

**CENTRO UNIVERSITÁRIO REDENTOR**  
**GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

HENRIQUE SANTOS POUBEL  
SÉRGIO ANTÔNIO DE SÁ FILHO

**EDIFICAÇÃO DE PROJETO ARQUITETÔNICO E ESTRUTURAL DE UMA  
RESIDÊNCIA MULTIFAMILIAR DE 5 PAVIMENTOS NA CIDADE DE  
ITAPERUNA - RJ**

HENRIQUE SANTOS POUBEL  
SÉRGIO ANTÔNIO DE SÁ FILHO

**EDIFICAÇÃO DE PROJETO ARQUITETÔNICO E ESTRUTURAL DE UMA  
RESIDÊNCIA MULTIFAMILIAR DE 5 PAVIMENTOS NA CIDADE DE  
ITAPERUNA - RJ**

Trabalho de Conclusão de curso  
apresentado ao Centro Universitário  
Redentor como parte para obtenção  
de título de Bacharel em Engenharia  
Civil.

**Orientador:** Prof. Rômulo Rodrigues Coelho Delfino Souza

Itaperuna/RJ  
2022

## FOLHA DE APROVAÇÃO

**Autor (a) (es):** HENRIQUE SANTOS POUBEL E SÉRGIO ANTÔNIO DE SÁ FILHO

**Título:** EDIFICAÇÃO DE PROJETO ARQUITETÔNICO E ESTRUTURAL DE UMA RESIDÊNCIA MULTIFAMILIAR DE 5 PAVIMENTOS DA CIDADE DE ITAPERUNA-RJ.

**Natureza:** Trabalho de Conclusão de Curso

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

**Instituição:** Centro Universitário Redentor

**Área de Concentração:** Engenharia Civil

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

**Banca Examinadora:**

---

Prof<sup>a</sup>.

M.Sc. (pode ser também Me. – mestre-. Ma. – mestra)

Instituição:

---

Prof<sup>a</sup>.

M.Sc.

Instituição:

---

Prof<sup>a</sup>.

D.Sc. (Dr. ou Dr<sup>a</sup>.)

Instituição

## RESUMO

Este trabalho acadêmico se trata de uma Edificação Arquitetônico e Estrutural de Residência multifamiliar de 5 pavimentos na cidade de Itaperuna-RJ, consta de elaboração e dimensionamento em acordo com as Normas Brasileiras e legislações vigentes, em especial a ABNT NBR 6118: 2014. As partes arquitetônicas da edificação possui caracteres específicos: Planta baixa, cortes, fachada, locação, situação expressos por símbolos e textos para orientações na construção. No prosseguimento, o projeto idealiza as Estruturas do empreendimento em concreto armado, considerando-se: as sobrecargas e solicitações do projeto, estágios do concreto, estados limites, elemento estruturais, vigas lajes, pilares e fundações. O projeto estrutural determina o lançamento, o cálculo de dimensionamento e detalhamento de toda a estrutura da edificação, tendo como princípio básico a aplicação de formas e cálculos necessários, de forma usual e pontual de forma a atender os objetivos deste trabalho.

**Palavras-Chave:** Edificação; Estruturas; Projeto; Dimensionamento.

## **ABSTRACT**

This academic work deals with an Architectural and Structural Building of a 5-story multifamily residence in the city of Itaperuna-RJ, consists of elaboration and dimensioning in accordance with Brazilian Standards and current legislation, in particular ABNT NBR 6118: 2014. Architectural characteristics of the building have specific characters: Floor plan, sections, facade, location, situation expressed by symbols and texts for construction guidelines. In the continuation, the project idealizes the structures of the enterprise in reinforced concrete, considering: the overloads and requests of the project, concrete stages, limit states, structural elements, beams, slabs, pillars and foundations. The structural design determines the launch, the calculation of dimensioning and detailing of the entire structure of the building, having as a basic principle the application of forms and necessary calculations, in a usual and punctual way in order to meet the objectives of this work.

**Keywords:** Edification; Structure; Project; Sizing.

## SUMÁRIO

|                                                  |    |
|--------------------------------------------------|----|
| <b>1 INTRODUÇÃO</b>                              | 10 |
| <b>1.1 Objetivo</b>                              | 12 |
| 1.1.1 Objetivo Geral                             | 12 |
| 1.1.2 Objetivo Específicos                       | 12 |
| <b>1.2 Justificativa</b>                         | 12 |
| <b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>                   | 14 |
| <b>2.1 Projeto de engenharia civil</b>           | 14 |
| 2.1.1 Características gerais do projeto          | 14 |
| 2.1.2 Planta Baixa                               | 14 |
| 2.1.3 Corte                                      | 15 |
| 2.1.4 Fachada                                    | 16 |
| 2.1.5 Planta de Locação                          | 17 |
| 2.1.6 Planta de Situação                         | 18 |
| 2.1.7 Plano Diretor                              | 18 |
| 2.1.8 Código de obras                            | 19 |
| <b>2.2 Projeto estrutural em concreto armado</b> | 20 |
| 2.2.1 Propriedades gerais do concreto armado     | 20 |
| 2.2.2 Sobrecargas e solicitações de projeto      | 21 |
| 2.2.3 Estádios do concreto                       | 21 |
| 2.2.4 Estados limites                            | 22 |
| 2.2.5 Elementos estruturais                      | 22 |
| 2.2.5.1 Vigas                                    | 23 |
| 2.2.5.2 Lajes                                    | 23 |
| 2.2.5.3 Pilares                                  | 23 |
| 2.2.5.4 Fundação                                 | 24 |
| 2.2.6 Desenho de projeto estrutural              | 25 |
| <b>3 METODOLOGIA</b>                             | 26 |
| <b>3.1 Projeto de engenharia civil</b>           | 26 |
| 3.1.1 Coeficientes urbanísticos                  | 27 |
| 3.1.2 Características do terreno                 | 27 |
| 3.1.3 Programa de necessidade                    | 28 |

|                                                                    |           |
|--------------------------------------------------------------------|-----------|
| 3.1.4 Escada enclausurada a prova de incêndio .....                | 29        |
| 3.1.5 Acessibilidade .....                                         | 29        |
| 3.1.5.1 Rampa .....                                                | 30        |
| 3.1.5.2 Corrimão .....                                             | 31        |
| 3.1.5.3 Área de circulação .....                                   | 32        |
| 3.1.5.4 Área de manobra de cadeira de rodas sem deslocamento ..... | 33        |
| 3.1.5.5 Área de manobra de cadeira de rodas com deslocamento ..... | 34        |
| 3.1.5.6 Elevadores .....                                           | 35        |
| 3.1.5.7 Vaga de garagem .....                                      | 36        |
| <b>3.4 Estrutura de concreto armado .....</b>                      | <b>37</b> |
| 3.2.1 Classe de agressividade .....                                | 37        |
| 3.2.2 Cargas e solicitações na estrutura .....                     | 39        |
| 3.2.3 Módulo de elasticidade .....                                 | 40        |
| 3.2.4 Dimensionamento de vigas .....                               | 42        |
| 3.2.4.1 Posição da linha neutra .....                              | 45        |
| 3.2.4.2 Área de aço .....                                          | 46        |
| 3.2.4.3 Cálculo de área do aço .....                               | 46        |
| 3.2.4.4 Estado limite ultimo .....                                 | 47        |
| 3.2.4.5 Estribos .....                                             | 48        |
| 3.2.4.6 Espaçamento entre barras .....                             | 51        |
| 3.2.5 Dimensionamento de laje .....                                | 51        |
| 3.2.5.1 Esforço cortante e momento fletor .....                    | 52        |
| 3.2.5.2 Compatibilização de momento .....                          | 54        |
| 3.2.5.3 Cálculo de área de aço .....                               | 55        |
| 3.2.5.4 Resistência ao cisalhamento .....                          | 56        |
| 3.2.6 Dimensionamento de pilares .....                             | 57        |
| 3.2.6.1 Índice de esbeltez .....                                   | 58        |
| 3.2.6.2 Excentricidade de 1º ordem .....                           | 60        |
| 3.2.6.2.1 Excentricidade inicial .....                             | 60        |
| 3.2.6.2.2 Excentricidade acidental .....                           | 61        |
| 3.2.6.2.3 Momento mínimo .....                                     | 64        |
| 3.2.6.2.4 Excentricidade de forma .....                            | 64        |
| 3.2.6.2.5 Excentricidade suplementar .....                         | 65        |
| 3.2.6.3 Raio de curvatura e momento total .....                    | 66        |

