utilização	SOBRE, (kN/m²)
Tampa do RS	Utilização 1	0.50
Fundo do RS	Utilização 1	0.50
Cobertura	Utilização 1	1.00
10º Pavimento (Residencial)	Utilização 1	1.50
9º Pavimento (Residencial)	Utilização 1	1.50
8º Pavimento (Residencial)	Utilização 1	1.50
7º Pavimento (Residencial)	Utilização 1	1.50
6º Pavimento (Residencial)	Utilização 1	1.50
5º Pavimento (Residencial)	Utilização 1	1.50
4º Pavimento (Residencial)	Utilização 1	1.50
3º Pavimento (Residencial)	Utilização 1	1.50
2º Pavimento (Garagem)	Utilização 3	3.00
Térreo (Garagem e salão)	Utilização 3	3.00
Subsolo (Garagem)	Utilização 3	3.00
Fundação	Utilização 1	0.00

**Categorias de utilização**

1. Edificações residenciais
2. Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens

Fonte: autor (2021).

### 3.1.3.4 Carregamentos oriundos do vento

O cálculo de vento foi obtido por meio da ABNT NBR 6123 (1988), utilizando-se o programa computacional Visual Ventos, para tanto foi considerado parâmetros do terreno, da vizinhança e das dimensões da própria edificação (48,0x24,85m) e altura igual a 35,98m. Sob a observação da velocidade média no local, igual a 35m/s de acordo com o mapa de isopletas da Figura 24 deste trabalho; um fator topográfico; um fator de rugosidade; e um fator probabilístico. Sendo assim, foram atribuídos no respectivo software os valores e classificações condizentes com a edificação projetada, mostrados nas Figuras 55, 56 e 57, a seguir.

Figura 55 - Determinação do fator S1 relacionado à topografia do local.

VisualVentos

Ler Arquivo Gravar Arquivo Sair Notações Ajuda Sobre o Programa

Geometria Velocidade Básica **Fator S1** Fator S2 Fator S3 Cpe - Paredes Cpe - Telhado Cpi Combinações Esforços Resultados

Fator Topográfico

Fator S1

- Terreno plano ou fracamente acidentado
- Talude e Morros
- Vales profundos, protegidos de vento de qual quer direção

Taludes e Morros

$\phi$   °

z  m

d  m

Calcular

S1

Voltar Continuar

Pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na figura.

Fonte: autor (2021).

Figura 56 - Determinação do fator S2 relacionado à rugosidade do terreno.

VisualVentos

Ler Arquivo Gravar Arquivo Sair Notações Ajuda Sobre o Programa

Geometria Velocidade Básica Fator S1 **Fator S2** Fator S3 Cpe - Paredes Cpe - Telhado Cpi Combinações Esforços Resultados

Fator de Rugosidade

Categoria do terreno

Categoria	Descrição do ambiente
<input type="radio"/> I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
<input type="radio"/> II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1m. Exemplos: zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; pradarias e charnecas; fazendas sem sebes ou muros.
<input type="radio"/> III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3m. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.
<input checked="" type="radio"/> IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10m. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.
<input type="radio"/> V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25m. Exemplos: florestas com árvores altas de copas isoladas; centros de grandes cidade; complexo industriais bem desenvolvidos.

Classe de edificação

Classe	Descrição
<input type="radio"/> A	Maior dimensão menor ou igual a 20m
<input checked="" type="radio"/> B	Maior dimensão entre 20 e 50m
<input type="radio"/> C	Maior dimensão maior ou igual 50m

Maior dimensão:  m

Fator S2:

Calcular

← Voltar Continuar →

Fonte: autor (2021).

Figura 57 - Determinação do fator probabilístico S3.

VisualVentos

Ler Arquivo Gravar Arquivo Sair Notações Ajuda Sobre o Programa

Geometria Velocidade Básica Fator S1 Fator S2 **Fator S3** Cpe - Paredes Cpe - Telhado Cpi Combinações Esforços Resultados

Fator Estatístico

Grupo	Descrição
<input type="radio"/> 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, centrais de comunicação, etc)
<input checked="" type="radio"/> 2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação
<input type="radio"/> 3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc)
<input type="radio"/> 4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc)
<input type="radio"/> 5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção

S3:

Fonte: autor (2021).

Com posse dos valores dos respectivos fatores, bem como a velocidade básica do município de Itaperuna-RJ, procede-se ao cálculo da velocidade característica do vento incidente na edificação, mostrado abaixo.

- $S1 = 1,0$
- $S2 = 0,98$
- $S3 = 1,0$

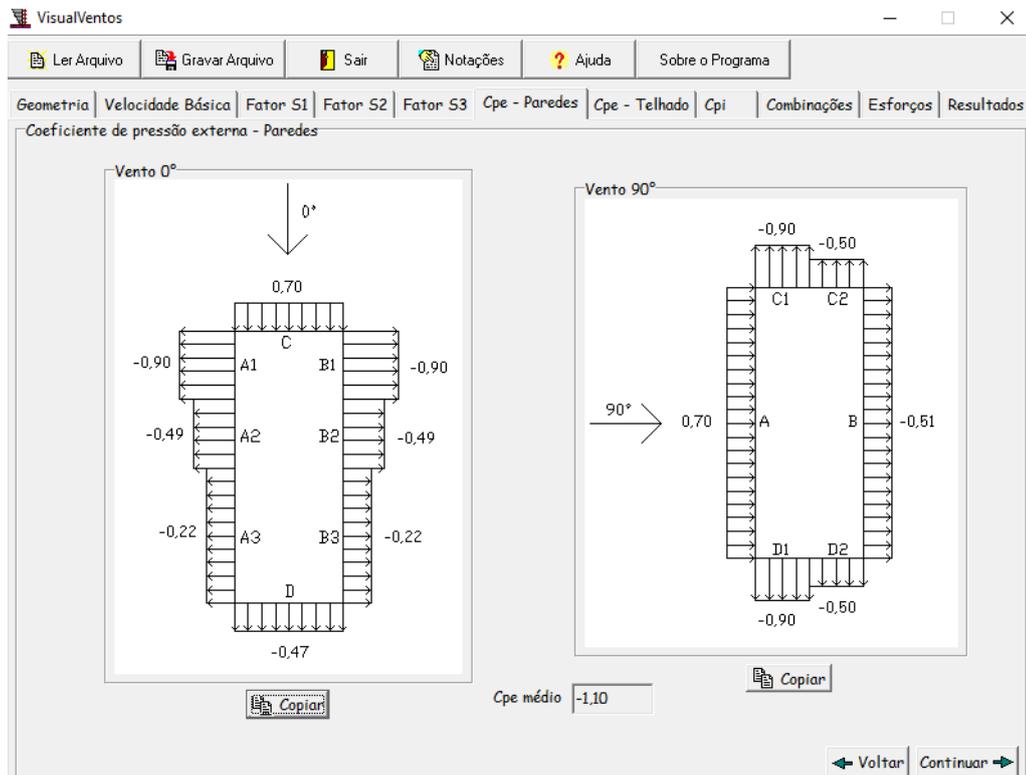
Logo:

$$V_k = V_0 * S1 * S2 * S3$$

$$V_k = 35 * 1,0 * 0,98 * 1,0 = 34,3 \text{ m/s}$$

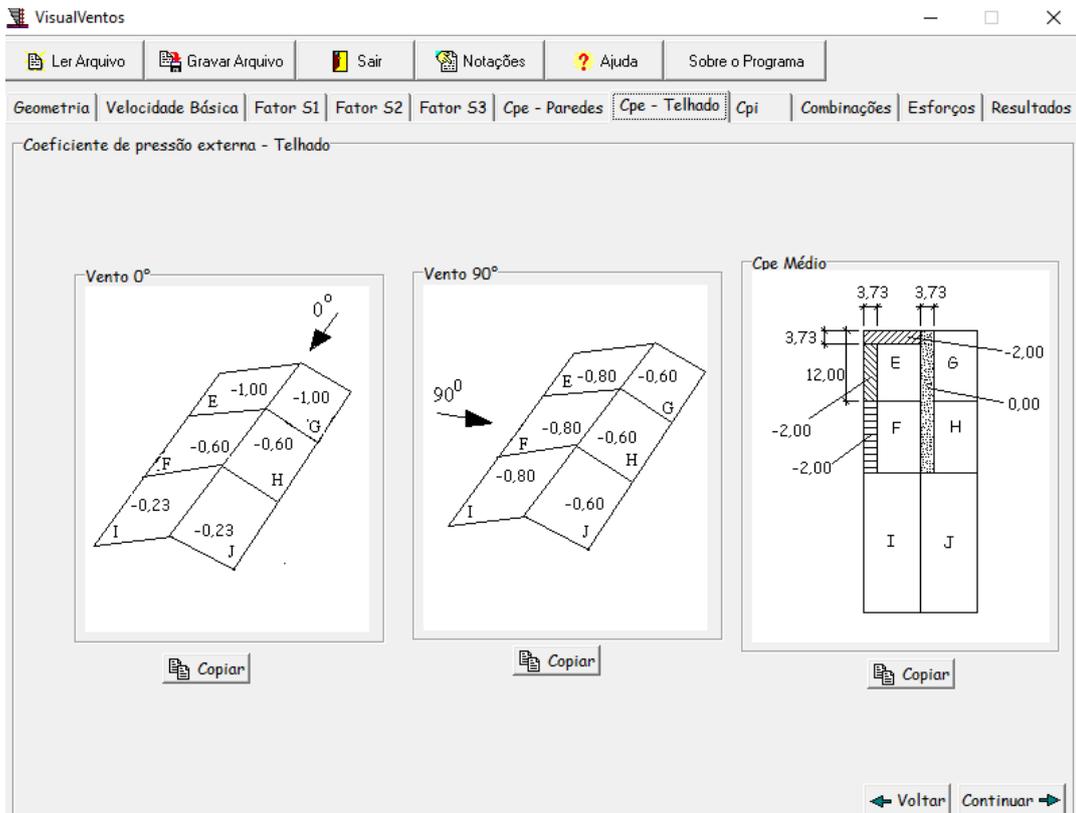
Uma vez calculada a velocidade característica do vento, obteve-se os resultados de pressões externas e internas, além dos esforços atuantes no corpo estrutural da edificação, mostrados abaixo nas Figuras 58, 59, 60, 61 e 62.

Figura 58 - Coeficientes de pressão externa das fachadas da edificação.



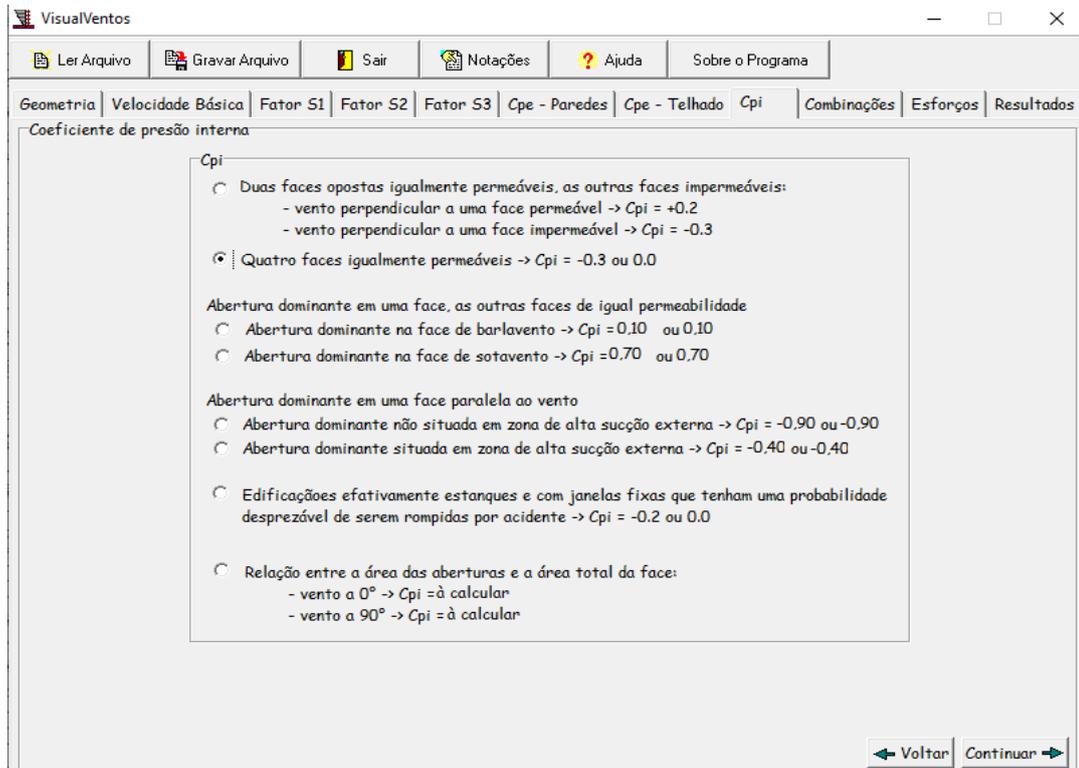
Fonte: autor (2021).

Figura 59 - Determinação dos coeficientes de pressão externa na cobertura da edificação.



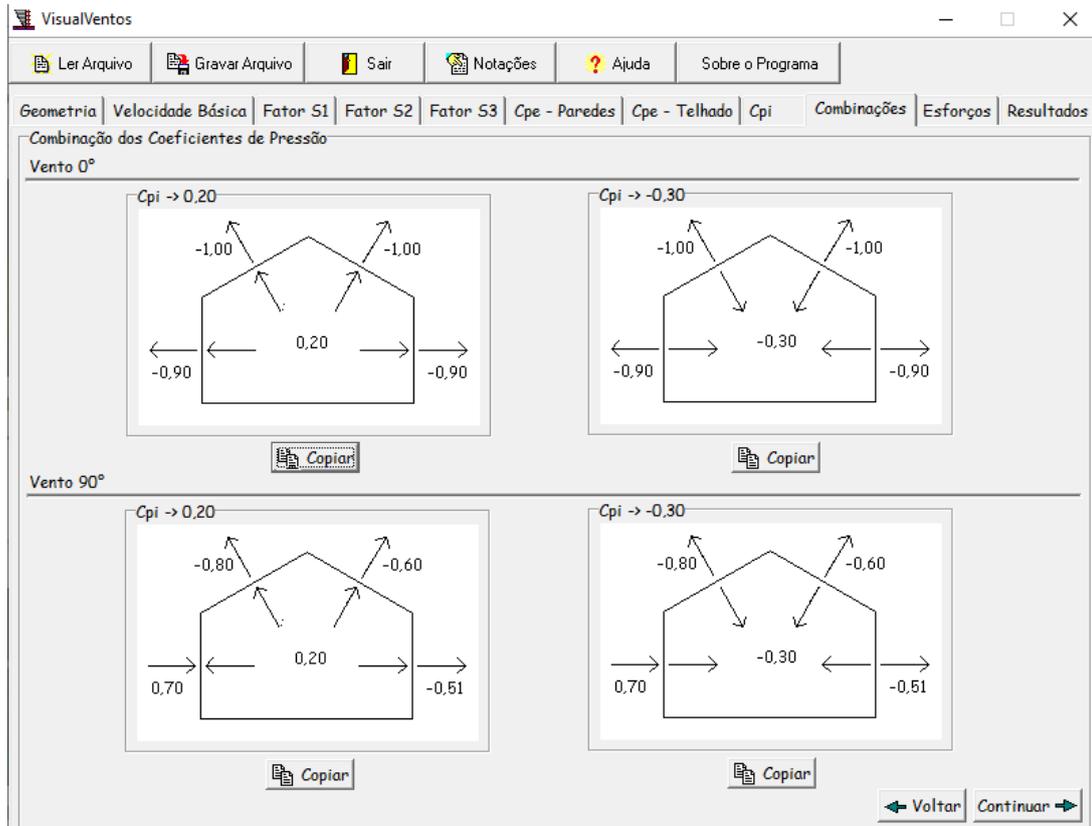
Fonte: autor (2021).

Figura 60 – Parâmetros para cálculo de pressão interna na cobertura da edificação.