|                                                |           |
|------------------------------------------------|-----------|
| 3.2.6.4 Área de aço .....                      | 66        |
| 3.2.6.5 Detalhamento .....                     | 66        |
| 3.2.7 Dimensionamento de escadas .....         | 67        |
| 3.2.7.1 Carregamentos .....                    | 68        |
| 3.2.7.2 Armadura da escada .....               | 72        |
| 3.2.8 Dimensionamento de fundação .....        | 73        |
| 3.2.8.1 Dimensionamento de sapatas .....       | 74        |
| 3.2.8.2 Âncoragem do pilar .....               | 75        |
| 3.2.8.3 Altura útil .....                      | 76        |
| 3.2.8.4 Diagonal comprimida .....              | 77        |
| 3.2.8.5 Método das bielas .....                | 78        |
| 3.2.8.6 Cálculo da armadura .....              | 79        |
| <b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>          | <b>81</b> |
| <b>4.1 Projeto Arquitetônico .....</b>         | <b>82</b> |
| 4.1.1 Pavimento Térreo .....                   | 82        |
| 4.1.2 Pavimento Tipo .....                     | 83        |
| 4.1.3 Cobertura .....                          | 84        |
| 4.1.4 Fachada .....                            | 85        |
| <b>4.2 Projeto Estrutural .....</b>            | <b>86</b> |
| 4.2.1 Dimensionamento de Laje .....            | 87        |
| 4.2.1.1 Estado Limite Último .....             | 87        |
| 4.2.1.2 Posição da Linha Neutra .....          | 87        |
| 4.2.1.3 Área do Aço .....                      | 88        |
| 4.2.1.4 Detalhamento .....                     | 88        |
| 4.2.1.5 Comparações com o software .....       | 89        |
| 4.2.2. Dimensionamento de Viga .....           | 89        |
| 4.2.2.1 Estado Limite Último .....             | 89        |
| 4.2.2.2 Posição da Linha Neutra .....          | 89        |
| 4.2.2.3 Área de aço e área de aço mínima ..... | 90        |
| 4.2.2.4 Resistência a tração do concreto ..... | 90        |
| 4.2.2.5 Detalhamento .....                     | 90        |
| 4.2.2.6 Armadura tracionada .....              | 91        |
| 4.2.2.7 Armadura comprimida .....              | 91        |
| 4.2.2.8 Dimensionamento de Estribos .....      | 91        |

|                                                     |           |
|-----------------------------------------------------|-----------|
| 4.2.2.9 Verificação da resistência nas bielas ..... | 91        |
| 4.2.2.10 Parcela resistida pelo concreto .....      | 92        |
| 4.2.2.11 Parcela resistida pelo aço .....           | 92        |
| 4.2.2.12 Área do aço .....                          | 92        |
| 4.2.2.13 Área da bitola do aço .....                | 92        |
| 4.2.2.14 Número de barras e espaçamento .....       | 93        |
| 4.2.2.15 Número total de barras .....               | 93        |
| 4.2.2.16 Comparação com o Software .....            | 93        |
| 4.2.3 Dimensionamento de Pilar .....                | 93        |
| 4.2.3.1 Estado Limite Último .....                  | 94        |
| 4.2.3.2 Posição da Linha Neutra .....               | 93        |
| 4.2.3.3 Área do Aço .....                           | 94        |
| 4.2.3.4 Resistência a tração do concreto .....      | 94        |
| 4.2.3.5 Detalhamento .....                          | 94        |
| 4.2.3.6 Número de barras e espaçamento .....        | 95        |
| 4.2.3.7 Número total de barras .....                | 95        |
| 4.2.3.8 Dimensionamento de Estribos .....           | 95        |
| 4.2.3.9 Verificação da resistência das bielas ..... | 95        |
| 4.2.3.10 Parcela resistida pelo concreto .....      | 96        |
| 4.2.3.11 Parcela resistida pelo aço .....           | 96        |
| 4.2.3.12 Área do Aço .....                          | 96        |
| 4.2.3.13 Área da bitola do aço .....                | 96        |
| 4.2.3.14 Número de barras e espaçamento .....       | 97        |
| 4.2.3.15 Número total de barras .....               | 97        |
| 4.2.3.16 Comparação com o software .....            | 97        |
| <b>5 CONCLUSÃO .....</b>                            | <b>98</b> |
| <b>6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>           | <b>99</b> |

## 1 INTRODUÇÃO

Atualmente, a Engenharia Civil mostra preocupação além do desenvolvimento econômico. Ela prioriza o desenvolvimento humano, em função da qualidade de vida, da saúde e do bem-estar, pautado nos preceitos de tecnologia e sustentabilidade, inclusão social e mobilidade.

Nos últimos anos, observou-se um grande crescimento na cidade de Itaperuna – RJ. Ocorreu devido a chegada de grandes centros universitários, principalmente com a oferta de cursos de medicina através de duas universidades diferentes.

Considerando o quadro de crescimento do município, observou-se que há uma demanda habitacional que leva a novas edificações. Estas se apresentam como sendo a solução mais prática para proposta de moradia. Diante disto, este trabalho foi desenvolvido a partir de um projeto realizado em um terreno situado na Zona Residencial de Media Densidade da cidade de Itaperuna.

O empreendimento foi projetado em um terreno de boa localização e boa metragem quadrada. Trata-se de um lote urbano com 974,85 m<sup>2</sup> de área, situado de frente para Avenida Deputado Carlos Pinto Filho no Bairro Presidente Costa Silva, no município de Itaperuna – RJ. (Figura 1)

Figura 1 - Terreno escolhido para o trabalho.



Fonte: Google Earth Pro.

O projeto mostrou uma análise do espaço para a construção e suas especificações, bem como os detalhes de um edifício multifamiliar de 5 (cinco) pavimentos de forma a utilizar o espaço de maneira adequada, trazendo ao local de moradia segurança e conforto a todos.

O estudo do empreendimento seguiu todas as normas da NBR que foram necessárias para que não haja nenhum tipo de irregularidade, seguindo o Código de Obras e o Plano diretor do município, sendo a região de média densidade, onde se encontra o terreno, que por sua vez, aprova edificações que possuem até treze andares.

Na construção civil é comum a elaboração do projeto estrutural, posterior ao projeto arquitetônico, principalmente em obras residenciais. A prática desse processo de uma forma inadequada, consiste, entre outros fatores, no superdimensionamento da edificação por pessoas não qualificadas causando perdas financeiras ao proprietário, tais como: excesso e desperdícios de material sem uso adequado resultando em uma edificação com aparecimento de patologias, fissuras excessivas e deficiências de execução.

A vida útil de uma obra depende das condições dos elementos da natureza, da execução adequada de materiais e dos seguimentos à ABNT NBR 15575-2:2013, pois diante de situações adversas relacionadas aos itens descritos, podem ocorrer deformações na edificação sendo ela de pequeno, médio ou grande porte. Por isso, vale resaltar que o projeto estrutural garante a segurança dos usuários e a economia na construção.

O projeto estrutural possui várias etapas e especificações, tais como: estudo do solo da edificação e levantamento topográfico. No que diz respeito a parte estrutural, este foi desenvolvido em concreto armado contendo seus principais elementos estruturais: as fundações, os pilares, as vigas, as lajes e as escadas que visam sustentar a edificação; através de grandezas e cálculos executados por planilhas e softwares.

Ao projeto arquitetônico soma-se o projeto estrutural. A proposta de uma construção é totalmente integrada, onde a solução para cada item é encontrada quando se consegue o ajustamento da solução de todos os demais grupos. (SANTOS,1977)

Entende-se desta colocação que há etapas com soluções individuais para cada item do projeto, ao qual se agregaram os requisitos do proprietário. A elaboração do

projeto visou, exatamente, a obtenção de solução balanceada entre partes de uma equipe com a finalidade de encontrar a harmonização dos resultados e eficiência de uma obra.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo Geral:**

Elaborar um projeto de edificação multifamiliar com 5 (cinco) pavimentos no município de Itaperuna – RJ. Contendo o projeto de engenharia civil e estrutural em concreto armado.

### **1.1.2 Objetivos Específicos:**

- Elaboração de caderno teórico contendo a revisão de literatura e metodologia de cálculo e processos;
- Elaborar um projeto de engenharia civil para a edificação multifamiliar com 5 pavimentos, atendendo às Normas e Legislações vigentes;
- Dimensionar e elaborar um projeto estrutural para a edificação descrita acima, obedecendo às Normas Brasileiras, em especial a ABNT NBR 6118:2014.