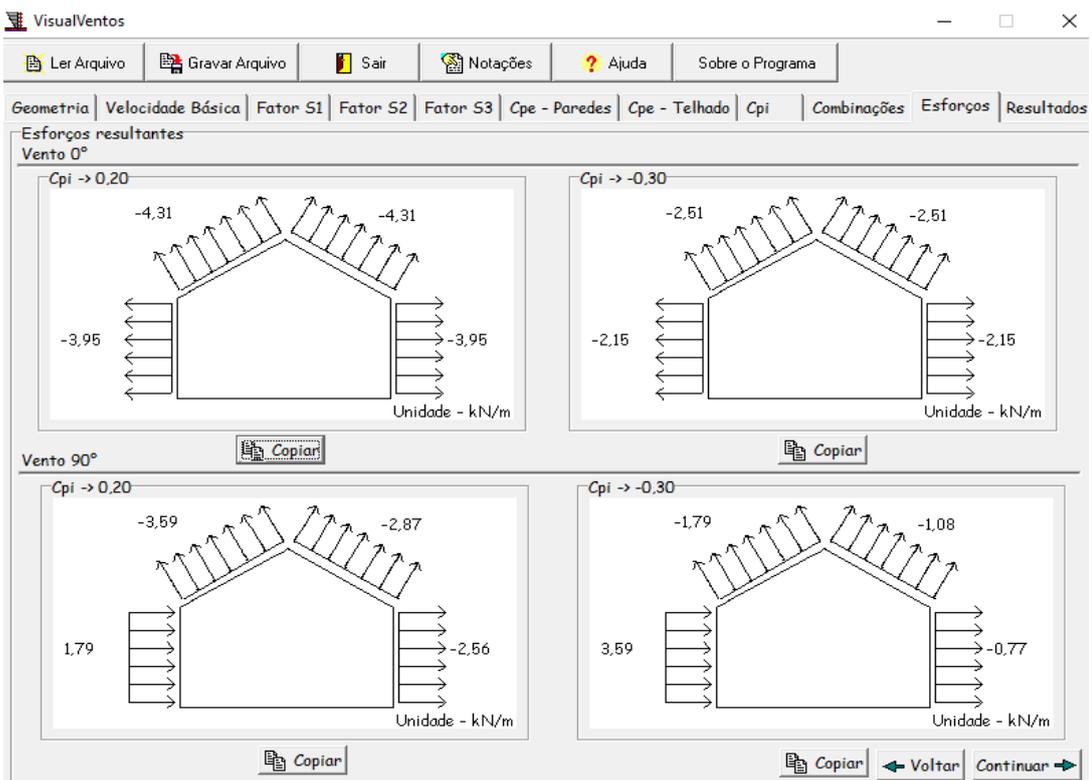
Fonte: autor (2021).

Figura 61 – Coeficientes finais de pressões atuantes no edifício.



Fonte: autor (2021).

Figura 62 - Determinação dos coeficientes de pressão interna na cobertura da edificação.



Fonte: autor (2021).

Com posse dos esforços resultantes obtidos por meio do VisualVentos, inseriu-se os mesmos no software Cypecad 2016, para desta forma dar prosseguimento ao andamento do projeto, culminando na etapa de dimensionamento dos elementos estruturais.

### 3.1.4 Dimensionamento do projeto estrutural

Tendo já vinculado o debate dos resultados estruturais iniciais deste trabalho, isto é, concepção e modelagem dos elementos estruturais do sistema, além da previsão dos carregamentos incidentes na estrutura, damos início aos resultados estruturais obtidos.

#### 3.1.4.1 Dimensionamento e detalhamento da laje nervurada

O elemento a ser detalhado encontra-se no 3º pavimento, destinado ao uso residencial, com nomenclatura de projeto em “L8”, possuindo dimensões em planta de 815x375 cm e altura igual a 33 cm, que no caso deste trabalho também segue a mesma altura padronizada em todos os planos de lajes nervuradas do projeto e  $f_{ck}$  igual a 30 MPa.

##### a) Pré-dimensionamento:

- Vãos de projeto:

$$l_x = 8,15 \text{ m} ; l_y = 3,75 \text{ m}$$

- Altura total:

$$h_{total} = 0,33 \text{ m}$$

- Espaçamento livre entre nervuras:

$$l_{0x} = l_{0y} = 0,675 \text{ m}$$

- Espessura estimada:

$$d_e = \frac{l_y}{30} = \frac{3,75}{30} = 0,125 \text{ m}$$

- Largura das nervuras:

$$b_w = 0,125 \text{ m} > 0,05 \text{ m}$$

- Espessura da mesa:

$$h_f \geq \begin{cases} 4 \text{ cm} \\ \frac{l_0}{15} \end{cases}$$

$$h_f \geq \begin{cases} 0,04 \text{ m} \\ \frac{0,675}{15} \end{cases} \rightarrow h_f = 0,045 \text{ m}$$

Entretanto adotaremos  $h_f = 0,08 \text{ m}$  haja vista a padronização do modelo ATEX 800 adotado para o projeto.

- Distância entre os eixos das nervuras:

$$S = l_0 + b_w \leq 110 \text{ cm}$$

$$S = 67,5 + 12,5 = 80,0 \text{ cm} \leq 110 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{OK}$$

b) Estado limite último (ELU):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{30}{1,4} = 21,428 \text{ MPa};$$

$$f_{ctm} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \sqrt[3]{30^2} = 2,90 \text{ MPa};$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,9 = 2,03 \text{ MPa};$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{2,03}{1,4} = 1,45 \text{ MPa};$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,782 \text{ MPa.}$$

c) Análise estrutural:

A partir da Tabela de Bares, encontramos os coeficientes das reações de apoio.

$$\lambda = \frac{l_x}{l_y} = \frac{8,15}{3,75} = 2,17$$

A laje possui apoio em ambos os lados e se enquadra no tipo 1, assim retiraremos as seguintes informações:

$$\mu_x = 12,50; \mu_y = 3,16$$

$$\nu_x = 5,0; \nu_y = 2,5$$

- Momentos fletores:

Com os carregamentos permanentes e variáveis vistos no item 3.1.3 lançados dentro do software Cypecad 2016, assim como os coeficientes acima, têm-se os seguintes momentos fletores de cálculo:

$$M_x = 151,03 \text{ KNm/m}$$

$$M_y = 349,87 \text{ KNm/m}$$

- Esforços cortantes:

Da mesma forma adotada para os momentos fletores, retiramos do Cypecad 2016 os seguintes valores de esforços transversais:

$$V_x = 190,65 \text{ KN/m}$$

$$V_y = 243,28 \text{ KN/m}$$

- Momentos fletores por nervura:

$$b_1 = 0,5 \cdot l_0 = 0,5 \cdot 0,675 = 0,3375 \text{ m}$$

$$b_f = b_w + 2 \cdot b_1 = 0,125 + 2 \cdot 0,3375 = 0,8 \text{ m}$$

$$M_{x,nervura} = M_x \cdot b_f = 151,03 \cdot 0,80 = 120,824 \text{ KN.m (nervuras da direção x)}$$

$$M_{y,nervura} = M_y \cdot b_f = 349,87 \cdot 0,80 = 279,90 \text{ KN.m (nervuras da direção y)}$$

- Esforço cortante por nervura:

$$V_{x,nervura} = V_x \cdot b_f = 190,65 \cdot 0,8 = 152,52 \text{ KN/nervura}$$

$$V_{y,nervura} = V_y \cdot b_f = 243,28 \cdot 0,8 = 194,624 \text{ KN/nervura}$$

d) Dimensionamento das nervuras da direção “x” à flexão:

- Altura útil da seção:

$$d = 0,9 \cdot h_{total} = 0,9 \cdot 0,33 = 0,297 \text{ m}$$

- Momento fletor de cálculo:

$$M_{dx,nervura} = M_{x,nervura} \cdot \gamma_f = 120,824 \cdot 1,4 = 169,153 \text{ KN.m/nervura}$$

- Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{M_{dx,nervura}}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 0,297 \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{169,153}{0,425 \cdot 0,297^2 \cdot 21,428 \cdot 1000 \cdot 0,125}} \right)$$

$$x = 0,111m$$

- Domínio de deformação:

$$\text{Domínio 3} \rightarrow 0,259 \cdot d \leq x \leq 0,628 \cdot d$$

$$\text{Domínio 3} \rightarrow 0,259 \cdot 0,297 \leq 0,111 \leq 0,628 \cdot 0,297$$

$$\text{Domínio 3} \rightarrow 0,077 \leq 0,111 \leq 0,186 \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Determinação da área de aço principal:

$$A_s = \frac{M_{dx,nervura}}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{169,153}{(0,297 - 0,4 \cdot 0,111) \cdot 434782,61} = 1,54 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_s = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{nervura}$$

$$A_{s,min} = 0,0015 \cdot b_w \cdot h_{total}$$

$$A_{s,min} = 0,0015 \cdot 12,5 \cdot 33 = 0,62 \text{ cm}^2 / \text{nervura}$$

$$A_s = 1,54 \frac{\text{cm}^2}{\text{nervura}} \geq A_{s,min} = 0,62 \frac{\text{cm}^2}{\text{nervura}} \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Detalhamento:

Utilizaremos barras de diâmetro igual a 10mm, sendo assim:

$$A_{S10mm} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{S\phi 10mm}} = \frac{1,54}{0,785} = \mathbf{2\phi 10mm/nervura}$$

- Verificação ao cisalhamento:

$$K = 1 - d = 1 - 0,297 = 0,703;$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{1,54}{12,5 \cdot 29,7} = 0,00414;$$

$$f_{ctd} = 0,145 \text{ KN/cm}^2;$$

$$V_{xd,nervura} = 1,4 \cdot 152,52 = 213,53 \text{ KN/nervura};$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_{xd,nervura}}{b_w \cdot d} = \frac{213,53}{12,5 \cdot 29,7} = 0,57 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{rd} = 0,0375 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0,0375 \cdot (30/10)^{2/3} = 0,078 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{wu1} = k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho) \cdot \tau_{rd} = 0,703 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00414) \cdot 0,078 = 0,748 \text{ KN/cm}^2$$

Como resultou  $\tau_{wd} < \tau_{wu1}$ , dispensa-se o uso de estribos nas nervuras da direção x.

e) Dimensionamento das nervuras da direção “y” à flexão:

- Altura útil da seção:

$$d = 0,9 \cdot h_{total} = 0,9 \cdot 0,33 = 0,297 \text{ m}$$

- Momento fletor de cálculo:

$$M_{dy,nervura} = M_{y,nervura} \cdot \gamma_f = 279,9 \cdot 1,4 = 391,86 \text{ KN.m/nervura}$$

- Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{M_{dy,nervura}}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 0,297 \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{391,86}{0,425 \cdot 0,297^2 \cdot 21,428 \cdot 1000 \cdot 0,125}} \right)$$

$$x = 0,178 \text{ m}$$

- Domínio de deformação:

$$\text{Domínio 3} \rightarrow 0,259 \cdot d \leq x \leq 0,628 \cdot d$$

$$\text{Domínio 3} \rightarrow 0,259 \cdot 0,297 \leq 0,178 \leq 0,628 \cdot 0,297$$

$$\text{Domínio 3} \rightarrow 0,077 \leq 0,178 \leq 0,186 \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Determinação da área de aço principal:

$$A_s = \frac{M_{dx,nervura}}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{391,86}{(0,297 - 0,4 \cdot 0,178) \cdot 434782,61} = 2,27 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_s = 2,27 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

$$A_{s,min} = 0,0015 \cdot b_w \cdot h_{total}$$

$$A_{s,min} = 0,0015 \cdot 12,5 \cdot 33 = 0,62 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

$$A_s = 2,27 \frac{\text{cm}^2}{\text{nervura}} \geq A_{s,min} = 0,62 \frac{\text{cm}^2}{\text{nervura}} \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Detalhamento:

Utilizaremos barras de diâmetro igual a 10mm, sendo assim:

$$A_{S10mm} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{S\phi 10mm}} = \frac{2,27}{0,785} = \mathbf{3\phi 10mm/nervura}$$

- Verificação ao cisalhamento:

$$K = 1 - d = 1 - 0,297 = 0,703;$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{2,27}{12,5 \cdot 29,7} = 0,00611;$$

$$f_{ctd} = 0,145 \text{ KN/cm}^2;$$

$$V_{yd,nervura} = 1,4 \cdot 194,624 = 272,473 \text{ KN/nervura};$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_{xd,nervura}}{b_w \cdot d} = \frac{272,473}{12,5 \cdot 29,7} = 0,734 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{rd} = 0,0375 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0,0375 \cdot (30/10)^{2/3} = 0,078 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{wu1} = k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho) \cdot \tau_{rd} = 0,703 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00611) \cdot 0,078 = 0,792 \text{ KN/cm}^2$$

Como resultou  $\tau_{wd} < \tau_{wu1}$ , dispensa-se o uso de estribos nas nervuras da direção x.

f) Armadura de mesa:

$$A_{s,mesa} = 0,15 \cdot h_f = 0,15 \cdot 8 = 1,2 \text{ cm}^2/m$$

Utilizaremos barras de diâmetro igual a 5mm, logo:

$$A_{\phi 5,0} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} = 0,196 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{s,mesa}}{A_{\phi 5,0}} = \frac{1,2}{0,196} = 7\phi 5,0 \text{ mm /m}$$

$$S = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm}$$

Logo adotaremos  **$\phi 5,0 \text{ mm c}/14 \text{ cm}$**  nas direções “x” e “y”.

g) Verificação quanto ao estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF):

- Altura equivalente:

$$\xi = \frac{l_{0x} \cdot l_{0y}}{S_x \cdot S_y}$$

$$\xi = \frac{0,675 \cdot 0,675}{0,8 \cdot 0,8} = 0,712$$

Logo:

$$h_e = [(1 - \xi) \cdot h_{total}^3 + \xi \cdot h_f^3]^{\frac{1}{3}}$$

$$h_e = [(1 - 0,712) \cdot 0,33^3 + 0,712 \cdot 0,08^3]^{\frac{1}{3}} = 0,22 \text{ m} = 22,0 \text{ cm}$$

- Rigidez à flexão:

Para mensurarmos esta grandeza mecânica do concreto atribuiremos ao coeficiente de Poisson  $\nu$  o valor de 0,2 conforme o item 2.1.2.1.4 deste trabalho. O módulo de elasticidade e a respectiva rigidez longitudinal são calculadas a seguir, considerando  $\alpha_E = 1,0$  haja vista a natureza do agregado graúdo do concreto, composto por gnaíse.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot fck^{\frac{1}{2}}$$

$$E_{ci} = 1,0 \cdot 5600 \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 30672,46 \text{ MPa}$$

Assim sendo:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci}$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 30672,46 = 26071,59 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{E_{cs} \cdot h_e^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$

$$D = \frac{26071,59 \cdot 1000 \cdot 0,22^3}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} = 24098,115 \text{ KNm}$$

- Combinação quase permanente (CQP):

Considerando as ações sob local onde há predominância de pesos e equipamentos que permanecem fixo por longos períodos de tempo, ou elevada concentração de pessoas, têm-se alguns parâmetros e carregamentos para esta combinação de cálculo.

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 2,81 + 3,8 = 6,61 \text{ KN/m}^2 \\ q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ \psi_2 = 0,4 \end{array} \right.$$

Logo:

$$F_{d,ser} = 6,61 + 0,4 \cdot 1,5 = 7,21 \text{ KN/m}^2$$

- Estimativa da flecha inicial:

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,75}{8,15} = 0,46$$

Logo:  $W_c = 10,13$ . Com isso temos:

$$W_0 = 0,001 \cdot W_c \cdot \frac{F_{d,ser} \cdot l_x^4}{D}$$

$$W_0 = 0,001 \cdot 10,13 \cdot \frac{7,21 \cdot 3,75^4}{24098,115} = 5,99 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$W_0 = 0,599 \text{ mm}$$

- Flecha final:

Em razão da perda de resistência do concreto ao longo da vida útil do projeto, pelo fenômeno de fluência, a ABNT NBR 6118 (2014) prescreve a necessidade de aferirmos a deformação vertical dos elementos sujeitos a flexão ao longo tempo. Para tanto, aplicaremos a Equação (35) do item 2.1.6.2.3 para estimarmos este deslocamento das lajes no final de sua vida útil. Adotaremos  $\varphi = 2,5$  como coeficiente de fluência, de acordo com o item 8.2.11 da ABNT NBR 6118 (2014). Sendo assim, têm-se:

$$W_\infty = (1 + \varphi) \cdot W_0$$

$$W_\infty = (1 + 2,5) \cdot 0,599 = 2,10 \text{ mm} = 0,21 \text{ cm}$$

- Flecha admissível:

$$W_{\infty} < W_{adm} = \frac{l_x}{250}$$

$$0,21 < W_{adm} = \frac{375}{250} = 1,5 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{OK}$$

### 3.1.4.2 Dimensionamento e detalhamento da viga-faixa

A seguir mostraremos o dimensionamento da V39, pertencente ao pavimento tipo do projeto estrutural. É referente a uma viga de 4,85 metros com tramo único e seção transversal de 60x33 cm, cujos apoios são P45 e V15. De acordo com informações retiradas do software estrutural utilizado, a presente viga apresentou picos de valores de momento fletor e cortante, devidamente majorados, de 18,80 KNm e 147,95 KN, respectivamente.

#### a) Dimensionamento das armaduras de equilíbrio à flexão simples:

- Estado limite último:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{30}{1,4} = 21,428 \text{ MPa};$$

$$f_{ctm} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \sqrt[3]{30^2} = 2,90 \text{ MPa};$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,9 = 2,03 \text{ MPa};$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{2,03}{1,4} = 1,45 \text{ MPa};$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,782 \text{ MPa}.$$

- Altura útil:

$$d = 0,9 \cdot h$$

$$d = 0,9 \cdot 0,33 = 0,297 \text{ m} = 29,7 \text{ cm}$$

- Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{M_d}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 0,297 \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{18,80}{0,425 \cdot 0,297^2 \cdot 21,428 \cdot 1000 \cdot 0,6}} \right)$$

$$x = 0,292 \text{ m} = 29,2 \text{ cm}$$

- Domínio de deformação:

$$\text{Domínio 4} \rightarrow x \geq 0,628 \cdot d$$

$$\text{Domínio 4} \rightarrow 29,2 \geq 0,628 \cdot 29,7 = 18,65$$

Logo, a viga trabalha no domínio 4 e como forma de promover a boa ductilidade do elemento estrutural, realizaremos o cálculo da mesma com armação dupla. Sendo assim têm-se:

- Momento limite resistido pela armadura de tração:

$$M_{lim} = 0,251 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d^2$$

$$M_{lim} = 0,251 \cdot 0,6 \cdot 21,428 \cdot 0,297^2 = 12,47 \text{ KNm}$$

- Momento a ser resistido pela armadura de compressão:

$$M_2 = M_d - M_{lim}$$

$$M_2 = 18,80 - 12,47 = 6,33 \text{ KNm}$$

- Determinação da área de aço positiva primária:

$$A_{s1} = \frac{M_{lim}}{(d - 0,4 \cdot x_{lim}) \cdot f_{yd}}$$

Onde:

$$x_{lim} = 0,45 \cdot d = 0,45 \cdot 29,7 = 13,36 \text{ cm}$$

Com isso, a armadura primária é calculada a seguir:

$$A_{s1} = \frac{12,47 \cdot 100}{(29,7 - 0,4 \cdot 13,36) \cdot 43,478} = 2,18 \text{ cm}^2$$

- Determinação da área de aço comprimida e positiva adicional:

Por desfecho, calcula-se a armadura comprimida  $A'_s$  necessária, bem como uma positiva adicional  $A_{s2}$  para equilibrar as tensões atuantes na seção.

$$d' = h - d = 33 - 29,7 = 3,3 \text{ cm}$$

$$A'_s = A_{s2} = \frac{M_2}{(d - d') \cdot f_{yd}}$$

$$A'_s = A_{s2} = \frac{6,33 \cdot 100}{(29,7 - 3,33) \cdot 43,478}$$

$$A'_s = A_{s2} = 0,55 \text{ cm}^2$$

- Detalhamento das armaduras positivas:

$$A_{s,total} = A_{s1} + A_{s2} = 2,18 + 0,55 = 2,73 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos barras de diâmetros igual a 12,5mm, sendo assim têm-se;

$$A_{\phi 12mm} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,25^2}{4} = 1,22 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{s,total}}{A_{\phi 12mm}} = \frac{2,73}{1,22} = \mathbf{3N8\phi 12,5mm}$$

- Detalhamento da armadura comprimida:

$$A'_s = 0,55 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos barras de 8,0mm, logo:

$$A_{\phi 8mm} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{s,total}}{A_{\phi 8mm}} = \frac{0,55}{0,5} = \mathbf{2N5\phi 8,0mm}$$

Os detalhamentos das armaduras de flexão e demais detalhes pertinentes do elemento estrutural calculado encontram-se na Prancha 39 do respectivo projeto.

b) Dimensionamento das armaduras de equilíbrio ao esforço cortante:

- Esforço cortante de dimensionamento:

$$V_{sd} = 147,90.1,4 = 207,06 \text{ KN}$$

- Determinação da tensão tangencial máxima solicitante:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{b_w \cdot d} = \tau_{sd} = \frac{207,06}{60 \cdot 29,7} = 0,116 \text{ KN/cm}^2$$

- Verificação quanto ao esmagamento da biela comprimida:

Calcula-se primeiramente a resistência da biela  $\tau_{rd,2}$  por intermédio da Equação abaixo.

$$\tau_{rd,2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$$

$$\tau_{rd,2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 2,142 = 0,51 \text{ KN/cm}^2$$

Como  $\tau_{rd,2} > \tau_{sd}$ , constata-se que a biela resiste ao esmagamento.

- Cálculo da parcela de tensão a ser resistida pelo concreto:

Uma vez satisfeita tal condição citada acima, procede-se a determinação da percentagem de carga que o concreto conseguirá resistir através de suas bielas.

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,6 \cdot \frac{1,45}{10} \cdot 60 \cdot 29,7 = 155,034 \text{ KN}$$

$$\tau_c = \frac{V_c}{b_w \cdot d}$$

$$\tau_c = \frac{155,034}{60 \cdot 29,7} = 0,087 \text{ KN/cm}^2$$

- Cálculo da parcela de tensão a ser resistida pela armadura transversal:

$$\tau_{sw} = \tau_{sd} - \tau_c$$

$$\tau_{sw} = 0,116 - 0,087 = 0,029 \text{ KN/cm}^2$$

- Área de aço transversal necessária:

Primeiramente determina-se tal valor em forma de taxa, dada pela equação abaixo:

$$\rho_{sw} = \frac{1,11 \cdot \tau_{sw}}{f_{yd}}$$

$$\rho_{sw} = \frac{1,11 \cdot 0,029}{43,478} = 0,00074$$

Salientando-se a necessidade de atendermos a um valor mínimo, exigido pela norma, procede-se a mensuração deste valor:

$$\rho_{sw,mín} = 0,012 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$\rho_{sw,mín} = 0,012 \cdot 3^{2/3} = 0,024$$

Com isso, calculamos a área de aço transversal necessária a cada metro de viga utilizando a taxa mínima, superior a taxa de aço primeiramente calculada.

$$A_{sw} = \rho_{sw} \cdot b_w = 0,024 \cdot 60 = 1,44 \text{ cm}^2/m$$

- Detalhamento das armaduras transversais:

O número de estribos pode ser calculado pela abaixo, em função da área de aço necessária antes calculada anteriormente. Para tanto, barras de 5,0mm cuja área de aço é igual a 0,196 cm<sup>2</sup>. Sendo assim, têm-se:

$$N_{estribos} = \frac{A_{sw}}{A_{\emptyset}} = \frac{1,44}{0,196} = 8 \text{ estribos/metro}$$

O espaçamento entre estes é dado pela equação a seguir:

$$S = \frac{100}{N_{estribos}} = \frac{100}{8} = 12 \text{ cm}$$

Conforme o item 18.3.3.2 da ABNT NBR 6118 (2014), deve-se verificar se o espaçamento calculado é igual ou menor ao máximo proposto pela normativa.

$$S_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 0,6 \cdot d, & \text{se } \tau_{sd} \leq 0,67 \cdot \tau_{rd2} \\ 0,3 \cdot d, & \text{se } \tau_{sd} > 0,67 \cdot \tau_{rd2} \end{cases}$$

$$0,116 \leq 0,67 \cdot 0,51$$

$$0,116 \leq 0,341$$

Logo, o espaçamento máximo é dado por:

$$S_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 29,7 = 17,82 \text{ cm}$$

$$S = 12,00 \text{ cm} < S_{m\acute{a}x} = 17,82 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Número de estribos totais:

$$N^{\circ} \text{ totais de estribos} = \frac{l_{\text{viga}}}{S} = \frac{485 \text{ cm}}{12 \text{ cm}} = \mathbf{40N10\phi 5.0c/12cm}$$

Os detalhamentos das armaduras de cisalhamento e demais detalhes pertinentes do elemento estrutural calculado encontram-se na Prancha 39 do respectivo projeto.

c) Verificação da viga-faixa quanto ao estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF):

Verificaremos aqui se a V39 atende aos requisitos de estado limite de serviço.

- Inércia no estágio I:

$$I_c = \frac{b_w \cdot h^3}{12} = \frac{60 \cdot 33^3}{12} = 179685 \text{ cm}^4$$

- Momento de fissuração:

Dando prosseguimento, é necessário mensurarmos a magnitude do momento fletor que causará tensões superiores a resistência à tração do concreto. Dado pela equação abaixo:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot I_c \cdot f_{ctm}}{y_t}$$

$$y_t = \frac{33}{2} = 16,5 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1,5 \rightarrow \text{seções retangulares}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \sqrt[3]{30^2} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 179685 \cdot 2,90/10}{16,5} = 4737,15 \text{ KN.cm}$$

- Inércia no estágio II:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$E_{ci} = 1,0 \cdot 5600 \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 30672,46 \text{ MPa};$$

$$E_{cs} = 27000 \text{ MPa};$$

$$n = \frac{E_{ci}}{E_{cs}} = \frac{30672,46}{27000} = 1,136$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{2,73}{60,29,7} = 0,00153$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_w \cdot d} = \frac{0,55}{60,29,7} = 0,0003$$

$$d' = h - d = 33 - 29,7 = 3,3 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{d'}{d} = \frac{3,3}{29,7} = 0,111$$

$$\xi = -n \cdot (\rho + \rho') + \sqrt{n^2 \cdot (\rho + \rho') + 2 \cdot n(\rho + \delta \cdot \rho')}$$

$$\xi = -1,136 \cdot (0,00153 + 0,0003) + \sqrt{1,136^2 \cdot (0,00153 + 0,0003) + 2 \cdot 1,136(0,00153 + 0,111 \cdot 0,0003)}$$

$$\xi = 0,077$$

Com isso, calcularemos o valor de  $K_2$ :

$$K_2 = \frac{1}{6} \cdot \xi^2 \cdot (3 - \xi) + n \cdot \rho' \cdot (\xi - \delta) \cdot (1 - \delta)$$

$$K_2 = \frac{1}{6} \cdot 0,077^2 \cdot (3 - 0,077) + 1,136 \cdot 0,0003 \cdot (0,077 - 0,111) \cdot (1 - 0,111)$$

$$K_2 = 0,0287$$

Tendo posse do valor da rigidez  $K_2$ , calcula-se o valor da inércia no estádio II por intermédio da equação mostrada abaixo:

$$I_2 = k_2 \cdot b_w \cdot d^3$$

$$I_2 = 0,0287.60 \cdot 29,7^3 = 45113,08 \text{ cm}^4$$

- Momento de inércia equivalente:

Com posse do momento de fissuração e o máximo atuante no elemento, bem como as inércias linear e no estágio II, determina-se a inércia equivalente  $I_{eq}$  pela Equação

$$I_{eq} = \left( \frac{M_r}{M_{máx}} \right)^3 \cdot I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_{máx}} \right)^3 \right] \cdot I_2$$

$$I_{eq} = \left( \frac{4737,15}{18,8.100} \right)^3 \cdot 179685 + \left[ 1 - \left( \frac{4737,15}{18,8.100} \right)^3 \right] \cdot 45113,08$$

$$I_{eq} = 79482,73 \text{ cm}^4$$

- Flecha inicial:

Com tais variáveis determinadas, mensura-se a flecha inicial  $w(t_0)$  a seguir:

$$w(t_0) = \frac{5}{384} \cdot \frac{M_{máx} \cdot l^4}{E_{cs} \cdot I_{eq}}$$

$$w(t_0) = \frac{5}{384} \cdot \frac{18,8.100 \cdot 485^4}{2700 \cdot 79482,73} = 0,782 \text{ cm}$$

- Flecha devido a fluência e retração do concreto:

É necessário calcularmos a flecha diferida  $\Delta W$  ao longo da vida útil do projeto, para o atendimento aos preceitos da ABNT NBR 6118 (2014). Logo, segue-se o roteiro mostrado abaixo.

$$f(t_0) = 0,68 \rightarrow 1 \text{ mês}$$

$$f(t_{\infty}) = 2 \rightarrow \text{valor fixo para idade maior que 70 meses}$$

$$f(t) = 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32} \leq 2$$

$$f(t) = 0,68 \cdot 0,996^2 \cdot 2^{0,32} = 0,842$$

Assim sendo:

$$\Delta W = \left[ \frac{f(t) - f(t_0)}{1 + 50 \cdot \rho'} \right] \cdot W(t_0)$$

$$\Delta W = \left[ \frac{0,842 - 0,68}{1 + 50 \cdot 0,0003} \right] \cdot 0,67$$

$$\Delta W = 1,07 \text{ cm}$$

- Flecha total:

Por desfecho, estima-se a flecha vertical total por intermédio da Equação abaixo:

$$W_{total} = w(t_0) + \Delta W$$

$$W_{total} = 0,782 + 1,07 = 1,852 \text{ cm}$$

- Flecha admissível:

Assim como definido para lajes nervuradas, foi objetivo deste trabalho definir o limite  $\frac{l}{250}$  para as flechas das vigas do respectivo projeto. Com isso, têm-se:

$$W_{total} < W_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$1,852 < W_{adm} = \frac{485}{250}$$

$$1,852 \text{ cm} < 1,94 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{OK}$$

Sendo assim, conclui-se que a V39 do pavimento tipo atende aos critérios do estado limite de serviço de deformações excessivas.

### 3.1.4.3 Dimensionamento e detalhamento do pilar

Dando prosseguindo, está detalhado o processo de cálculo para dimensionamento e detalhamento do pilar intermediário “P43”, sua seção transversal é de 80x 25cm e o mesmo nasce no nível da fundação e segue até o nível do fundo do reservatório superior. Para fins demonstrativos da forma de dimensionamento de pilares, dimensionaremos este elemento no lance localizado entre o nível subsolo e o térreo, cuja altura é igual a 333 cm. Com a ajuda do software estrutural Cypecad 2016, foi informado um valor de carga axial característica igual a 2.339,36 KN para este elemento.

a) Esforço normal de dimensionamento:

$$N_d = N_k \cdot 1,4 = 2339,36 \cdot 1,4 = 3275,10 \text{ KN}$$

b) Verificação quanto a esbeltez:

- Direção x:

$$l_{ex} < \begin{cases} l_0 + h_x \\ l \end{cases}$$

$$l_{ex} < \begin{cases} 293 + 80 = 373 \text{ cm} \\ 340 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{ex} = 340 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \cdot 340}{80} = 14,71$$

- Direção y:

$$l_{ey} < \begin{cases} l_0 + h_y \\ l \end{cases}$$

$$l_{ey} < \begin{cases} 293 + 25 = 318 \text{ cm} \\ 340 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{ey} = 318 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \cdot 318}{25} = 44,01$$

c) Momento fletor mínimo:

- Direção x:

$$M_{1d,mín,x} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot hx)$$

$$M_{1d,mín,x} = 3275,10 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 80) = 7909,37 \text{ KN.cm} = 79,09 \text{ KN.m}$$

$$e_{ix,min} = \frac{M_{1d,mín,x}}{N_d} = \frac{7909,37}{3275,10} = 2,41 \text{ cm}$$

- Direção y:

$$M_{1d,mín,y} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot hy)$$

$$M_{1d,mín,y} = 3275,10 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 25) = 2505,45 \text{ KN.cm} = 25,05 \text{ KN.m}$$

$$e_{iy,min} = \frac{M_{1d,mín,y}}{N_d} = \frac{2505,45}{3275,10} = 0,765 \text{ cm}$$

d) Esbeltez limite:

Para pilares intermediários não ocorrem momentos e excentricidades de 1ª ordem, logo  $\alpha_b = 1,0$ . Sendo assim, têm-se:

- Direção x:

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_1}{hx}\right)}{1,0}$$

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{0}{80}\right)}{1,0} = 25$$

- Direção y:

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_1}{hx}\right)}{1,0}$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{0}{25}\right)}{1,0} = 25$$