## **1.2 Justificativa**

De acordo com a pesquisa IBGE, o Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDHM), no ano de 2000 na cidade de Itaperuna foi de 0,624 em comparação ao ano de 2010 em que este mesmo índice aumentou para 0,730, o que indica um crescimento na demanda populacional na cidade de Itaperuna. Isto influencia diretamente na construção civil, visto que ao aumentar o desenvolvimento humano também há um aumento da longevidade das pessoas, o que provoca um aumento também no número de habitantes.

Além disso, com a chegada de universidades ao longo dos anos, a cidade vem se tornando cada vez mais um centro universitário, resultando em um aumento populacional e um crescimento no comércio.

Diante disto este trabalho se justificou, pois envolveu o projeto de um prédio residencial de 5 (cinco) pavimentos localizado próximo a comércios, lazer e universidades, o que foi de grande proveito para uma nova população que chega ao local.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Projeto de Engenharia Civil**

Na fase inicial de um empreendimento, deve ser feito o projeto de engenharia civil, pois ele permitirá o prosseguimento das demais etapas para a construção. Já com a elaboração da parte estrutural a ser empregada, o quantitativo de material determinará a economia, a qualidade e o uso adequado sem desperdício ou avarias estruturais na obra. Neste sentido, o projeto prevê e direciona como, quando e por quem as etapas devem ser realizadas, atendendo a necessidade do cliente. A norma ABNT NBR 6492:1994 diz que a representação de projetos de arquitetura, deve ser elaborados de maneira padrão, de forma facilitar o entendimento do conteúdo ali gerado.

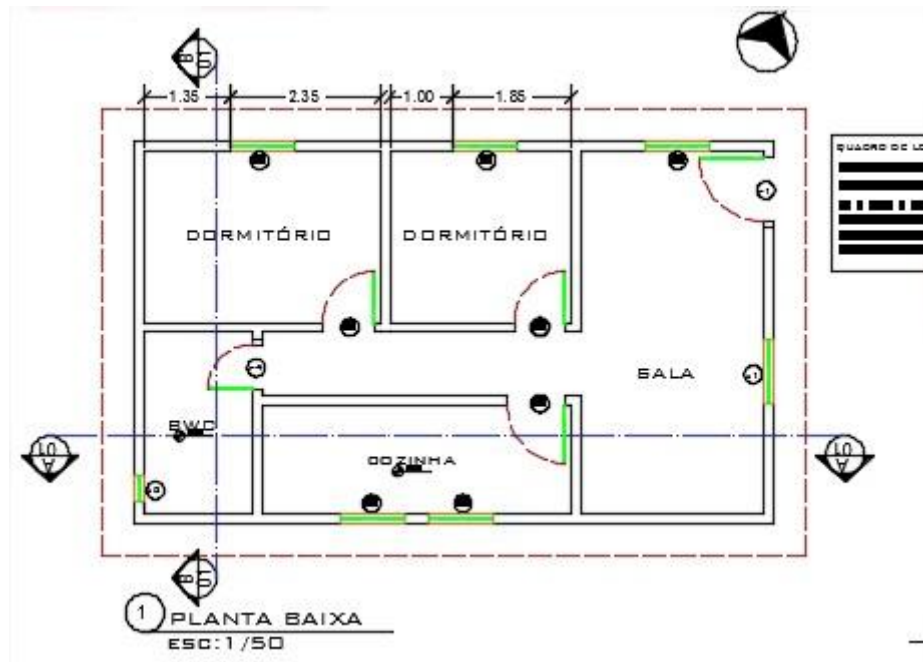
#### **2.1.1 Características Gerais do Projeto**

O projeto arquitetônico é um dos documentos obrigatórios em qualquer obra. Para o desenvolvimento desse projeto são empregados, cotas internas e externas, símbolos e textos. Portanto, o projeto de engenharia civil inclui as partes arquitetônicas da edificação, compostas por desenhos de: Planta baixa, Corte, Fachada, Planta de locação, e Planta de situação.

#### **2.1.2 Planta baixa**

A planta baixa do projeto demonstra a vista superior a uma altura aproximadamente de 1,50 m do piso, apresentando de forma clara todos os elementos (cômodos, cotas, níveis, blocos, aberturas de portas, janelas, basculantes, etc.), Conforme as orientações da ABNT NBR 6492:1994, a imagem a seguir nos mostra de forma detalhada.(Figura 2)

Figura 2 - Representação de Planta baixa.

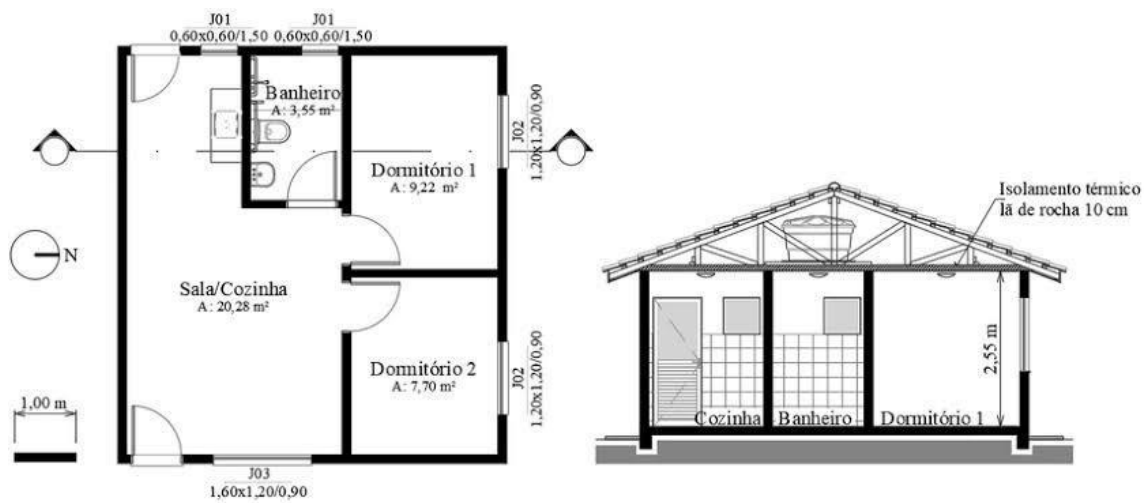


Fonte: Leiaut dicas, on-line.

### 2.1.3 Corte

Os cortes são representados no projeto e deverão ter o máximo de detalhes possíveis. Na representação gráfica do corte é apresentada a dimensão vertical de uma edificação contendo seus respectivos detalhes: distância de piso a laje (altura do pé direito), andares, as escadas, cotas de níveis, caixa d'água e outros detalhes que não são representados em planta baixa. (Figura 3)

Figura 3 - Representação do corte.

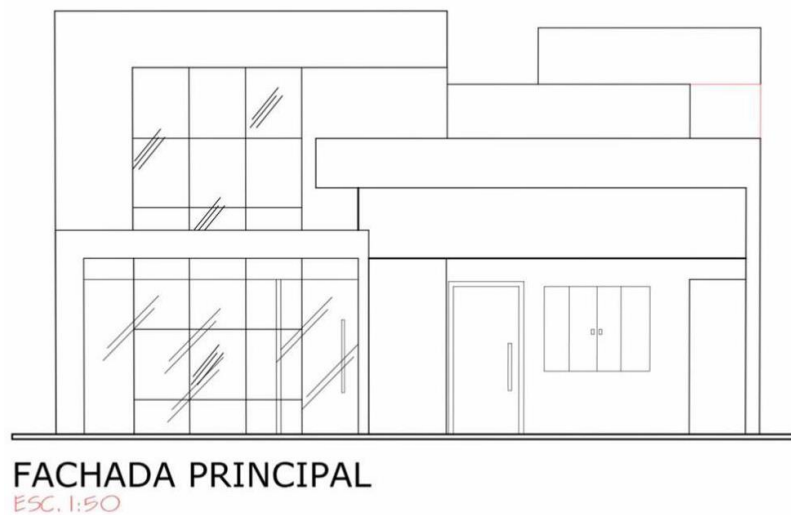


Fonte: ResearchGate, on-line.

#### 2.1.4 Fachada

A fachada é uma vista externa da edificação. Não deverá possuir medidas (cotas). A escala recomendada em projeto é de: 1:50 e 1:100.(Figura 4)

Figura 4 - Representação de uma Planta de Fachada.