$\lambda_{1x}$  e  $\lambda_{1y}$  devem estar no intervalo mínimo de esbeltez em  $35 \leq \lambda_1 \leq 90$  para um pilar médio, logo  $\lambda_{1x} = \lambda_{1y} = 35$ , sendo assim, apenas  $\lambda_y$  será considerado efeitos de 2º ordem (direção y):

$$\lambda_x = 14,71 < \lambda_{1x} = 35$$

$$\lambda_x = 44,01 > \lambda_{1y} = 35$$

e) Consideração dos efeitos locais de segunda ordem e momentos totais:

Primeiramente analisaremos o respectivo pilar P43 pelo método da curvatura aproximada:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

- Força normal adimensional  $v$ :

$$v = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})} = \frac{3275,10}{80.25.2,143} = 0,764$$

- Curvatura segundo a direção "x" sob esforços de 2º ordem  $\left(\frac{1}{r}\right)$ :

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{0,005}{h_y \cdot (v + 0,5)} = \frac{0,005}{25 \cdot (0,764 + 0,5)} = 1,582 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

Os momentos totais devem  $M_{1d,A}$  devem ser maiores que os momentos mínimos  $M_{1d,\min}$ , logo temos:

Direção x:  $M_{d,total,x} = M_{1d,min,x} = 7909,37 \text{ KN.cm} = 79,09 \text{ KN.m}$

Direção y:  $M_{d,total,y} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$

$$M_{d,total,y} = 1 \cdot 2505,45 + 3275,10 \cdot \frac{318^2}{10} \cdot 1,582 \times 10^{-4} = 7744,89 \text{ KN.cm}$$

$$M_{d,total,y} = 7744,89 \text{ KN.cm} > M_{1d,min,y} = 2505,45 \text{ KN.cm} \rightarrow \mathbf{OK}$$

Utilizando os Ábacos de Venturini e Rodrigues (1987) e entrando com os valores obtidos na relação abaixo obtém-se a taxa mecânica de aço ( $\omega$ ), sendo assim, têm-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_{d,total,y}}{h_y \cdot A_c \cdot f_{cd}} = \frac{7744,89}{25 \cdot 80 \cdot 25 \cdot 2,143} = 0,07 \\ \nu = 0,764 \\ \frac{d y'}{h_y} = \frac{4,0}{25} = 0,16 \end{array} \right.$$

Direção y:  $\omega = 0,20$  (Ábaco A-39)

- Área de aço pelo método da curvatura aproximada:

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,20 \cdot 80 \cdot 25 \cdot 2,143}{43,478} = 19,72 \text{ cm}^2$$

Posteriormente analisaremos o respectivo pilar pelo método do pilar padrão com rigidez K aproximada, segundo a direção “Y”, na qual apresentou efeitos de 2º ordem. Assim sendo, calcularemos o momento total nesta direção:

$$K = 32 \cdot \left( 1 + 5 \cdot \frac{M_{d,total,y}}{h_y \cdot N_d} \right) \cdot \nu$$

$$K = 32 \cdot \left( 1 + 5 \cdot \frac{2505,45}{25 \cdot 3275,10} \right) \cdot 0,764 = 28,188 \text{ cm}^3$$

$$M_{d,total,y} = \frac{\alpha_b \cdot A}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \cdot \left(\frac{k}{v}\right)}} \geq M_{1d,A}$$

$$M_{d,total,y} = \frac{1 \cdot 25.80}{1 - \frac{44,01^2}{120 \cdot \left(\frac{28,188}{0,764}\right)}} \geq 2505,45$$

$$M_{d,total,y} = 3554,92 \text{ KN.cm} \geq 2505,45 \text{ KN.cm}$$

Utilizando os Ábacos de Venturini e Rodrigues (1987) e entrando com os valores obtidos na relação abaixo obtém-se a taxa mecânica de aço ( $\omega$ ), sendo assim, têm-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_{d,total,y}}{h_y \cdot A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3554,92}{25.80 \cdot 25.2,143} = 0,03 \\ v = 0,764 \\ \frac{dy'}{h_y} = \frac{4,0}{25} = 0,16 \end{array} \right.$$

Direção y:  $\omega = 0,10$  (Ábaco A-39)

- Área de aço pelo método da curvatura aproximada:

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,10 \cdot 80 \cdot 25.2,143}{43,478} = 9,86 \text{ cm}^2$$

- Área de aço mínima:

$$A_{s,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15 \cdot N_d}{f_{yd}} \\ 0,4\% \cdot A_c \\ 4\emptyset 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15 \cdot 3275,10}{43,478} = 11,30 \text{ cm}^2 \\ 0,4\% \cdot A_c = 0,004 \cdot 25.80 = 8 \text{ cm}^2 \\ 4\emptyset 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = 11,30 \text{ cm}^2$$

f) Detalhamento do pilar:

- Armadura longitudinal:

Dentre as duas áreas de aço calculadas no item anterior, pelos métodos aproximados de dimensionamento de pilares, utilizaremos a maior dentre elas, igual a 19,72 cm<sup>2</sup>.

$$A_s = 19,72 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 11,30 \text{ cm}^2$$

Para o respectivo detalhamento das armaduras longitudinais utilizaremos barras de diâmetros iguais a 12,5mm e 20mm.

Nos cantos do elemento utilizaremos um total de 4 barras de 20mm (3,14 cm<sup>2</sup>), resultando em 12,56 cm<sup>2</sup>. Sendo assim, teremos **4N2Ø20,0mm**.

$$A_{s,restante} = 19,72 - 12,56 = 7,16 \text{ cm}^2$$

Nas faces laterais utilizaremos barras de 12mm (1,25 cm<sup>2</sup>), com isso temos:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{s,restante}}{A_{\phi 12,5}} = \frac{7,16}{1,25} = \mathbf{6N2Ø12,5mm}$$

- Estribos:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \left(\frac{1}{4}\right) \cdot \phi_l \end{cases}$$

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \left(\frac{1}{4}\right) \cdot 20 = 5 \text{ mm} \end{cases}$$

O espaçamento entre os estribos é calculado abaixo.

$$e_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão do pilar} \\ 12 \cdot \phi_l \end{cases}$$

$$e_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} \mathbf{20 \text{ cm} \rightarrow \text{Utilizaremos este espaçamento}} \\ 25 \text{ cm} \\ 12 \cdot 20 = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

$$N^\circ \text{ total de estribos} = \frac{333}{20} = \mathbf{17N3\phi 5.0c/20cm}$$

#### 3.1.4.4 Dimensionamento e detalhamento da escada tipo

Para o dimensionamento da escada-tipo central em ambas as torres do edifício, foi aderido um elemento com 2 lances e 1 patamar, sendo este, um elemento em escada “U”. As lajes usadas apresentam espessura de 14 cm, com concreto de  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ .

a) Carregamentos atuantes:

- Peso próprio:

$$P_{p,patamar} = \gamma_c \cdot h_p$$

$$P_{p,patamar} = 25 \cdot 0,14 = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{e}{p}\right) \rightarrow \tan^{-1}\left(\frac{18}{30}\right) = 30,96^\circ$$

$$h_1 = \frac{h}{\cos \alpha} = \frac{14}{\cos 30,96^\circ} = 16,33 \text{ cm}$$

$$h_m = h_1 + \frac{e}{2} = 16,33 + \frac{18}{2} = 25,33 \text{ cm} = 0,253 \text{ m}$$

$$P_{p,lance} = 25 \cdot 0,253 = 6,325 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{p,\text{próprio},total} = P_{p,patamar} + P_{p,lance} = 3,5 + 6,325 = 9,825 \text{ KN/m}^2$$

- Carga permanente de revestimento:

$$P_{rev} = 1,0 \text{ KN/m}^2$$

- Peso próprio de guarda-corpos:

É previsto pelo projeto arquitetônico guarda-corpos metálicos vazados, cujo peso específico é igual a  $9,0 \text{ KN/m}^3$ . Sendo assim temos:

$$P_{p,par} = \frac{\gamma_a \cdot H \cdot t}{L}$$

$$P_{p,par} = \frac{9 \cdot 1,10,05}{1,25} = 0,396 \text{ KN/m}^2$$

- Sobrecarga de utilização:

Utilizaremos uma sobrecarga igual a  $2,5 \text{ KN/m}^2$ , segundo a Tabela 10 da ABNT NBR 6120 (2019).

$$q_{utilização} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

b) Combinação de cálculo do (ELU):

$$S_d = 1,4 \cdot (P_{próprio,total} + P_{rev} + P_{p,par}) + 1,4 \cdot (q_{utilização})$$

$$S_d = 1,4 \cdot (9,825 + 1,0 + 0,396) + 1,4 \cdot (3,0) = 19,21 \text{ KN/m}^2$$

c) Cálculo dos esforços internos:

- Esforço cortante máximo:

Tendo o vão de cada lance igual a  $l = 3,60 \text{ m}$  e a combinação de cálculo adotada procede-se a determinação do esforço cortante de projeto, dado por:

$$V_{sd} = \frac{S_d \cdot l}{2} = \frac{19,21 \cdot 3,6}{2} = 34,58 \text{ KN}$$

- Momento fletor máximo:

$$M_{sd} = \frac{S_d \cdot l^2}{8} = \frac{19,21 \cdot 3,6^2}{8} = 31,12 \text{ KN.m} = 3112 \text{ KN.cm}$$

d) Estado limite último (ELU):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{30}{1,4} = 21,428 \text{ MPa};$$

$$f_{ctm} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \sqrt[3]{30^2} = 2,90 \text{ MPa};$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,9 = 2,03 \text{ MPa};$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{2,03}{1,4} = 1,45 \text{ MPa};$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,782 \text{ MPa}.$$

e) Posição da linha neutra:

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 14 = 12,6 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{M_{sd}}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 12,6 \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{3112,0}{0,425 \cdot 12,6^2 \cdot 21,43 \cdot 100}} \right) = 6,97 \text{ cm}$$

f) Domínio de deformação:

$$\text{Domínio 3} \rightarrow 0,259 \cdot d \leq x \leq 0,628 \cdot d$$

$$\text{Domínio 3} \rightarrow 0,259 \cdot 12,6 \leq 6,97 \leq 0,628 \cdot 12,6$$

$$\text{Domínio 3} \rightarrow 3,263 \leq 6,97 \leq 7,91$$

Logo o elemento trabalha no domínio 3, dentro dos limites ductilidade.

g) Área de aço principal:

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{3112}{(12,6 - 0,4 \cdot 6,97) \cdot 43,478} = 7,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,0015 \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 100 \cdot 14 = 2,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_s > A_{s,\text{mín}}$  utilizaremos a área de aço primeiramente calculada.

h) Armaduras de distribuição e controle de fissuras:

$$A_{s,(cm^2/m)} \geq \begin{cases} A_s/5 \\ 0,9 \cdot cm^2/m \\ 3 \text{ barras por metro (largura)} \end{cases}$$

$$A_{s,(cm^2/m)} \geq \begin{cases} 7,29/5 = 1,46 \text{ cm}^2/m \\ 0,9 \cdot cm^2/m \\ 3 \text{ barras por metro (largura)} \end{cases}$$

$$A_{s,(cm^2/m)} = 1,46 \text{ cm}^2/m$$

i) Detalhamento da escada:

- Armadura principal:

Utilizaremos barras de 8,0mm cuja área da seção transversal é igual a 0,5 cm<sup>2</sup>. Sendo assim têm-se:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset 8,0}} = \frac{7,29}{0,5} = 14\emptyset 8,0\text{mm}/\text{metro}$$

$$S = \frac{100}{14} = 8,0 \text{ cm}$$

$$N^\circ \text{ total de barras} = \frac{125}{8} = \mathbf{16N1\phi 8,0c/8cm}$$

- Armaduras de distribuição e controle de fissuras:

Assim como para armaduras longitudinais principais, utilizaremos barras de 8,0mm cuja área da seção transversal é igual a 0,5 cm<sup>2</sup>. Logo temos:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{\phi 8,0}} = \frac{1,46}{0,5} = 3\phi 8,0\text{mm/metro}$$

$$S = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \rightarrow \text{adotaremos } 20 \text{ cm, o espaçamento máximo recomendado.}$$

$$N^\circ \text{ total de barras} = \frac{360}{20} = \mathbf{18N2\phi 8,0c/20cm}$$

### 3.1.4.5 Dimensionamento e detalhamento da rampa de acesso a garagem

A rampa na qual demonstraremos o roteiro de dimensionamento e detalhamento de suas armaduras está localizada entre o nível térreo (0,00m) e 2º pavimento (3,33m), rampa ascendente, tendo uma viga central na metade do vão de laje, dividindo assim o elemento em dois planos cujas dimensões em planta de cada plano são 300x502,5cm. Adotou-se uma espessura igual a 15 cm e concreto fck = 30 MPa para o respectivo elemento estrutural.

a) Carregamentos atuantes:

- Peso próprio:

$$P_p = 25 \cdot h = 25 \cdot 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

- Revestimento:

$$P_{rev} = 1,0 \text{ KN/m}^2$$

- Sobrecarga acidental:

$$Q_{acidental} = 3,0 \text{ KN/m}^2$$

b) Combinação de cálculo do (ELU):

$$S_d = 1,4 \cdot (P_p + P_{rev}) + 1,4 \cdot (Q_{utilização})$$

$$S_d = 1,4 \cdot (3,75 + 1,0) + 1,4 \cdot (3,0) = 10,85 \text{ KN/m}^2$$

c) Cálculo dos esforços internos:

- Momento fletor máximo:

$$M_{sd} = \frac{S_d \cdot l^2}{8} = \frac{10,85 \cdot 5,025^2}{8} = 34,25 \text{ KN.m} = 3425 \text{ KN.cm}$$

d) Estado limite último (ELU):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{30}{1,4} = 21,428 \text{ MPa};$$

$$f_{ctm} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \sqrt[3]{30^2} = 2,90 \text{ MPa};$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,9 = 2,03 \text{ MPa};$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{2,03}{1,4} = 1,45 \text{ MPa};$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,782 \text{ MPa}.$$

e) Posição da linha neutra:

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{M_{sd}}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 13,5 \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{3425}{0,425 \cdot 13,5^2 \cdot 2,143 \cdot 100}} \right) = 9,21 \text{ cm}$$

f) Domínio de deformação:

$$\text{Domínio 4} \rightarrow x \geq 0,628 \cdot d$$

$$\text{Domínio 4} \rightarrow 9,21 \text{ cm} \geq 0,628 \cdot 13,5 = 8,478 \text{ cm}$$

g) Área de aço principal (ao longo do eixo x):

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{3425}{(13,5 - 0,4 \cdot 9,21) \cdot 43,478} = 8,02 \text{ cm}^2$$

h) Armadura secundária (ao longo do eixo y):

$$A_{s,min} = 0,0015 \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 100 \cdot 15 = 2,25 \text{ cm}^2/m$$

i) Detalhamento:

- Armadura principal (ao longo do eixo x):

Utilizaremos barras de 10,0 mm cuja área da seção transversal é igual a 0,785 cm<sup>2</sup>. Sendo assim têm-se:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{\phi 10,0}} = \frac{8,02}{0,785} = 11\phi 10,0\text{mm/metro}$$

$$S = \frac{100}{11} = 9,0 \text{ cm}$$

$$N^\circ \text{ total de barras} = \frac{300}{9} = 34N1\phi 10,0c/9cm$$

- Armadura secundária (ao longo do eixo y):

Adotaremos barras de 8,0mm cuja área de seção é igual a 0,5 cm<sup>2</sup>. Logo:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{\phi 8,0}} = \frac{2,25}{0,5} = 5\phi 8,0\text{mm/metro}$$

$$S = \frac{100}{5} = 20,0 \text{ cm}$$

$$N^{\circ} \text{ total de barras} = \frac{1005}{20} = \mathbf{51N2\phi 8,0c/20cm}$$

### 3.2 Projeto de fundação

Para a elaboração do projeto de fundação, segunda e última proposta deste trabalho, utilizou-se a metodologia aplicada ao Microsoft Excel, seguindo o direcionamento apresentado no tópico 2.2 deste trabalho. A seguir é exposto o dimensionamento geotécnico e estrutural das estacas de fundação do edifício, da tipologia raiz, pré-determinada para esse trabalho, além do dimensionamento dos blocos de coroamento responsáveis pela transição de cargas entre pilares e os estaqueamentos. Quanto as características dos materiais, adotou-se um  $f_{ck} = 25$  MPa para as estacas raiz e  $f_{ck} = 30$  MPa para blocos de coroamento.

#### 3.2.1 Definição dos dados iniciais do projeto

Analisando os relatórios de sondagem SPT e SR fornecidos pela empresa GEOTEC, encontrados em Anexo A e B, procedeu-se a classificação geotécnica e profundidade das camadas existentes no perfil de solo estudado, bem como a obtenção do valor de  $N_{spt}$  de cada camada.