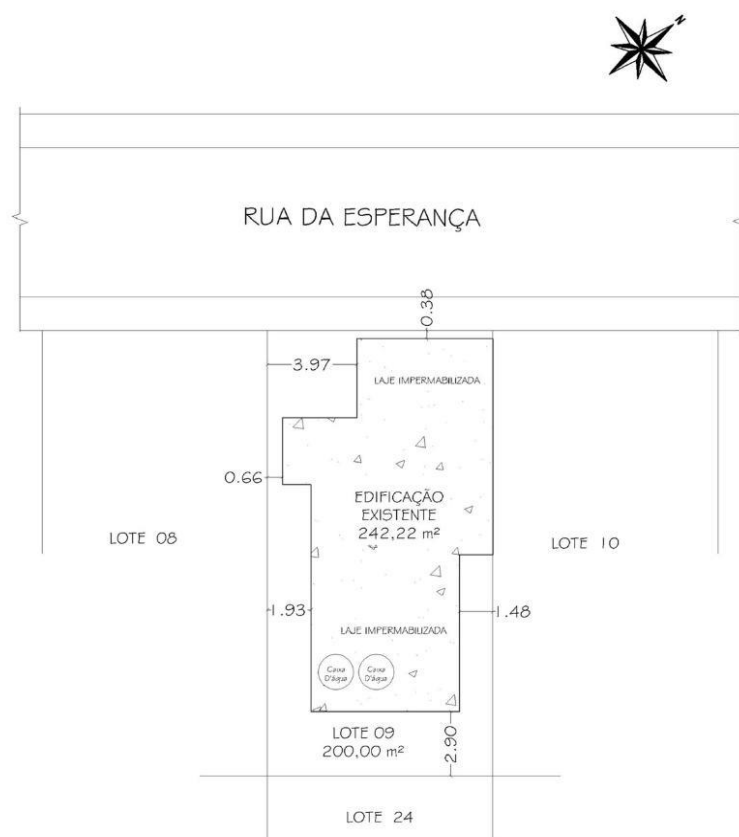


Fonte: Tangará imóveis, on-line.

### 2.1.5 Planta de Locação

A planta de Locação também conhecida como implantação, é representada por uma vista superior do local e da edificação. Nela, determina-se os limites do terreno com passeio, pista de rolamento, afastamento da divisa do terreno, posição geográfica em relação ao norte e a área total que a edificação ocupou no lote. (Figura 5)

Figura 5 - Representação da planta de locação.

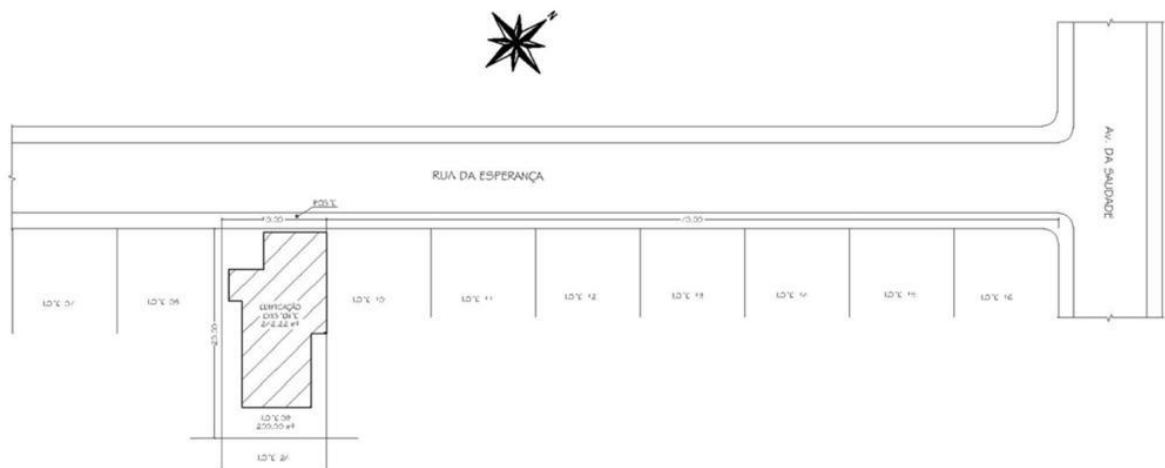


Fonte: Acervo pessoal, (2022).

### 2.1.6 Planta de situação

A planta de situação tem por finalidade mostrar a localização do terreno dentro de uma determinada área. Deverá conter indicação do norte, número do lote, metragem quadrada, distância da esquina mais próxima, localização como: bairro, quadra e cidade em relação ao referido lote.

Figura 6 - Representação da planta de situação.



diretor.

Conforme o plano diretor, um dos aspectos importantes a serem seguidos em planejamento de projeto, é o coeficiente de aproveitamento (CA), taxa de ocupação (TO) e a taxa de permeabilidade (TP). Estes são pontos imprescindíveis para desenvolvimento de um projeto.

O coeficiente de aproveitamento é um número que, multiplicado pela área do lote, indica a quantidade máxima de metros quadrados que podem ser construídos em um lote, somando as áreas de todos os pavimentos. O coeficiente de aproveitamento para a zona residencial de média densidade (ZRMD), segundo o plano diretor da cidade de Itaperuna - RJ, possuem um CA mínimo de 0,50; CA básico de 8,00 e um CA máximo de 10,00. O coeficiente de aproveitamento mínimo, básico e máximo serão aplicados conforme o número máximo de pavimentos, mínimo, básico e máximo.

Em relação ao número de pavimentos na ZRMD, segundo o plano diretor, permite um número mínimo de 1 pavimento, o básico de 10 pavimentos e máximo de 13 pavimentos. Seguindo ainda pela ZRMD, a taxa de ocupação máxima é de 80%, afastamento frontal é de 0 metros, afastamento de fundos é 0 metros também, o que permite que o projetista avance com a edificação até a divisa; já os afastamentos laterais mínimos são de 1,50 metros; a taxa de permeabilidade mínima do terreno é de 10%.

#### 2.1.8 Código de obras

O Código de Obras é definido por diversas normas e legislações que são utilizadas no âmbito da construção civil. Elas permitem à administração municipal efetuar o controle e a fiscalização de residências e comércios, garantindo a segurança e a salubridade das edificações. Utiliza-se o código de obras para aprovação de projetos iminentes a prefeitura, com o objetivo de liberação do alvará de construção para dar início a obra.

Seguindo o código de obras, a Lei 081/91, diz que os compartimentos de permanência prolongada, representam os cômodos destinados às funções de estar, dormir, trabalhar, estudar, copas, cozinhas e outros que a critério da prefeitura exijam iluminação e ventilação diretas. Já os compartimentos de permanência transitória

representam os demais cômodos como: banheiros, vestiários, despensas e depósitos. Os compartimentos segundo sua classificação deverão obedecer às condições mínimas quanto às áreas, larguras, alturas e vãos de iluminação e ventilação.

A área de permanência prolongada são ambientes de ocupação contínua por um ou mais indivíduos. De acordo com as classificações no código de obras, a área mínima de permanência prolongada a ser seguida é de 7,00 m<sup>2</sup>, a largura mínima de um cômodo nesta região é de 2,50 m a altura é de no mínimo 2,80 m. A área de ventilação e iluminação a ser projetada é calculada a partir da divisão entre a área do cômodo por 6, o resultado desta divisão será o mínimo de abertura permitido pela lei.

Áreas de permanência transitória são ambientes de passagem ou de uso por curto período de tempo. Segundo as classificações a área mínima em área de permanência deve ser de 2,50 m<sup>2</sup>, largura mínima do cômodo é de 1,20 m, altura mínima é de 2,60 m. A área de ventilação e iluminação a ser projetada segue basicamente os mesmos parâmetros da área de permanência prolongada, porém desta vez o projetista irá dividir a área do cômodo por 8, obtendo o mínimo de abertura permitido segundo a prefeitura.

## **2.2 Projeto estrutural em concreto armado**

Após idealizado o projeto arquitetônico, será feito o projeto estrutural. Este projeto consiste na idealização das estruturas do empreendimento com o objetivo de manter sempre a integridade do mesmo. A estrutura mais utilizada nas obras é a estrutura em concreto armado. Ela é basicamente formada pela junção do concreto com o aço de uma forma que um auxilia o outro, formando uma estrutura bem consistente.