Buscando utilizar a máxima eficiência e economia concebida pelas estacas raiz face à maciços rochosos, optou-se por assentar as estacas em uma profundidade igual a 5 metros, profundidade essa onde há existência de rocha sã de alta resistência, de acordo com o laudo SR encontrado em Anexo B. A presente escolha possibilita a obtenção de uma alta capacidade de carga para as

estacas, em virtude do contato entre a ponta dos elementos e o perfil rochoso desta profundidade. Com posse desses dados, procedeu-se a inserção destas informações em uma planilha do software Excel, como mostrado abaixo na Figura 63.

Figura 63 - Dados iniciais do projeto de fundação.

Sondagem SPT			N. A.	Fuste da Estaca	Dados da Estaca			
Profundidade	N <sub>SPT</sub>	Composição da Camada	2		Moldagem	Tipo	Diâmetro (cm)	Cota de Apoio
1	12	Argila siltosa		1	Moldada in-loco	Raiz	41	5
2	17	Argila siltosa		2				
3	14	Argila siltosa		3				
4	10	Argila siltosa		4				
5	10	Silte argiloarenoso		5				
6				6				
7				7				
8				8				
9				9				
10				10				
					Volume do Bulbo (l)	Área Ponta (m <sup>2</sup> )	Perímetro(m)	
						0,132	1,29	

Fonte: autor (2021).

### 3.2.2 Dimensionamento geotécnico das estacas raiz

O cálculo da capacidade de carga geotécnica da fundação foi obtido utilizando-se a média entre quatro métodos semi-empíricos de vasta utilidade e confiabilidade no ramo, vistos na seção 2.2 deste trabalho. A seguir é mostrado os resultados por cada método e o valor final no qual serviu para a definição dos estaqueamentos.

#### 3.2.2.1 Método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975)

Primeiramente calculou-se a capacidade de carga geotécnica última e admissível pelo método de Aoki-Velloso. Salienta-se que para a obtenção da resistência total admissível, adotou-se o fator de segurança  $F_S$  recomendado pela ABNT NBR 6122 (2019), igual à 2, também recomendado pelos autores da metodologia. É mostrado abaixo na Tabela 27 os resultados obtidos por este método.

Tabela 27 – Cálculo da capacidade de carga geotécnica pelo método de Aoki-Velloso.

Profundidade	Composição da Camada	Resistência de Atrito Lateral							Resistência de Ponta					Res. Adm.		
		U	$\alpha$	k	$N_{SPT}$	$F_2$	$r_1$	$P_1$	k	$N_{ponta}$	$F_1$	$r_p$	$A_{fuste}$		$P_p$	$P_{adm}$
		m		kPa			kPa	kN	kPa			kPa	m <sup>2</sup>		kN	kN
1	Argila siltosa	1,288	0,040	220	12	4	26,40	34,00	220	14	2	1540,00	0,132	203,32	118,66	
2	Argila siltosa	1,288	0,040	220	17	4	37,40	82,18	220	14	2	1540,00	0,132	203,32	142,75	
3	Argila siltosa	1,288	0,040	220	14	4	30,80	121,85	220	13	2	1430,00	0,132	188,80	155,32	
4	Argila siltosa	1,288	0,040	220	10	4	22,00	150,19	220	11	2	1210,00	0,132	159,75	154,97	
5	Silte argiloarenoso	1,288	0,030	250	10	4	18,75	174,34	250	10	2	1250,00	0,132	165,03	169,68	

Fonte: autor (2021).

### 3.2.2.2 Contribuição de Laprovitera (1998) & Benegas (1993)

Dando prosseguimento, obteve-se total admissível pelo método de Laprovitera e Benegas, cujo fator de segurança utilizado também foi 2. Segue abaixo, por meio da Tabela 28, o valor da resistência admissível a cada metro de profundidade.

Tabela 28 – Cálculo da capacidade de carga geotécnica pelo método de Laprovitera &amp; Benegas.

Profundidade	Composição da Camada	Resistência de Atrito Lateral							Resistência de Ponta					Res. Adm.		
		U	$\alpha$	k	$N_{SPT}$	$F_2$	$r_1$	$P_1$	k	$N_{ponta}$	$F_1$	$r_p$	$A_{fuste}$		$P_p$	$P_{adm}$
		m		kPa			kPa	kN	kPa			kPa	m		kN	kN
1	Argila siltosa	1,288	0,055	250	12	4,5	36,67	47,23	250	14	4,5	777,78	0,132	102,69	74,96	
2	Argila siltosa	1,288	0,055	250	17	4,5	51,94	114,14	250	14	4,5	777,78	0,132	102,69	108,41	
3	Argila siltosa	1,288	0,055	250	14	4,5	42,78	169,24	250	13	4,5	722,22	0,132	95,35	132,29	
4	Argila siltosa	1,288	0,055	250	10	4,5	30,56	208,59	250	11	4,5	611,11	0,132	80,68	144,64	
5	Silte argiloarenoso	1,288	0,030	380	10	4,5	25,33	241,22	380	10	4,5	844,44	0,132	111,49	176,36	

Fonte: autor (2021).

### 3.2.2.3 Método semi-empírico de Décourt-Quaresma (1978)

Diferentemente dos métodos utilizados anteriormente, para a aplicação do método de Décourt-Quaresma, foram atribuídos fatores de segurança iguais a 4 e 1,3, para as parcelas de ponta e atrito lateral, respectivamente. Os resultados são mostrados abaixo na Tabela 29.

Tabela 29 – Cálculo da capacidade de carga geotécnica pelo método de Décourt-Quaresma.

Profundidade	Composição da Camada	Composição Décourt-Quaresma	Resistência de Atrito Lateral					Resistência de Ponta					Res. Adm.			
			U	$\beta$	$N_{SPT}$	$q_s$	$r_l$	$P_l$	$\alpha$	K	$q_p$	$r_p$		$A_{fuste}$	$P_p$	$P_{adm}$
			m			kPa	kN			kPa	m	kN		kN		
1	Argila siltosa	Solo Intermediário	1,288	1,500	12	50,00	75,00	96,60	0,6	120	1440	864,00	0,132	114,07	102,83	
2	Argila siltosa	Solo Intermediário	1,288	1,500	17	66,67	100,00	225,41	0,6	120	2040	1224,00	0,132	161,60	213,79	
3	Argila siltosa	Solo Intermediário	1,288	1,500	14	56,67	85,00	334,89	0,6	120	1680	1008,00	0,132	133,08	290,88	
4	Argila siltosa	Solo Intermediário	1,288	1,500	10	43,33	65,00	418,62	0,6	120	1200	720,00	0,132	95,06	345,78	
5	Silte argiloarenoso	Solo Intermediário	1,288	1,500	10	43,33	65,00	502,34	0,6	200	2000	1200,00	0,132	158,43	426,02	

Fonte: autor (2021).

### 3.2.2.4 Método semi-empírico de Alberto Henriques Teixeira (1996)

Por fim, o último método semi-empírico utilizado no trabalho foi o desenvolvido por Teixeira, onde utilizou-se 2 como fator de segurança, seguindo a recomendação do autor e em concordância com a ABNT NBR 6122 (2019). Os resultados são mostrados abaixo na Tabela 29.

Tabela 30 – Cálculo da capacidade de carga geotécnica pelo método de Alberto Henriques Teixeira.

Profundidade	Composição da Camada	Resistência de Atrito Lateral					Resistência de Ponta					Res. Adm.		
		U	$\beta$	$N_{SPT}$	$N_L$	$q_l$	$P_l$	$\alpha$	$N_p$	$q_p$	$A_{fuste}$		$P_p$	$P_{adm}$
		m				kPa	kN				m		kN	kN
1	Argila siltosa	1,288	6,000	12	12,00	72,00	92,74	100	14	1400	0,132	184,84	117,55	
2	Argila siltosa	1,288	6,000	17	14,50	87,00	204,80	100	14	1400	0,132	184,84	203,75	
3	Argila siltosa	1,288	6,000	14	14,33	86,00	315,57	100	13	1300	0,132	171,63	285,66	
4	Argila siltosa	1,288	6,000	10	13,25	79,50	417,97	100	11	1100	0,132	145,23	357,82	
5	Silte argiloarenoso	1,288	6,000	10	12,60	75,60	515,35	110	3	330	0,132	43,57	407,32	

Fonte: autor (2021).

### 3.2.2.5 Capacidade de carga geotécnica admissível

Por desfecho, calculou-se a resistência geotécnica total admissível, aderida para o projeto, em duas parcelas e com laudos distintos. Para a resistência ao atrito lateral, utilizou-se os resultados obtidos nos itens anteriores a cada metro de profundidade e com base no laudo SPT em Anexo A. Quanto à resistência de ponta admissível, utilizou a tensão resistente média à compressão obtida para o maciço rochoso encontrado aos 5 metros de profundidade, segundo o laudo de sondagem rotativa em Anexo B.

- Resistência ao atrito lateral:

Valores estes recolhidos das Tabelas 27, 28, 29 e 30, devidamente calculados com seus fatores de segurança recomendados.

Tabela 31 – Capacidade de carga ao atrito lateral admissível.

Resistência ao atrito lateral admissível (KN)					
Profundidade	Método de Aoki-Velloso	Método de Laprovitera e Benegas	Método de Décourt-Quaresma	Método de Teixeira	Valor médio
1	17,00	23,61	74,31	71,34	46,57
2	41,09	57,07	173,39	157,54	107,27
3	60,92	84,62	257,61	242,75	161,48
4	75,09	104,30	322,01	321,52	205,73
5	87,17	120,61	386,42	396,42	247,65

Fonte: autor (2021).

- Resistência de ponta:

Com posse da resistência à compressão média da rocha sã do local e área da seção transversal das estacas raiz de 41 centímetros, procedeu-se ao cálculo da capacidade de ponta admissível, utilizando-se um fator de segurança igual a 2, conforme os preceitos da ABNT NBR 6122 (2019). Os resultados são expostos abaixo na Tabela 32.

Tabela 32 – Capacidade de carga de ponta admissível.

Resistência de ponta (-5m)	
Tensão média (60%)	102660 KPa
Área Ø41	0,132 m <sup>2</sup>
Resistência de ponta (-5m)	13554 KN
Resistência de ponta adm.	6776,9 KN

Fonte: autor (2021).

- Resistência total admissível:

A resistência total admissível é a soma da resistência ao atrito lateral e ponta, dada abaixo na Tabela 33.

Tabela 33 – Capacidade de carga total admissível.

Resistência total (-5m)		
Resistência lateral	247,65	KN
Resistência de ponta	6776,9	KN
Resistência total	7024,52	KN

Fonte: autor (2021).

### 3.2.3 Determinação do número de estacas por bloco

Com o objetivo de conceber segurança e eficiência estrutural aos elementos de fundações, foi realizada uma comparação entre a capacidade de carga geotécnica e a capacidade de carga estrutural de uma estaca raiz de 410mm, sendo constatado que a resistência estrutural do elemento, igual a 1300 KN (130 tf), é inferior à capacidade de carga geotécnica admissível, igual a 7024,52 KN. Sendo assim, optou-se pela determinação dos estaqueamentos utilizando-se a resistência estrutural do material da estaca, o elo mais fraco do sistema, como parâmetro principal. Com posse desta resistência e a carga axial que chega até a fundação em cada pilar, determinou-se o número de estacas por bloco de coroamento, como podemos ver a seguir na Tabela 34.

As reações de apoio de cada estaca do bloco, também expostas na Tabela 34, foram calculadas utilizando-se o formulário trazido por Alonso (2019) encontrado em Anexo D. Para tanto, foi considerado no software Cypecad 2016 a vinculação rotulada entre pilares e blocos de coroamento, evitando assim a transmissão de momentos fletores à fundação do edifício, sendo necessário somente a carga axial de cada pilar para obter estes resultados de reações.

Tabela 34 – Estaqueamentos do projeto.

Nome	Carga Máx. kN	b m	h m	N° Est UN	apoio das estacas (KN)
P1	336,70	0,25	0,80	1	336,7
P2	2405,70	0,25	0,80	3	801,9
P3	2701,50	0,25	0,80	3	900,5
P4	2315,90	0,25	0,90	2	1157,95
P5	2685,50	0,25	0,80	3	895,17
P6	2630,00	0,25	0,80	3	876,67
P7	2608,10	0,25	0,80	3	869,37
P8	2662,00	0,25	0,80	3	887,333
P9	2295,20	0,25	0,90	2	1147,6
P10	2688,40	0,25	0,80	3	896,133
P11	2424,30	0,25	0,80	3	808,1
P12	344,40	0,25	0,40	1	344,4
P13	678,70	0,25	0,40	1	678,7
P14	3251,10	0,25	0,80	3	1083,7
P15	3724,60	0,25	0,80	3	1241,533
P16	3167,7	0,25	0,80	3	1055,9
P17	3650,8	0,25	0,80	3	1216,933
P18	3432,1	0,25	0,80	3	1144,033
P19	3422,5	0,25	0,80	3	1140,833
P20	3639,4	0,25	0,80	3	1213,133
P21	3171,7	0,25	0,80	3	1057,233
P22	3717,3	0,25	0,80	3	1239,1
P23	3283,7	0,25	0,80	3	1094,566667
P24	692,9	0,25	0,4	1	692,9
P25	761,2	0,25	0,4	1	761,2
P26	TRANSIÇÃO	0,6	0,25		#VALOR!
P27	2511,2	0,8	0,25	3	837,067
P28	3798,2	0,8	0,25	4	949,550
P29	4274,7	0,25	0,9	4	1068,675
P30	3335,8	0,8	0,25	3	1111,933
P31	3202,8	0,9	0,25	3	1067,6
P32	3266,9	0,9	0,25	3	1088,967
P33	3406,9	0,8	0,25	3	1135,633
P34	4285	0,25	0,9	4	1071,25
P35	3711	0,8	0,25	4	927,75
P36	2396,3	0,8	0,25	3	798,7666667
P37	TRANSIÇÃO	0,6	0,25		#VALOR!
P38	816,3	0,25	0,4	1	816,3
P39	418,9	0,25	0,4	1	418,9
P40	2240,8	0,8	0,25	3	746,9333333
P41	3560,7	0,8	0,25	3	1186,9
P42	4034,6	0,25	0,9	4	1008,65
P43	3278,8	0,8	0,25	3	1092,933
P44	3252,9	0,9	0,25	3	1084,3
P45	3324	0,9	0,25	3	1108
P46	3341,7	0,8	0,25	3	1113,9
P47	4054,7	0,25	0,9	4	1013,675
P48	3412,9	0,8	0,25	3	1137,633
P49	2317	0,8	0,25	3	772,3333333
P50	TRANSIÇÃO	0,6	0,25		#VALOR!
P51	707,8	0,25	0,4	1	707,8
P52	267,4	0,25	0,4	1	267,4
P53	2661,9	0,25	0,8	3	887,3
P54	3410,3	0,25	0,8	3	1136,767
P55	3250	0,25	0,8	3	1083,333
P56	3381,9	0,25	0,8	3	1127,3
P57	3310,9	0,25	0,8	3	1103,633
P58	3321,2	0,25	0,8	3	1107,067
P59	3388,7	0,25	0,8	3	1129,567
P60	3220,7	0,25	0,8	3	1073,567
P61	3549,1	0,25	0,8	3	1183,033
P62	2982,6	0,25	0,8	3	994,2
P63	472,7	0,25	0,4	1	472,7
P64	188,6	0,25	0,4	1	188,6
P65	2113,1	0,25	0,8	2	1056,55
P66	2449,6	0,25	0,8	3	816,5333333
P67	2197,6	0,25	0,9	3	732,5333333
P68	2537,2	0,25	0,8	3	845,7333333
P69	2409,3	0,25	0,8	3	803,1
P70	2444,7	0,25	0,8	3	814,9
P71	2496,4	0,25	0,8	3	832,1333333
P72	2138,7	0,25	0,9	3	712,9
P73	2443,3	0,25	0,8	3	814,4333333
P74	2155,7	0,25	0,8	2	1077,85
P75	200,9	0,25	0,4	1	200,9

Fonte: autor (2021).