### **2.2.1 Propriedades gerais do concreto armado**

O concreto é um elemento formado a partir da mistura entre cimento, areia, pedra e água que, após endurecer, vira um material com boa resistência a compressão, porém apesar disto, não possui uma boa resistência à tração. Desta forma, para que a estrutura da obra não se comprometa a esforços de tração, o aço entra como um elemento complementar ao concreto e esta união resulta no concreto armado.

Segundo Machado (2019), o concreto e o aço dispõem de fatores de dilatação muito próximos, gerando um composto perfeito resistente à compressão e à tração.

### 2.2.2 Sobrecargas e solicitações do projeto

Segundo a ABNT NBR 6120:1980, as cargas podem ser classificadas em duas categorias, carga permanente e carga accidental.

A carga permanente é obtida a partir do peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. (Ex: Paredes, lajes, vigas). Já a carga accidental é aquela que atua sobre a estrutura das edificações em função de seu uso. (Ex: Pessoas, móveis, materiais diversos, veículos.)

### 2.2.3 Estádios do Concreto

O concreto, quando submetido à uma certa carga, está sujeito a deformações. Estas deformações podem ser divididas em 3 fases, onde o concreto vai estar sujeito a mudanças.

- Estádio 1: Neste estágio, a carga aplicada sobre o concreto solicita um esforço de tração menor que a resistência a tração do próprio concreto, não sendo necessário o uso de armaduras. Desta forma, somente a resistência do concreto já consegue manter a estrutura de pé.
- Estádio 2: Nesta fase a carga aplicada gera fissuras sobre a região tracionada do concreto, fazendo com que seja necessário fazer o uso de armaduras, pois somente a resistência do concreto não conseguirá resistir aos esforços.
- Estádio 3: No estágio 3 a carga aplicada beira o limite de resistência, o que gera fissuras tanto na parte tracionada quanto na parte onde há cisalhamento. Nesta etapa há a necessidade de utilizar armadura dupla na região tracionada e armaduras transversais (Estribos) para que possa resistir as forças de cisalhamento.

#### 2.2.4 Estados limites

A ABNT NBR 6118:1980 (item 2.1) aponta que uma estrutura ou parte dela alcança um estado limite quando, de modo efetivo ou convencional, se torna inutilizável ou quando deixa de atender às condições previstas para sua utilização. (Camacho, 2005).

A estrutura pode atingir um estado limite de forma estrutural e funcional, desta forma temos 2 tipos de estados limites:

- Estado limite último: Segundo a ABNT NBR 6118:1980 (item 3.2) são aqueles que podem ser relacionados a ruína estrutural, que podem determinar a paralisação do uso da estrutura.
- Estado limite de serviço: São relacionados à durabilidade da estrutura, aparência, conforto do usuário e boa utilização da mesma, seja ela em relação aos usuários, em relação às máquinas e aos equipamentos.

#### 2.2.5 Elementos Estruturais

Os elementos estruturais de uma edificação são aqueles que são responsáveis por manter a integridade física da mesma, por este motivo é um dos elementos mais importantes de uma construção, eles podem ser classificados de acordo com a sua geometria, são eles:

- Elementos Lineares: Nestes elementos, o comprimento longitudinal é maior em pelo menos três vezes a maior dimensão da secção transversal, as chamadas barras. Como exemplo deste tipo pode ser citado vigas e pilares.
- Elementos Bidimensionais: São aqueles onde a espessura é considerada pequena, se for comparada às outras duas dimensões (largura e comprimento), como exemplo deste modelo pode ser citado as lajes.
- Elementos Tridimensionais: Nesta estrutura, as três dimensões possuem a mesma ordem de grandeza, por exemplo, blocos e sapatas de fundação.

#### 2.2.5.1 Vigas

As vigas podem ser classificadas como elementos lineares, onde ocorre flexão em grande quantidade. Geralmente, nas aplicações as vigas são retas e horizontais, porém dependendo do objetivo da obra em função da estética, por exemplo, elas podem ser curvas ao longo do seu eixo longitudinal.

O objetivo das vigas é de vencer vãos e transferir as cargas para os apoios, comumente pilares. (BASTOS, 2019)

Os carregamentos que passam pelas vigas são provenientes de lajes, outras vigas, paredes, pilares etc. Geralmente perpendiculares ao eixo longitudinal.

Juntamente com os pilares, eles podem ser considerados estruturas de contravento, onde são responsáveis pela estabilidade global dos edifícios em função de ações das cargas verticais e horizontais.

É também de grande importância para a segurança de uma edificação, a realização de uma análise bem detalhada. Uma destas verificações está prevista na ABNT NBR 6118:2014, como a posição da linha neutra em vigas.

A linha neutra pode ser entendida como um plano que separa dois trechos, um comprimido e um tracionado, num mesmo componente quando submetido à flexão. (MOURA, 2019)

#### 2.2.5.2 Lajes

As lajes são elementos estruturais do tipo bidimensionais, cuja principal função é servir de piso ou cobertura nas construções, ela se destina principalmente a receber as cargas verticais aplicadas provenientes de sua utilização arquitetônica, como pessoas, móveis, pisos, paredes, entre outros.

#### 2.2.5.3 Pilares

Os pilares são “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical em que as forças normais de compressão são preponderantes” (NBR 6118, item 14.4.1.2). As cargas que são provenientes geralmente de vigas e lajes são transmitidas as fundações através dos pilares.

Estes elementos são os mais importantes na estrutura da edificação, pois são

os principais responsáveis pela estabilidade global dos edifícios contra cargas verticais, e compõe também o sistema de contraventamento juntamente com as vigas e lajes.

#### 2.2.5.4 Fundação

A fundação é considerada a base de uma edificação. Durante o projeto estrutural o engenheiro responsável pela obra irá escolher o tipo de fundação adequada para a obra, ela pode ser rasa ou profunda.

As fundações rasas são aquelas em que a carga é transmitida ao terreno através das pressões distribuídas sob a base da fundação. Neste tipo, a profundidade de assentamento em relação ao terreno é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Como exemplo de fundações rasas podem ser citados: sapatas, blocos, radier, sapatas associadas, vigas de fundação e as sapatas corridas.

Já as fundações profundas são aquelas que transmitem a carga oriunda da superestrutura ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou através de uma combinação das duas. Além disto, nas fundações profundas, a profundidade de assentamento deve ser maior que o dobro da menor dimensão em planta do elemento de fundação. Como exemplo deste tipo se apresentam as estacas, os tubulões e caixões.

Destes tipos de fundações, os mais utilizados para construir residências unifamiliares ou multifamiliares são as sapatas (para fundações rasas) ou blocos de fundação (para fundações profundas).

Segundo BASTOS (2019), as sapatas recebem as ações dos pilares e transmitem estas cargas diretamente ao solo.

Os blocos de fundação diferente das sapatas podem utilizar estacas e tubulões para receber as ações dos pilares, eles são utilizados para locais onde é preciso ir mais afundo no solo, como por exemplo em áreas de regiões muito alagadas onde o solo é muito úmido, é preciso bater estacas para atingir alta profundidade do solo.

### 2.2.6 Desenho de projeto estrutural

O projeto estrutural de uma construção é a fase de análise da planta baixa da mesma, onde através do desenho irá determinar o lançamento dos elementos estruturais, fazer o cálculo de dimensionamento de ferragens e realizar o detalhamento de toda a estrutura.

Projetar a estrutura de uma edificação equivale na concepção de um sistema cujos elementos que apresentam finalidade resistente, se combinam de forma ordenada para cumprir determinada função que deve ser garantida durante sua vida útil prevista. A função pode ser: vencer um vão, como nas pontes; determinar um espaço, como nos diferentes tipos de edificações; ou conter um empuxo, como nos tanques, silos e paredes de contenção. (CLÍMACO, 2016)

Após este processo, o projeto vai para obra onde irá ser executada pela mão de obra responsável pela construção e o engenheiro fará um acompanhamento de toda parte estrutural já projetada por ele.

### **3. METODOLOGIA**

Conforme abordado nos capítulos anteriores, no presente trabalho será desenvolvida a ideia de um Projeto de Engenharia Civil e um Projeto Estrutural em concreto armado, com o intuito de realizar a construção de um edifício multifamiliar de 5 pavimentos.