### 3.2.4 Dimensionamento estrutural de estacas à compressão

Uma vez definida a resistência geotécnica de cada estaca e conseqüentemente o número de estacas por estaqueamento, o próximo passo se deu pelo cálculo das armaduras longitudinais e estribos necessários para cada elemento. A NBR 6122 (2019) trás a orientação de armarmos as estacas raiz ao longo de todo fuste, com isso utilizou-se as equações expostas na seção 2.2.4.1 deste trabalho. Como forma de simplificar tal processo e promover facilitação na execução dos elementos, calculou-se uma armadura padrão para cada tipo de estaqueamento, isto é, foi definido uma área de aço necessária para estacas de blocos de duas, três e quatro estacas. Utilizando-se para cada estaqueamento a máxima reação de apoio atuante nos elementos pertencentes a este.

#### a) Blocos de duas estacas:

Segundo a Tabela 34 exposta no item 3.2.3 os estaqueamentos de duas estacas pertencem aos pilares P4, P9, P65 e P74. Realizando-se uma consulta a respectiva tabela, constatou-se que a máxima reação de apoio entre estes pilares pertence ao P4 igual a 1.157,95 KN. Sendo assim calculou-se a armadura para as estacas destes blocos utilizando-se tal valor.

- Resistência de cálculo do concreto:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,4} = 17,857 \text{ MPa} = 1,786 \text{ KN/cm}^2$$

- Resistência de cálculo do aço:

$$f_{yd} \geq \begin{cases} \frac{f_{yk}}{1,15} \\ 0,2 \cdot E_s \end{cases}$$

$$f_{yd} \geq \begin{cases} \frac{500}{1,15} = 434,782 \text{ MPa} \\ 0,2 \cdot 2100 = 420 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$f_{yd} = 434,782 \text{ MPa} = 43,478 \text{ KN/cm}^2$$

- Verificação de ruptura à compressão:

$$\frac{N_{m\acute{a}x}}{A_{\phi_e}} \leq 0,85 \cdot f_{cd}$$

$$\frac{1157,95}{\left(\frac{\pi \cdot 41^2}{4}\right)} \leq 0,85 \cdot 1,786$$

$$0,877 \frac{KN}{cm^2} < 1,518 \text{ KN}/cm^2 \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Cálculo da armadura principal:

$$\left(1 + \frac{6}{\phi_e}\right) \geq 1,1$$

$$\left(1 + \frac{6}{0,41}\right) \geq 1,1$$

$$1,15 > 1,1 \rightarrow \mathbf{OK} \geq 1,1$$

Atendida esta condição, a área de aço longitudinal necessária ( $A_{sp}$ ) foi obtida pela equação abaixo.

$$A_{sp} = \frac{N_{m\acute{a}x} \cdot \left(1 + \frac{6}{\phi_e}\right) - 0,85 \cdot A_{\phi_e} \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{sp} = \frac{1157,95 \cdot 1,15 - 0,85 \cdot 1320,254 \cdot 1,786}{43,478} = -15,47 \text{ cm}^2$$

*→ logo utilizaremos armadura mínima*

Conforme a Tabela 22, mostrada em 2.2.4, a ABNT NBR 6122 (2019) recomenda a adoção de uma armadura mínima ( $A_{sp,mín}$ ) de acordo com as tipologias de estacas. Sendo assim, têm-se:

$$A_{sp,mín} = 0,4\% \cdot A_{\phi_e}$$

$$A_{sp,mín} = \left(\frac{0,4}{100}\right) \cdot 1320,254 = 5,28 \text{ cm}^2$$

- Detalhamento:

Utilizaremos barras de 10,0mm o que resulta em uma área igual a 0,785 cm<sup>2</sup>. Com isso temos:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_{sp,mín}}{A_{\phi_l}}$$

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{5,28}{0,785} = \mathbf{7N1\phi10,0mm}$$

Os estribos são definidos pela equação abaixo:

$$\phi_{estribo} \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \cdot \phi_l \end{cases}$$

$$\phi_{estribo} \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \cdot 10 = 2,5 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{utilizaremos estribos de } \phi 5 \text{ mm}$$

O espaçamento é dado por:

$$S_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 12 \cdot \phi_l \end{cases}$$

$$S_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 12 \cdot 1 = 12 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 12,0 \text{ cm}$$

O número total de estribos é dado por:

$$N_{estribos} = \frac{500}{12} = \mathbf{42N2\phi5,0c/12cm}$$

b) Bloco de três estacas:

Segundo a Tabela 34 exposta no item 3.2.3 os estaqueamentos de três estacas pertencem a todos os pilares, exceto P1, P12, P24, P25, P38, P39, P51, P52, P63, P64, P75, P28, P29, P34, P35, P42, P47, P4, P9, P65 e P74. Realizando-se uma consulta a respectiva tabela, constatou-se que a máxima

reação de apoio entre estes pilares dos estaqueamentos de três estacas pertence ao P15 igual a 1.241,533 KN. Sendo assim calculou-se a armadura para as estacas destes blocos utilizando-se tal valor.

- Resistência de cálculo do concreto:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,4} = 17,857 \text{ MPa} = 1,786 \text{ KN/cm}^2$$

- Resistência de cálculo do aço:

$$f_{yd} \geq \begin{cases} \frac{f_{yk}}{1,15} \\ 0,2 \cdot E_s \end{cases}$$

$$f_{yd} \geq \begin{cases} \frac{500}{1,15} = 434,782 \text{ MPa} \\ 0,2 \cdot 2100 = 420 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$f_{yd} = 434,782 \text{ MPa} = 43,478 \text{ KN/cm}^2$$

- Verificação de ruptura à compressão:

$$\frac{N_{m\acute{a}x}}{A_{\phi_e}} \leq 0,85 \cdot f_{cd}$$

$$\frac{1241,533}{\left(\frac{\pi \cdot 41^2}{4}\right)} \leq 0,85 \cdot 1,786$$

$$0,94 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} < 1,518 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Cálculo da armadura principal:

$$\left(1 + \frac{6}{\phi_e}\right) \geq 1,1$$

$$\left(1 + \frac{6}{0,41}\right) \geq 1,1$$

$$1,15 > 1,1 \rightarrow \mathbf{OK} \geq 1,1$$

Atendida esta condição, a área de aço longitudinal necessária ( $A_{sp}$ ) foi obtida pela equação abaixo.

$$A_{sp} = \frac{N_{m\acute{a}x} \cdot \left(1 + \frac{6}{\phi_e}\right) - 0,85 \cdot A_{\phi_e} \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{sp} = \frac{1241,533 \cdot 1,15 - 0,85 \cdot 1320,254 \cdot 1,786}{43,478} = -13,26 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow$  logo utilizaremos armadura mínima

$$A_{sp,m\acute{i}n} = 0,4\% \cdot A_{\phi_e}$$

$$A_{sp,m\acute{i}n} = \left(\frac{0,4}{100}\right) \cdot 1320,254 = 5,28 \text{ cm}^2$$

- Detalhamento:

Utilizaremos barras de 10,0mm o que resulta em uma área igual a 0,785 cm<sup>2</sup>. Com isso temos:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_{sp,m\acute{i}n}}{A_{\phi_l}}$$

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{5,28}{0,785} = \mathbf{7N1\phi 10,0mm}$$

Os estribos são definidos pela equação abaixo:

$$\phi_{estribo} \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \cdot \phi_l \end{cases}$$

$$\phi_{estribo} \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \cdot 10 = 2,5 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{utilizaremos estribos de } \phi 5 \text{ mm}$$

O espaçamento é dado por:

$$S_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 12 \cdot \phi_l \end{cases}$$

$$S_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 12 \cdot 1 = 12 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 12,0 \text{ cm}$$

O número total de estribos é dado por:

$$N_{estribos} = \frac{500}{12} = \mathbf{42N2\phi5,0c/12cm}$$

c) Bloco de quatro estacas:

Segundo a Tabela 34 exposta no item 3.2.3 os estaqueamentos de quatro estacas pertencem aos pilares P28, P29, P34, P35, P42, P47. Realizando-se uma consulta a respectiva tabela, constatou-se que a máxima reação de apoio entre estes pilares pertence ao P34 igual a 1.071,25 KN. Sendo assim calculou-se a armadura para as estacas destes blocos utilizando-se tal valor.

Como 1.071,25 KN < 1.157,95 KN < 1.241,533 KN, utilizou-se os mesmos detalhamentos utilizados para as estacas dos estaqueamentos de duas e três estacas, valores mínimos antes calculados. Com isso, temos:

- Armaduras longitudinais:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \mathbf{7N1\phi10,0mm}$$

- Estribos:

$$N_{estribos} = \mathbf{42N2\phi5,0c/12cm}$$

### 3.2.5 Dimensionamento do bloco de coroamento

Demonstraremos o dimensionamento estrutural efetuado pelo Cypecad 2016 do bloco de coroamento B4, encontrado na prancha 01 de blocos. O mesmo possui duas estacas e dimensões em planta igual a 214x118cm, além da altura igual a 100 cm. A carga axial já majorada que chega pelo P4 até o respectivo

bloco é igual a 2.315,90 KN e a resistência à compressão característica do bloco é  $f_{ck} = 30$  MPa.

a) Altura útil do bloco:

$$l_{estaca} = 3 \cdot \phi_e = 3,41 = 123 \text{ cm} = 1,23 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{l_{estaca} \cdot \sqrt{2}}{2}$$

$$d \geq \frac{123 \cdot \sqrt{2}}{2} = 87 \text{ cm} = 0,87 \text{ m}$$

b) Inclinação da biela:

$$tg \theta = \frac{d}{\left(\frac{l_{estaca}}{2} - \frac{b}{4}\right)}$$

$$tg \theta = \frac{87}{\left(\frac{123}{2} - \frac{25}{4}\right)}$$

$$tg \theta = 1,574$$

$$\theta = tg^{-1}1,574 = 57,57^\circ$$

c) Verificação das tensões da biela junto ao pilar:

$$F_{res} = 0,85 \rightarrow 2 \text{ estacas}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{2315,90}{(90,25) \cdot \text{sen}^2 57,57^\circ} \leq 0,85 \cdot 3$$

$$\sigma_{cp} = 1,44 \frac{KN}{cm^2} < 2,55 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow OK. A biela junto ao pilar resiste.$$

d) Verificação das tensões da biela junto à estaca:

$$F_{res} = 0,85 \rightarrow 2 \text{ estacas}$$

$$\sigma_{ce} = \frac{N_d}{n_e \cdot A_{\phi_e} \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq F_{res} \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{ce} = \frac{2315,90}{2 \cdot 1320,254 \cdot \text{sen}^2 57,57^\circ} \leq 0,85 \cdot 3$$

$$\sigma_{ce} = 1,231 \frac{KN}{cm^2} < 2,55 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow OK. A biela resiste junto as pontas das estacas.$$

d) Cálculo das armaduras de equilíbrio geral:

- Força de tração nos tirantes:

$$R_{sd} = 1,15 \cdot \frac{N_d}{4 \cdot d} \cdot \left( l_{estaca} - \frac{b_p}{2} \right)$$

$$R_{sd} = 1,15 \cdot \frac{2315,90}{4 \cdot 87} \cdot \left( 123 - \frac{25}{2} \right) = 845,67 \text{ KN}$$

- Cálculo da área de aço principal:

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,782 \text{ MPa} = 43,478 \text{ KN/cm}^2$$

$$A_{sp} = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} = \frac{845,67}{43,478} = 19,45 \text{ cm}^2$$

e) Armadura de suspensão:

$$A_{susp.} = \frac{R_{sd}}{1,5 \cdot n_e \cdot f_{yd}}$$

$$A_{susp.} = \frac{845,67}{1,5 \cdot 2 \cdot 43,478} = 6,483 \text{ cm}^2$$

f) Armadura de pele:

$$b_{fic.} = \varnothing e + 2t = 41 + 2 \cdot 20 = 81 \text{ cm}$$

$$A_{c,alma} = b_{fic.} \cdot h = 81 \cdot 100 = 8100 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,lateral} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot A_{sp} \\ 0,10\% \cdot A_{c,alma} \end{cases}$$

$$A_{s,lateral} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot 19,45 = 5,835 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% \cdot A_{c,alma} = \left(\frac{0,1}{100}\right) \cdot 8100 = 8,1 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s,lateral} = 8,1 \text{ cm}^2$$

g) Detalhamento:

- Armadura principal:

Utilizaremos barras de 20mm (3,14 cm<sup>2</sup>) devido a alta taxa de aço exigida, sendo assim, têm-se:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_{sp}}{A_{\phi 20,0}} = \frac{19,45}{3,14} = \mathbf{7N1\phi 20,0mm}$$

- Armadura de suspensão:

Para esta classe de armaduras utilizaremos barras de 10,0mm (0,785 cm<sup>2</sup>), logo:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_{susp.}}{A_{\phi 10,0}} = \frac{6,483}{0,785} = \mathbf{9N2\phi 10,0mm}$$

- Armadura de pele:

Para esta classe de armaduras utilizaremos barras de 8,0mm (0,5cm<sup>2</sup>), logo:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_{s,pele}}{A_{\phi 10,0}} = \frac{\left(\frac{8,1}{4 \text{ faces}}\right)}{0,50} = \mathbf{5N3\phi 8,0mm}$$

Os detalhamentos das armaduras do bloco B4 encontram-se na prancha 01 de blocos de coroamento.

## 4 CONCLUSÃO

O presente estudo teve como o objetivo a elaboração do projeto estrutural e fundação de uma edificação residencial multifamiliar, composta por 10 pavimentos e duas torres, projeto este de grande porte situado no bairro Cidade Nova, zona residencial de média densidade do município de Itaperuna – RJ, no qual atende as prescrições de procedimentos e orientações de normativas vigentes sobre o assunto, tais como ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 6122 (2019). Dentre os 10 pavimentos totais do projeto estrutural, o nível subsolo com dimensões em planta de 48,00x14,55m foi projetado em lajes maciças pelo fato de haver contato direto com o solo, sendo classificado como pavimento baldrame. Em virtude das concepções advindas da arquitetura e intuito de melhor aproveitamento dos níveis naturais do terreno, o pavimento térreo de dimensões 48,00x24,85m foi projetado estruturalmente com lajes maciças em sua parte frontal de dimensões 48,00x10,15m (baldrame), espaço destinado ao salão de festas, enquanto que as áreas de garagem, de dimensões 48,00x14,15m, localizadas aos fundos do pavimento foram concebidas em lajes nervuradas. Os demais níveis da edificação, tais como 2º pavimento (garagem), 3º pavimento (residencial), pavimento tipo e cobertura foram concebidos e projetados integralmente em lajes nervuradas, atendendo assim a proposta do trabalho.

O projeto estrutural dispõe de um conjunto de elementos estruturais, isto é, um sistema composto por lajes nervuradas, vigas-faixa e convencionais, pilares, escadas, rampas, reservatórios, blocos de coroamento e estacas raízes, ambos em concreto armado. A predileção por esses elementos deu-se pelas vantagens e benefícios estruturais providos pelos mesmos. As lajes nervuradas, vigas-faixa centrais e os pilares posicionados com seu eixo de maior inércia paralelamente aos maiores vãos, sempre que possível, nos ajudaram a atingir maiores vãos arquitetônicos, rigidez estrutural e também colaborou na diminuição de problemas relacionados a incompatibilidades de resultados estruturais, visto que a estabilidade global do pórtico, analisada pelo processo Gama-z, atingiu valores de 1,045 e 1,066, nos eixos globais x e y respectivamente, estando assim dentro dos limites normativos. As lajes nervuradas, concebidas com espessura igual a 33,0 centímetros, não apresentaram um estresse estrutural no que tange às deformações verticais (flechas), fruto do eficiente pré-dimensionamento das

alturas destes elementos, podendo ser reduzida, todavia essa redução propicia uma variação nos resultados do sistema de contraventamento, ligado diretamente à estabilidade global do edifício. Quanto aos resultados de dimensionamento dos planos das lajes, em todos os pavimentos, as problematizações de detalhamentos e insuficiência estrutural foram quase inexistentes. Nas regiões centrais dos pavimentos a utilidade das vigas-faixa se deu também na ajuda à minimização dos efeitos de torção nas nervuras das lajes, enquanto que o uso de capitéis, ou seja, elementos volumétricos maciços de concreto, na região de encontro dos pilares com as lajes, colaboraram de forma significativa face aos efeitos de punção nos planos de laje.