#### **3.1 Projeto de engenharia civil**

O primeiro passo para a realização do trabalho será a elaboração do Projeto de Engenharia Civil. Este projeto será implementado através do software Revit 2021(Licença gratuita para estudante). Nele estará contido toda a parte arquitetônica da obra, ou seja, serão desenvolvidas as questões referentes a cômodos e suas respectivas áreas quadradas. De modo geral serão organizados neste projeto cada parte da planta baixa. Serão também colocados os locais onde estarão as portas e as janelas juntamente com suas medidas, obedecendo sempre a legislação do Código de Obras em relação a abertura mínima correspondente em cada cômodo. No projeto a ser elaborado compreenderá de 3 plantas baixas, sendo elas: planta de Pavimento Térreo, Pavimento Tipo e Planta de Telhado.

Neste passo também estarão os cortes que terá como objetivo observar uma visão lateral geral da edificação, onde será observado partes importantes para a construção como, a altura do peitoril das janelas, altura do pé direito, altura do muro, altura da platibanda, altura da caixa d'água, etc. Também irá ser feita neste processo, uma planta da fachada da edificação, onde nela irá constar como será a frente do empreendimento.

Para finalizar esta etapa estará sendo realizada a Planta de Situação e a de Localização. A planta de localização tem por objetivo bem simples, mostrar a localização do empreendimento. Já a Planta de Situação mostra a área do terreno, a inscrição municipal, os confrontantes do lote e o norte magnético. Nela também estará hachurado toda a área do lote sobre o terreno.

As escalas que serão utilizadas no projeto serão as seguintes:

- Planta Baixas: Pavimento Térreo (1:75); Pavimento Tipo (1:75); Telhado (1:100).
- Cortes e Fachadas: 1:50.

- Planta de Situação: 1:250.
- Planta de Locação: 1:1000.

### 3.1.1 Coeficientes urbanísticos

A taxa de ocupação (TO) é a porcentagem do terreno em que a projeção da edificação ocupa. É calculada de acordo com a equação abaixo:

$$TO = \frac{\text{área da projeção}}{\text{área do terreno}} \times (\%) \quad (1)$$

Sendo:

TO = referente a taxa de ocupação do terreno;

Área de projeção = área em que a edificação ocupa no terreno;

Área do terreno = metragem quadrada total do lote.

(%) = porcentagem.

O coeficiente de aproveitamento (CA) é um número que, multiplicado pela área do lote, indica a quantidade máxima de metros quadrados que podem ser construídos em um lote, somando-se as áreas de todos os pavimentos. Conforme a fórmula a seguir:

$$CA = \frac{\text{área total construída}}{\text{área do terreno}} \quad (2)$$

Sendo:

CA = coeficiente de aproveitamento;

Área total construída = metragem total da edificação;

Área do terreno = metragem quadrada total do terreno.

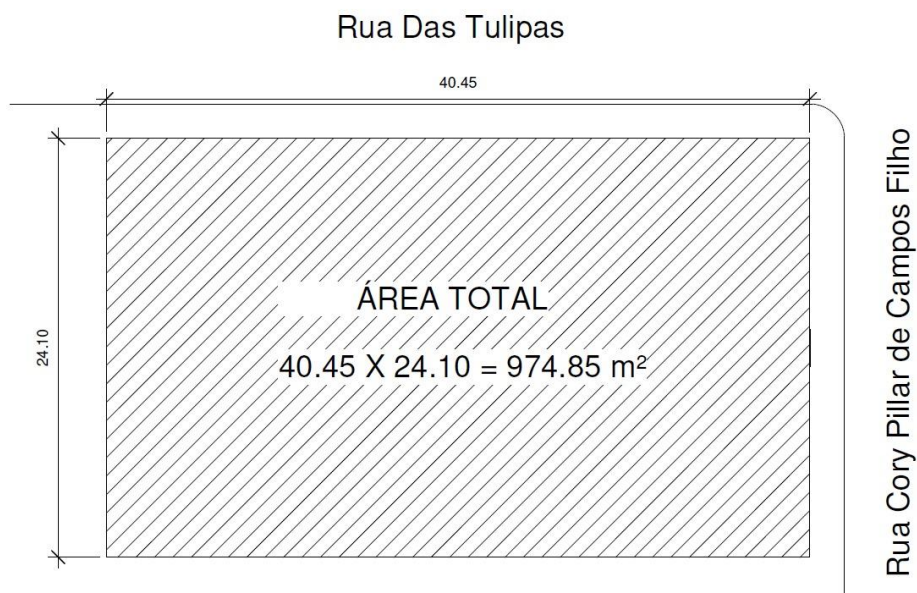
A taxa de permeabilidade (TP) corresponde a uma porcentagem de áreas do lote que deva obrigatoriamente constar uma área livre sem edificações, permitindo que a água da chuva penetre no solo, diminuindo assim a probabilidade de enchentes.

### 3.1.2 Características do terreno

Trata-se de um lote urbano situado na Avenida Deputado Carlos Pinto Filho no Bairro Presidente Costa Silva, no município de Itaperuna-RJ, constante do lote de formato retangular, de topografia plana, medindo 974,85 m<sup>2</sup>, com testada de 24,10 m,

e a mesma medida dos fundos, 40,45 m metros nas dimensões laterais. Terreno de esquina, localizado próximo a faculdade Uniredentor e próximo a prefeitura.

Figura 7 - Croqui do terreno.



Fonte: Acervo pessoal, (2022).

### 3.1.3 Programa de necessidade

O programa de necessidade é um levantamento de informações e exigências passadas através do cliente para o profissional. Trata-se de um documento contendo os requisitos para a criação do projeto da edificação, levando em conta a quantidade de cômodos, metragem, e outros pré-requisitos. Seguindo os critérios da ABNT NBR.

Quadro 1 - Programa de necessidades.

| SETOR SOCIAL    | ÁREA M <sup>2</sup> | ILUMINAÇÃO ARTIFICIAL |
|-----------------|---------------------|-----------------------|
| VARANDA         | 15                  | não                   |
| SALA DE ESTAR   | 40                  | sim                   |
| SALA DE JOGOS   | 15                  | sim                   |
| BANHEIRO SOCIAL | 4                   | sim                   |
| ÁREA GOURMET    | 20                  | sim                   |

Fonte: CRUZ (2021).

### 3.1.4 Escada enclausurada a prova de incêndio

A edificação a ser projetada será composta de escadas do tipo enclausuradas com saídas de emergências, em razão de algum incêndio, permitindo ali a passagem de bombeiros ou até mesmo de pessoas. Estas escadas visam também a locomoção de pessoas devido a algum motivo de paralisação nos elevadores. Deverão ter paredes com material resistente ao fogo por duas horas e portas corta-fogo. Os degraus devem ser feitos de concreto ou qualquer material que tenha algum tipo de bloqueio com relação ao incêndio. Ainda sobre este conceito de emergência, a ABNT NBR 2077:2001, prevê a necessidade das antecâmaras onde deverá ter, segundo o corpo de bombeiros da cidade de Itaperuna – RJ, a presença de dois dutos de ventilação, também chamado de Duto de Extração de Fumaça (DEF). Estes dutos iniciam-se na base do edifício e terminam em um ponto que possibilite a captação de ar livre de fumaça.

### 3.1.5 Acessibilidade

A Acessibilidade está firmada na atual Constituição Brasileira, publicada em 1988. Nela está garantido os direitos sociais e individuais das pessoas do Brasil. Inclusive os das pessoas com deficiência. Foi a partir dela que surgiram várias leis e normas mais específicas visando garantir a acessibilidade e inclusão.

Em 2000, foi lançada a Lei N 10.098, a primeira totalmente voltada a acessibilidade. Em 2004, saiu o Decreto N 5296, que reforçou a Lei N 10.098. Foi graças a esse Decreto que a ABNT lançou vários padrões de acessibilidade, reunidos no manual da ABNT NBR 9050:2020.

Sendo assim, projetar e estruturar espaços que proporcionem autonomia a todos é um dos deveres da engenharia civil. Existem vários aspectos específicos dos projetos de engenharia que são regidos por normas técnicas, mas uma norma que deve ser estudada por todos os profissionais da construção civil, é a norma de acessibilidade a ABNT NBR 9050 (2020), com título Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos. Por essa razão, ao desenvolver um projeto deve ser consultada as normas de acessibilidade para adaptação adequada levando em consideração os requisitos mínimos para atender as necessidades de todos. Para promover uma adaptação adequada levando em consideração a

mobilidade de cadeirantes é necessário que algumas medidas sejam tomadas.

### 3.1.5.1 Rampa

Ao projetar uma rampa deve-se atentar a inclinação da mesma, a equação usada é:

$$i = \frac{h \times 100}{c} \quad (3)$$

Onde:

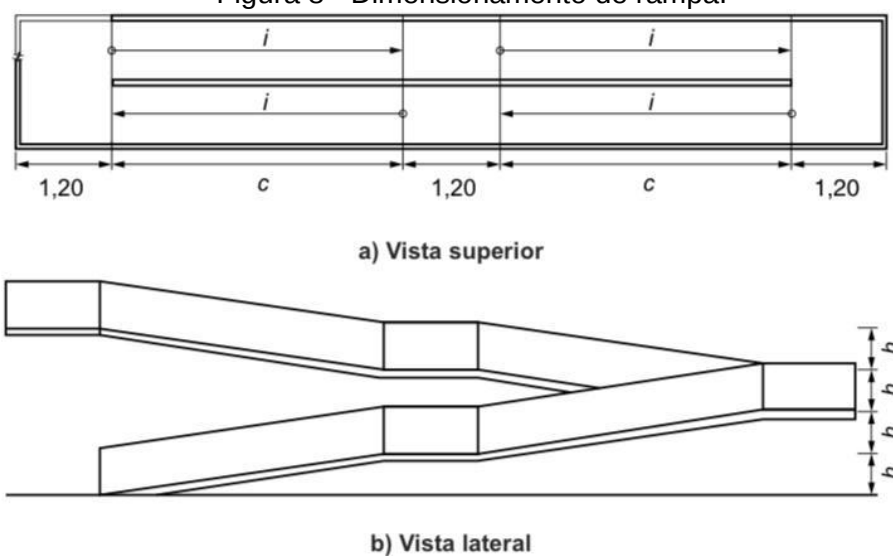
i, é a inclinação em porcentagem (%);

h, altura do desnível;

c, comprimento da rampa.

A figura 8 apresenta a vista superior e vista lateral de uma rampa.

Figura 8 - Dimensionamento de rampa.



Fonte: ABNT NBR 9050 (2020).

O quadro 2 limita inclinação da rampa, através da altura que deverá ser atingida.

Quadro 2 - Dimensionamento de rampa.

| Inclinação admissível em cada segmento de rampa<br>$i$ (%) | Desníveis máximos de cada segmento de rampa<br>$h$ (m) | Número máximo de segmentos de rampa |
|------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-------------------------------------|
| 5,00 (1:20)                                                | 1,50                                                   | Sem limite                          |
| $5,00 (1:20) < i \leq 0,25$<br>(1:16)                      | 1,00                                                   | Sem limite                          |
| $6,25 (1:16) < i \leq 8,33$<br>(1:12)                      | 0,80                                                   | 15                                  |

Fonte: ABNT NBR 9050 (2020).

Segundo ABNT NBR 9050 (2020) para que se tenha uma rampa suave e confortável, deverá ser aplicada área de descanso nos patamares a cada 50 metros, utilizando inclinações de 6,25% e 8,33%.

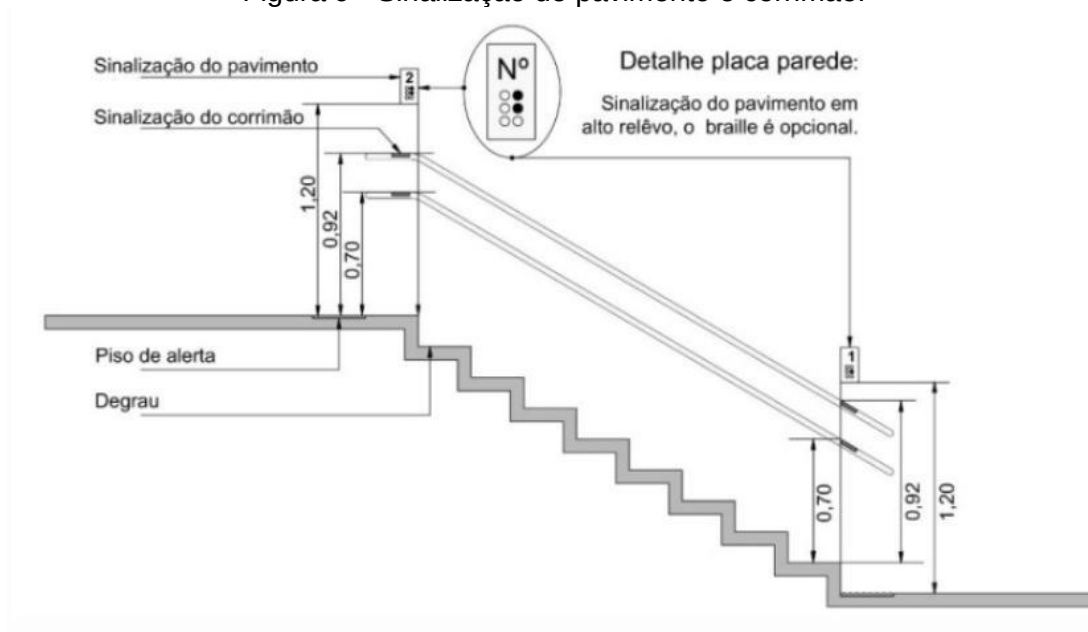
Para dimensionar a largura de uma rampa deve-se estabelecer uma largura mínima admitida. Junto a isto, é recomendável para as rampas em rotas acessíveis uma largura de 1,50 m, sendo o mínimo admissível de 1,20 m.

Diante disto, deve ser analisado ainda, o fluxo de pessoas de acordo com a ABNT NBR 9050 (2020).

### 3.1.5.2 Corrimão

As normas para a instalação do corrimão foi reeditado e republicado em 2020. Deve ser aplicado medidas de segurança através de guarda-corpo e corrimão, escadas e rampas, quando não houver nenhuma parede a nível lateral ocasionando risco de queda ao transeunte. Segundo ABNT NBR 9050 (2020) devem ser instalados em ambos os lados, em duas alturas, no caso de escadas: 0,92 m, medida da face superior até a quina do degrau, e 0,70 m, da face inferior até a quina do degrau, devendo se prolongar por pelo menos 30 cm nas extremidades, as quais devem ter acabamento recurvado. De acordo com ABNT NBR 9050:2020 os corrimãos de escadas fixas e rampas devem ter sinalização tátil (caracteres em relevo e em Braille) para pessoas com deficiência visual, identificando o pavimento. Essa sinalização irá ser obedecida segundo a Figura 9.

Figura 9 - Sinalização de pavimento e corrimão.



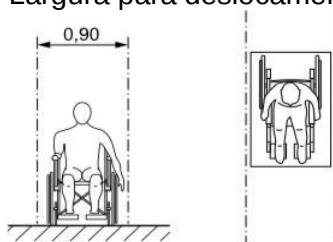
Fonte: ABNT NBR 9050 (2020).

### 3.1.5.3 Área de circulação

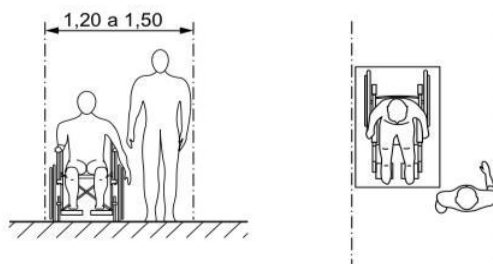
A área de circulação é destinada ao uso de todas as pessoas em especial pessoas com mobilidade reduzida. Trata-se de uma área livre de obstáculo que ao projetar uma edificação, deve seguir as orientações da norma de acessibilidade que traz consigo dimensões adequadas para pessoas com mobilidade reduzida.

De acordo com a figura 10 a seguir mostra dimensões referenciais para deslocamento em linha reta de pessoas em cadeiras de rodas. Essas larguras são definidas em: 0,90 metros para um cadeirante, de 1,20 a 1,50 metros para a circulação de um cadeirante e um indivíduo e de 1,50 a 1,80 metros para transição de dois cadeirantes.