No que tange ao projeto de fundação, a escolha por estacas raiz se deu pelo fato de a mesma não apresentar ruídos e vibrações excessivas durante a execução, visto que o terreno escolhido confronta com lotes edificadas, ou seja, a presença de vizinhanças adjacentes inviabilizou, ou pelos menos restringiu, as possibilidades de uso de outras tipologias de estacas, como as pré-moldadas e franki. Outro ponto determinante na escolha por esta tipologia de estaca foi termos em mãos informativos sobre as características e propriedades geológicas-geotécnicas do local, por meio de relatórios de sondagem SPT (Anexo A) e relatórios de sondagem SR (Anexo B), no qual aos 5 metros de profundidade já era constatada a presença de rocha sã de alta resistência, promovendo assim uma elevada capacidade de carga geotécnica e eficiência para os estaqueamentos assentados nesta cota. A elevada capacidade de suporte do terreno face aos carregamentos advindos da superestrutura, possibilitou trabalharmos com blocos de até quatro estacas, sendo aproximadamente 67% dos blocos de coroamento contendo três estacas, e o percentual restante entre blocos de uma, duas e quatro estacas. Valores esses que superaram as expectativas de trabalharmos com no máximo cinco estacas em alguns, promovendo assim economia de insumos nas fundações.

Sendo assim, diante do apresentado, o estudo do projeto estrutural e fundação do presente edifício com suas características arquitetônicas expostas, cumpre com os objetivos gerais e específicos propostos para o trabalho de conclusão de curso de Engenharia Civil, por meio dos projetos fundamentados nos ensinamentos e preceitos acadêmicos, englobando uma edificação residencial de

grande estrutura física e projetual, projetada em concordância com as principais normativas vigentes e competentes ao assunto em território nacional.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. 60 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2003. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. 108 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2007. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 5 p.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Dimensionamento de fundações profundas**. 3 ed. São Paulo: Blucher, 2019. 164 p. ISBN: 978-85-212-1386-4.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 3 ed. São Paulo: Blucher, 2019. 218 p. ISBN: 978-85-212-1384-0.

ARAÚJO, José Milton. **Curso de Concreto Armado**: Vol. 1. 4 ed. Rio Grande: Dunas, 2014. ISBN: 978-85-86717-14-7.

ARAÚJO, José Milton. **Curso de Concreto Armado**: Vol. 2. 4 ed. Rio Grande: Dunas, 2014. ISBN: 978-85-86717-15-4.

ARAÚJO, José Milton. **Curso de Concreto Armado**: Vol. 4. 4 ed. Rio Grande: Dunas, 2014. ISBN: 978-85-86717-17-8.

CAMPOS, José Carlos de. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. ISBN: 978-85- 7975-169-1.

CARVALHO, R.C.; FILHO, J.R.F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: Segundo a NBR 6118:2014. 4 ed. São Carlos: EDUFScar, 2019. 415 p. ISBN: 978-85-7600-356-4.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. ISBN: 978-85-7975-004-5.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: fundamentos do projeto estrutural**. 1976. São Paulo: McGraw-Hill, 1976.

FUSCO, P. B. **Técnica de Armar as estruturas de concreto**. 2 ed. São Paulo: Pini, 2013. ISBN: 978-85-7266-280-2.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018. ISBN: 978-85-7975-310-7.

LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Vol. 1. Rio de Janeiro: Interciência, 1982. 336 p. ISBN: 978-85-7193-205-0.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações, volume 2: fundações profundas**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. ISBN: 978-85-86238-98-7.

POUBEL, Elienio D. **Projeto Arquitetônico para construção de um edifício residencial multifamiliar de dez pavimentos com subsolo [documento eletrônico]**. 2018. Autodesk Revit (BIM), v.2018.

AGUIAR, Caio César Pereira. **Dimensionamento de estruturas especiais de concreto armado pelo método de bielas e tirantes**. 2018. 128 p. Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Rio de Janeiro, 2018. Disponível em: <<http://www.repositorio.poli.ufrj.br/dissertacoes/dissertpoli2171.pdf>>. Acesso em: 05 maio 2021.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Blocos de Fundação**. 2017. 79 p. Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2017. Disponível em: <<https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Blocos.pdf>>. Acesso em: 02 maio 2021.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Flexão normal simples - Vigas**. 79 p. Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2019. Disponível em: < <https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/FlexaoSimples.pdf> >. Acesso em: 04 maio 2021.

GELATTI, Flavia. **Análise não linear física e geométrica de pórticos planos de concreto armado: modelagem por elementos finitos de barra**. 2012. 239 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2012. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/96321>>. Acesso em: 01 maio 2021.

GOULART, Maurício dos Santos Sgarbi. **Estruturas de Edifícios I**. 2016. Notas de aula. Universidade Federal Fluminense – UFF, Niterói, Rio de Janeiro, 2016.

MATIAS, Alexandre Strongylis. **Uma contribuição ao projeto de fundações de torres de turbinas eólicas**. 2018. 79 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2018. Disponível em: <<http://www.coc.ufrj.br/pt/documents2/mestrado/2018/3124-matias-as-tm-18-1>>. Acesso em: 10 abri. 2021.

MEDEIROS, M. H. F., ANDRADE, J. J. O., HELENE, P. **Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto**. In: Geraldo C. Isaia. Concreto: Ciência e Tecnologia. 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2011, v. I, p. 773-808. Disponível em: <<https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/07/lc55.pdf>>. Acesso em: 14 abri. 2021.

OLIVEIRA, Danielle Meirelles. **Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado**. 2007. 327 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007. Disponível em: <<http://www.pos.dees.ufmg.br/defesas/119D.PDF>>. Acesso em: 16 abri. 2021.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. Apostila – Escola de Engenharia de São Carlos, 2007. Disponível em: <[http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost\\_EESC\\_USP\\_Libanio.pdf](http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf)>. Acesso em: 24 mar. 2021.

PRELLWITZ, Marta Fleischman. **Fundações [Recurso eletrônico]**. 488 p. Itaperuna: Instituto Begni Ltda, 2018.

SACRAMENTO, P. V. P. **Análise experimental de lajes nervuradas de concreto armado com viga faixa de altura variável**. 2014. 114 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Pará, Belém, 2014. Disponível em: <[http://repositorio.ufpa.br/jspui/bitstream/2011/7943/1/Dissertacao\\_AnaliseExperimentalLajes.pdf](http://repositorio.ufpa.br/jspui/bitstream/2011/7943/1/Dissertacao_AnaliseExperimentalLajes.pdf)>. Acesso em: 04 abr. 2021.

SACRAMENTO, P. V. P.; PICANÇO, M. S.; OLIVEIRA, D. R. C. **Lajes nervuradas de concreto armado com viga-faixa**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. Belém: IBRACON, 2018. v. I. p. 966-996. Disponível em: <<http://www.revistas.ibracon.org.br/index.php/riem/article/view/1229/1060>>. Acesso em: 23 mar. 2021.

SCADELAI, Murilo Alessandro. **Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003**. 2004. 124 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004. Disponível em: <<https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-31032016-165300/pt-br.php>>. Acesso em: 13 maio 2021.

SAKAI, Erika. **Análise de blocos de concreto armado sobre estacas**. 2010. 107 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010. Disponível em: <<https://repositorio.bc.ufg.br/tede/bitstream/tde/1340/1/ErikaSakai.pdf>>. Acesso em: 25 abri. 2021.

SILVA, Marcos Alberto Ferreira. **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado**. 2005. 239 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, UFSCar, 2005. Disponível em: <<https://repositorio.ufscar.br/handle/ufscar/4711?show=full>>. Acesso em: 08 abri. 2021.

SILVA, R. R. C.; PEREIRA, G. A. **Verificação da capacidade de carga em estaca tipo raiz, através da aplicação de ar comprimido**. Revista Ciência e Tecnologia. Campinas: 2017. Vol. 20. n. 36, p. 27-34. Disponível em: <<http://www.revista.unisal.br/sj/index.php/123/article/view/549/395>>. Acesso em: 30 mar. 2021.

TAVARES, Arthur Almeida. **Concreto Armado II [Livro eletrônico]**. 339 p. Itaperuna: Instituto Begni Ltda, 2018.

VASCONCELOS, Zelma Lamaneres. **Critérios para projetos de reservatórios paralelepípedicos elevados de concreto armado**. 1998. 148 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1998. Disponível em: <[https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-22032018-115129/publico/Dissert\\_Vasconcelos\\_ZelmaL.pdf](https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-22032018-115129/publico/Dissert_Vasconcelos_ZelmaL.pdf)>. Acesso em: 01 maio. 2021.

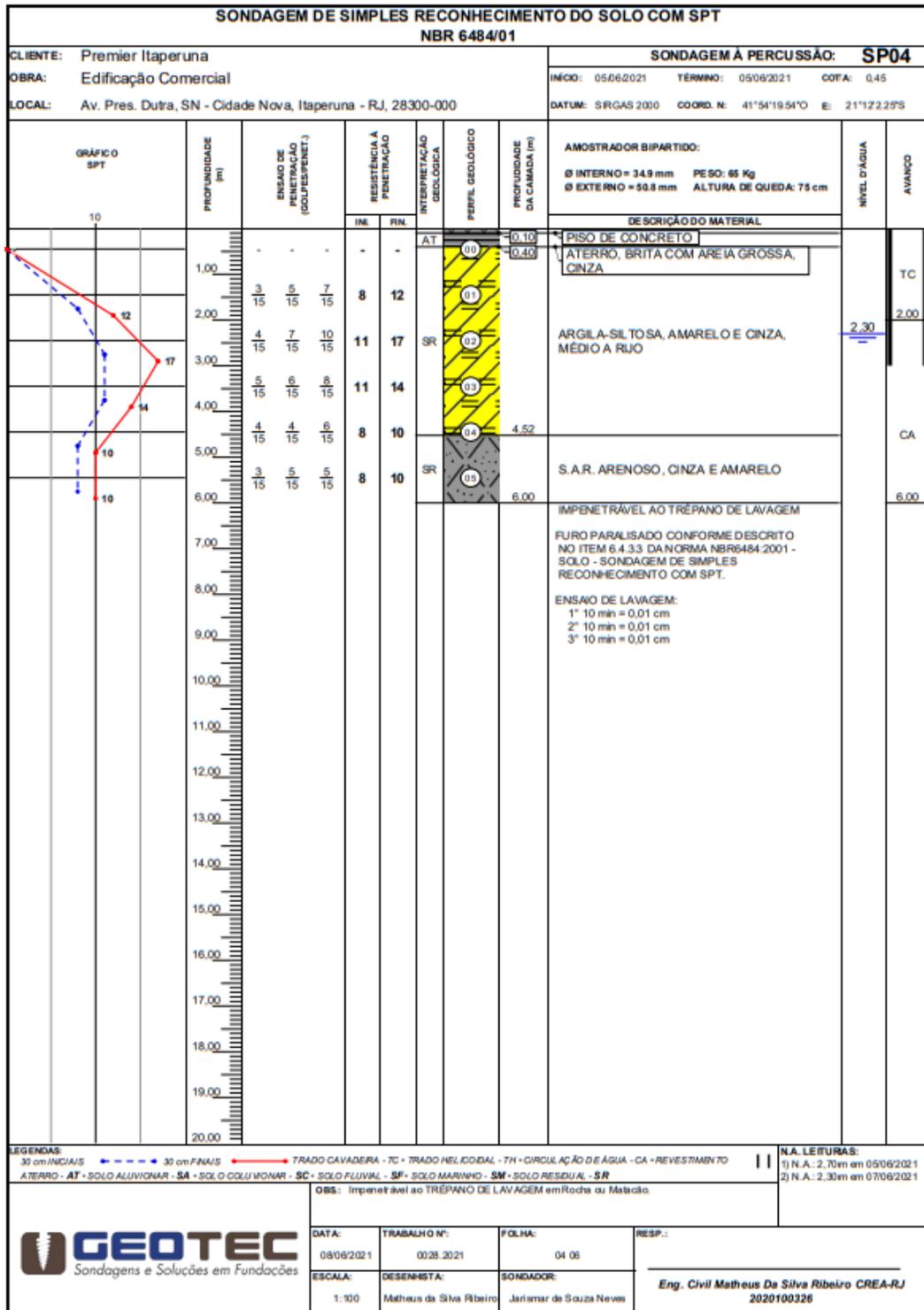
VENÂNCIO, P. B. F. **Dosagem de argamassa para estacas raiz**. 2008. 175 p. Dissertação (Mestrado em Estrutura e Construção Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2007. Disponível em: <<http://www.pecc.unb.br/wp-content/uploads/dissertacoes/M08-13A-Pollyana-Ven%C3%A2ncio.pdf>>. Acesso em: 07 abri. 2021.

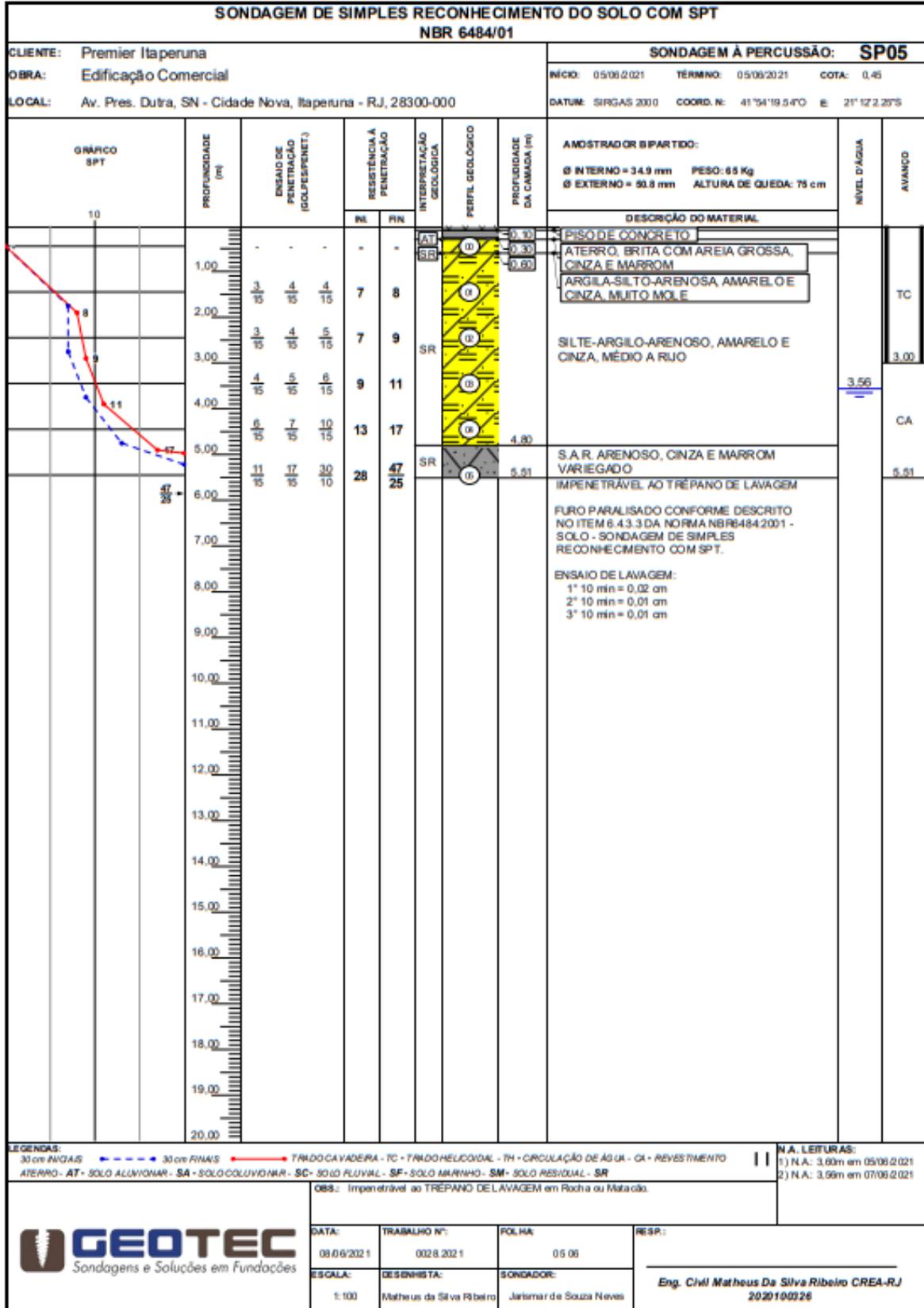
VENTURINI, W. S.; RODRIGUES, R. O. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta**. São Carlos - Sp, EESC/USP, 1987. Disponível em: <<https://vtp.ifsp.edu.br/nev/Armadura-pilar/assets/pdf/flexreta.pdf>>. Acesso em: 07 maio 2021.

ZUMAETA MONCAYO, W.J. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. Disponível em: <<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19042011-085946/pt-br.php>>. Acesso em: 26 abri. 2021.

ANEXO A – Relatórios de sondagem de simples reconhecimento (SPT) – Perfis estratigráficos.

Relatórios de serviços técnicos de sondagem de simples reconhecimento (SPT) realizados pela empresa GEOTEC, em um lote adjacente ao local de implantação dos projetos propostos no trabalho.





ANEXO B – Relatórios de sondagem rotativa (SR) – Perfis estratigráficos.

Relatórios de serviços técnicos de sondagem rotativa (SR) realizados pela empresa GEOTEC, em um lote adjacente ao local de implantação dos projetos propostos no trabalho.

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM ROTATIVA		CUENTE: Itaperuna Premier Mall Residencial L.TDA		COTA: 113,00	INC: 90°	DATA: 07/09/21																						
01		OBRA: Prédio Primer		COORDENADAS		FOLHA: 01 / 01																						
		LOCAL: Av. Presidente Dutra, 1155, Cidade Nova		N: -21.19988	DIR.: 070921	REVISÃO: 01																						
				E: -41.90502	TERMINO: 070721	RESP. TEC.: Matheus Ribeiro																						
				FUSO: (BR T)	REF: 0139.2021																							
ESCALA - IND.	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO / NA	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise táctil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MANOBRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	% DE RECUPERAÇÃO				RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.				GRAU DE ALTERAÇÃO			GRAU DE FRATURAMENTO			GRAU DE COERÊNCIA						
								20	40	60	80	30	40	60	80	A	B	C	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1:10.000	10	1,50	0,00	ATERRO, MÉDIA, AMARELO	[Amarelo]																							
			4,20	SILTE-ARENOSO, AMARELO E CINZA, MEDIANAMENTE COMPACTO																								
			6,20	GNAISSE, SÁ, MUITO RESISTENTE, POUCO FRATURADA, RUGOSA, VARIEGADA	[Azul]	SH	83%	70%	1	2	2																	
			6,20	GNAISSE COM QUARTIZITO ROSA, SÁ, MUITO RESISTENTE, POUCO FRATURADA, RUGOSA, VARIEGADA	[Azul]	SH	85%	72%	1	2	1																	
1:10.000	10		7,70	GNAISSE COM QUARTIZITO ROSA, SÁ, MUITO RESISTENTE, POUCO FRATURADA, RUGOSA, VARIEGADA	[Azul]	SH	88%	87%	1	1	1																	
1:10.000	10		8,00																									

OBSERVAÇÕES:

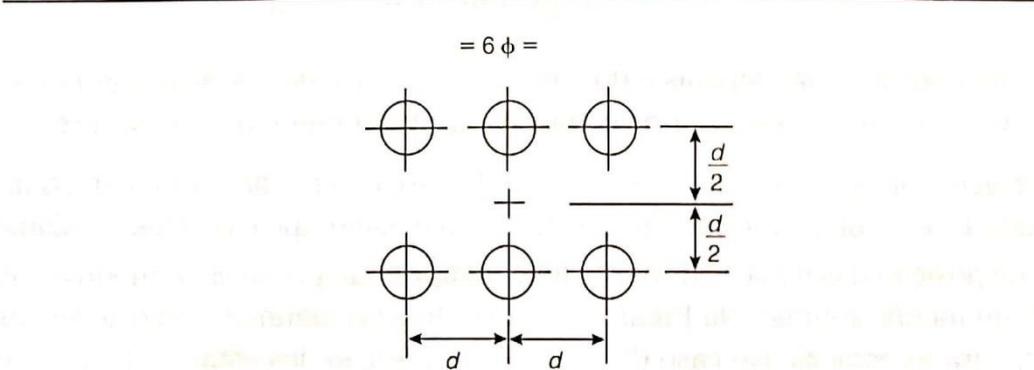
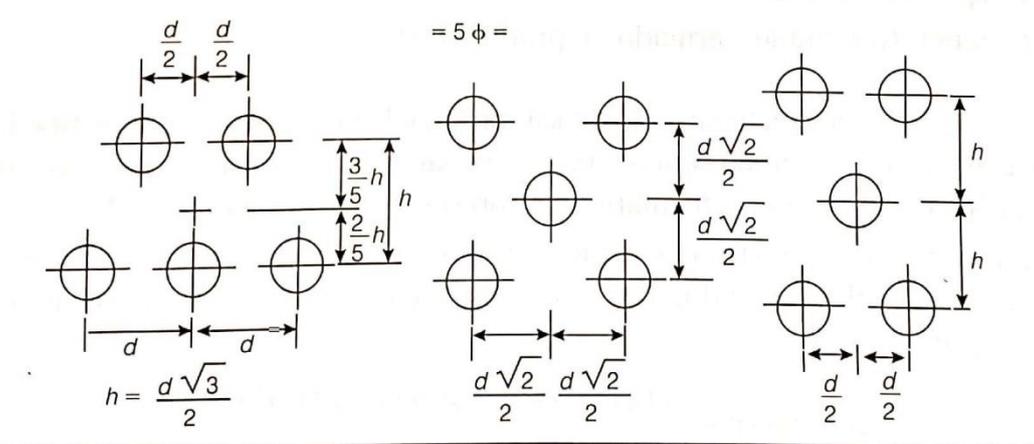
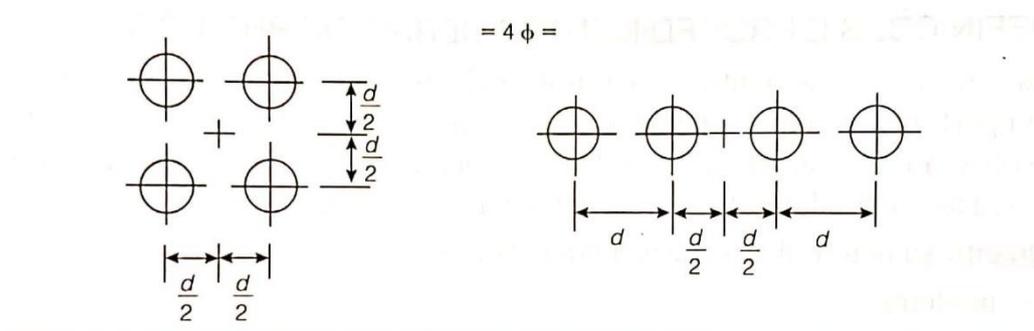
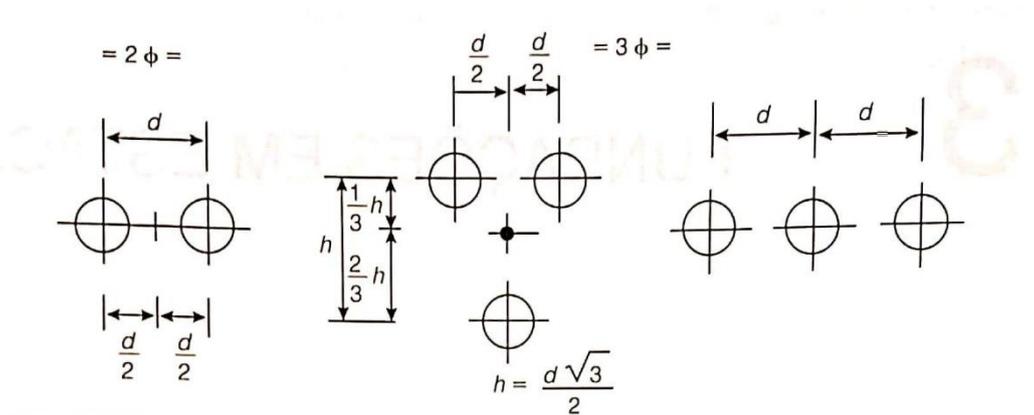
GRAU DE ALTERAÇÃO — A1-ROCHA SÁ • A2-ROCHA ALTERADA DURA • A3-ROCHA ALTERADA MOLE • A4-SOLO DE ATERRAÇÃO  
 GRAU DE COERÊNCIA — C1-MUITO RESISTENTE • C2-RESISTENTE • C3-MEDIANAMENTE RESISTENTE • C4-ROCHARRANA • C5-MUITO FRÁGIL  
 GRAU DE RQD — D1-75 A 100 - BONDICEL • D2-50 A 75 - REGULAR • D3-25 A 50 - POBRE • D4-10 A 25 - MUITO POBRE  
 GRAU DE FRATURAMENTO — F1-MUITO POUCO • F2-POUCO FRATURADA • F3-MEDIANAMENTE FRATURADA • F4-MUITO FRATURADA • F5-EXTREMAMENTE FRATURADA • F6  
 ORIENT. DESCONTINUIDADES — H-HORIZONTAL • SH-SUB-HORIZONTAL (1° a 30°) • I-INCLINADA (30° a 70°) • SV-SUBVERTICAL (70° a 90°)  
 CARACT. DESCONTINUIDADES — P-PLANA • R-RUGOSA • E-ESTRADA • S-SEDOSAS • O-OXIDADA  
 NA, NFE — NÍVEL D'ÁGUA NÃO FORN ECIONADO

**GEOTEC**  
Sondagens e Soluções em Fundações

GEOTEC Sondagens e Soluções em Fundações LTDA • Rua Benedito Noroia, 258, Vinte e Nove, Itaperuna, RJ, CEP: 28330-000

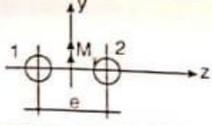
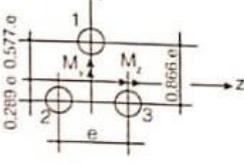
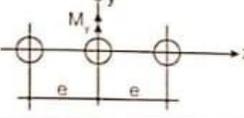
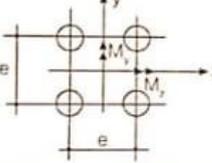
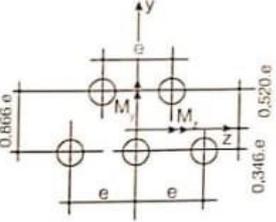
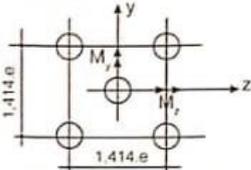
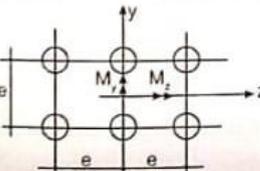
<b>Compressão indireta (ASTM D 5731 Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock)</b>		TABELA Nº: CAIXA 01		
		REGISTRO:		
		0139 . 2021		
MATERIAL: Testemunho de sondagem mostras de rocha		CLIENTE: Itaperuna Premier Mall Residencial LTDA		
PROCEDENCIA DAS AMOSTRAS: Av. Presidente Dutra, 1155, Cidade Nova, Itaperuna - RJ CEP 28300-000				
DATA DA COLETA DA AMOSTRA: Inicio 06/07/2021 fim 07/07/2021				
<b>EXAME MACROSCÓPICO</b>				
COR: Variegada		ESTRUTURA: Gnaíse granítico		
DATA: 09/07/2021		SUPERVISOR:  Eng. Civil Matheus da Silva Ribeiro		
<b>CORPO DE PROVA Nº</b>	<b>Diâmetro D (cm)</b>	<b>Espessura L (cm)</b>	<b>P (KN)</b>	<b>Resistencia à Compressão (MPa)</b>
1	7,80	43,00	37,23	177,89
2	7,20	12,00	38,76	157,8
3	5,40	13,00	78,72	180,28
4	7,30	10,50	40,37	168,98
5	5,80	15,00	64,56	170,57
TENSÃO MÉDIA 60%				102,66
<b>FOTOS</b>				
				
		 CRISTIANO PENA MILLER, MSC. ENGENHEIRO CIVIL CREA/RJ 1993120120 Cristiano Pena Miller MSC Engenheiro Civil Crea-RJ		

ANEXO C – Geometrias usuais de blocos de coroamento até 6 estacas.



Fonte: Alonso (2019).

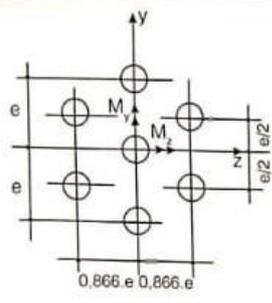
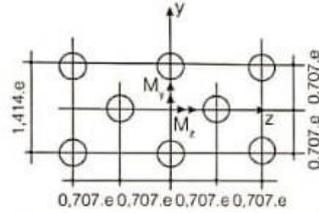
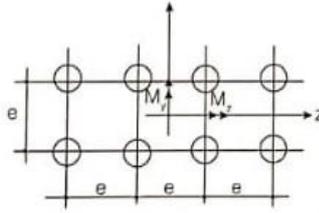
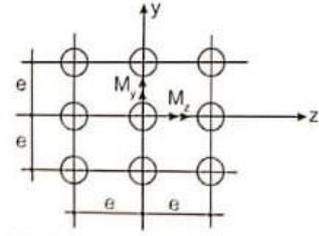
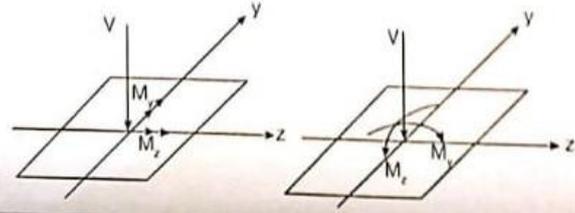
ANEXO D – Reações de apoio em estaqueamentos, em função da tipologia de bloco utilizada.

Distribuição das estacas no bloco	Esforço mínimo e máximo nas estacas
	$N_1 = \frac{V}{2} - \frac{My}{e}$ $N_2 = \frac{V}{2} + \frac{My}{e}$
	$N_1 = \frac{V}{3} - \frac{Mz}{0,866 e}$ $N_2 = \frac{V}{3} + \frac{Mz}{1,732 e} - \frac{My}{e}$ $N_3 = \frac{V}{3} - \frac{Mz}{1,732 e} + \frac{My}{e}$
	$N_{\text{mín.}} = \frac{V}{3} - \frac{My}{2.e}$ $N_{\text{máx.}} = \frac{V}{3} + \frac{My}{2.e}$
	$N_{\text{máx.}} = \frac{V}{4} + \frac{Mz + My}{2.e}$ $N_{\text{mín.}} = \frac{V}{4} - \frac{Mz + My}{2e}$
	<p>Se <math>\frac{Mz}{My} \geq 4,813</math></p> $N_{\text{máx.}} = \frac{V}{5} + \frac{2Mz + 1,923 My}{5e}$ $N_{\text{mín.}} = \frac{V}{5} - \frac{2Mz - 1,923 My}{5e}$ <p>Se <math>\frac{Mz}{My} \leq 4,813</math></p> $N_{\text{máx.}} = \frac{V}{5} + \frac{2Mz + 1,923 My}{5e}$ $N_{\text{mín.}} = \frac{V}{5} - \frac{Mz + 2,89 My}{5e}$
	$N_{\text{máx.}} = \frac{V}{5} + \frac{Mz + My}{2,828 e}$ $N_{\text{mín.}} = \frac{V}{5} - \frac{Mz + My}{2,828 e}$
	$N_{\text{máx.}} = \frac{V}{6} + \frac{1,5 Mz + 2 My}{6e}$ $N_{\text{mín.}} = \frac{V}{6} - \frac{1,5 Mz + 2 My}{6e}$

(continua)

Fonte: Alonso (2019).

(continuação)

Distribuição das estacas no bloco	Esforço mínimo e máximo nas estacas
	$\text{Se } \frac{Mz}{My} \geq 0,5767$ $N_{\text{máx.}} = \frac{V}{7} + \frac{1,732 Mz + My}{6e}$ $N_{\text{mín.}} = \frac{V}{7} - \frac{1,732 Mz + My}{6e}$ $\text{Se } \frac{Mz}{My} \leq 0,5767$ $N_{\text{máx.}} = \frac{V}{7} + \frac{My}{3e}$ $N_{\text{mín.}} = \frac{V}{7} - \frac{My}{3e}$
	$N_{\text{máx.}} = \frac{V}{8} + \frac{1,257 Mz + 1,886 My}{8e}$ $N_{\text{mín.}} = \frac{V}{8} - \frac{1,257 Mz + 1,886 My}{8e}$
	$N_{\text{máx.}} = \frac{V}{8} + \frac{1,2 Mz + 2 My}{8e}$ $N_{\text{mín.}} = \frac{V}{8} - \frac{1,2 Mz + 2 My}{8e}$
	$N_{\text{máx.}} = \frac{V}{9} + \frac{Mz + My}{6e}$ $N_{\text{mín.}} = \frac{V}{9} - \frac{Mz + My}{6e}$
<p>Nota: formulário válido para o sentido dos vetores indicados na figura abaixo.</p> 	

Fonte: Alonso (2019).