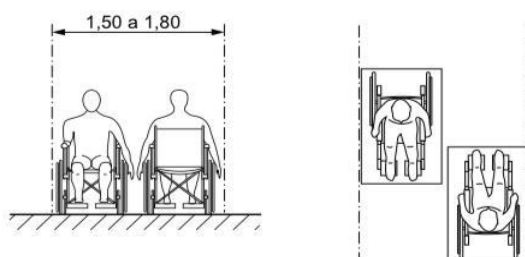
Figura 10 - Largura para deslocamento em linha reta.



a) Uma pessoa em cadeira de rodas – Vistas frontal e superior



b) Um pedestre e uma pessoa em cadeira de rodas – Vistas frontal e superior



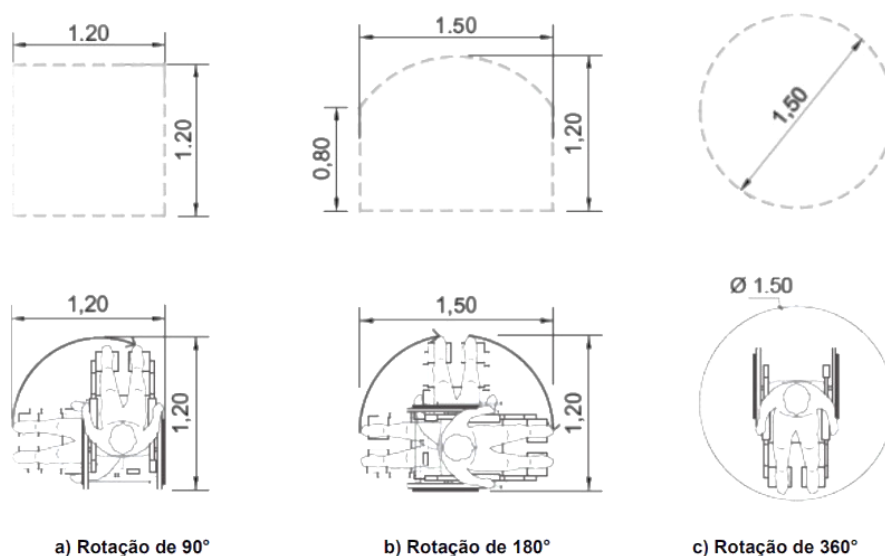
Fonte: ABNT NBR 9050 (2020).

#### 3.1.5.4 Área para manobra de cadeiras de rodas sem deslocamento

Segundo a ABNT NBR 9050 (2020) a área de rotação é definida obedecendo os seguintes parâmetros (figura 11).

- 1,20 m × 1,20 m para manobra de 90°;
- 1,50 m × 1,20 m para manobra de 180°;
- 1,50 m de diâmetro para manobras de 360°.

Figura 11 - Área ideal para manobras com deslocamentos.

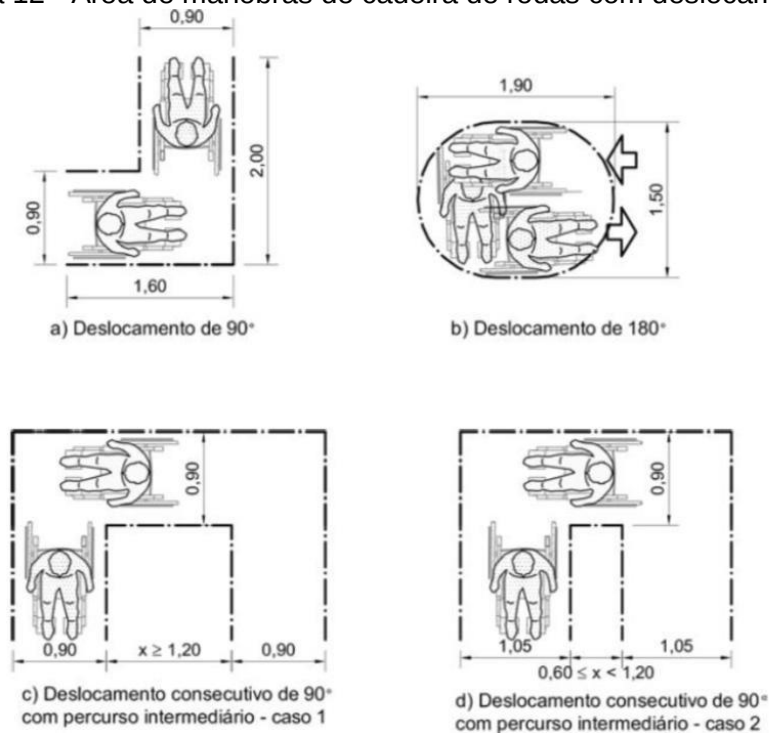


Fonte: ABNT NBR 9050 (2020).

### 3.1.5.5 Espaço de manobras para cadeirantes com deslocamento

Para manobras com deslocamento a ABNT NBR 9050 (2020) define conforme a Figura 12 as seguintes dimensões:

Figura 12 - Área de manobras de cadeira de rodas com deslocamento.



Fonte: ABNT NBR 9050 (2020).

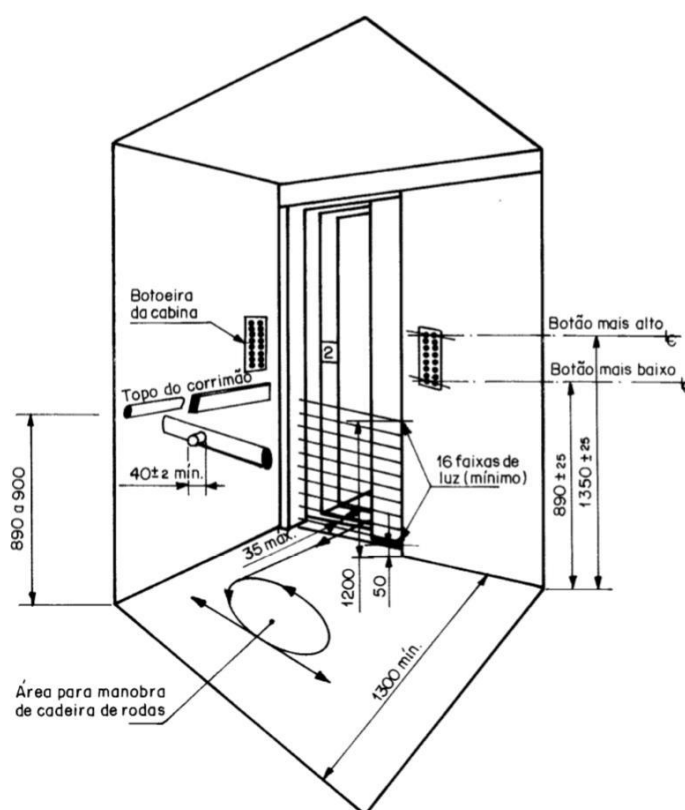
### 3.1.5.6 Elevadores

De acordo com o código de obras da cidade de Itaperuna (2007) é exigido plataforma elevatória a partir de quatro pavimentos ou que possuem altura superior a 11,5 metros.

O elevador de acesso adaptado a pessoas com mobilidade reduzida, permite que um deficiente físico, possa se deslocar de maneira simples e autônoma e que tenha mais independência. Tal fator gera uma boa qualidade de vida para estes indivíduos.

Segundo a ABNT NBR 9050 (2020), é necessário sinalização tátil e visual, instruções de uso fixado próximo à botoeira, indicação da posição para embarque e desembarque. É fundamental conter a numeração em relevo e em braile de cada andar nos painéis de chamada dos elevadores em cada andar da edificação, e devem ser acessíveis para pessoas que utilizam cadeira de rodas.

Figura 13 - Composição da cabina.



Fonte: ABNT NBR 13994:2000.

### 3.1.5.7 Vaga de garagem

Segundo o código de obras do município de Itaperuna-RJ, edificações multifamiliar medindo 180 m<sup>2</sup> (cento e oitenta metros quadrados) deve-se ser adotado pelo menos 1 (uma) vaga de garagem.

Desta forma deve possuir reserva de vagas especiais para deficientes físicos, que de acordo com a ABNT NBR 9050:2020, acessibilidade, as vagas reservadas para veículos que conduzam ou sejam conduzidos por pessoas idosas ou com deficiência devem ser sinalizadas.

O IBDD (2008) define o Símbolo Internacional de Acesso, de acordo com a Figura 14, onde identifica os espaços, as edificações, o mobiliário e equipamentos urbanos acessíveis aos cadeirantes e devem ser colocados em local visível a todos como, por exemplo, em vagas de estacionamento, locais acessíveis de embarque e desembarque e em áreas destinadas a cadeirantes.

Figura 14 - Símbolo Internacional de acesso.



Fonte: IBDD (2008).

### 3.4 Estrutura de concreto armado

A estrutura de concreto armado, é por definição uma mistura entre concreto e aço e isto gera uma boa resistência tanto para esforços de tração (aço), quanto para esforços de compressão (concreto). Estas estruturas são responsáveis por dar a sustentação ao empreendimento por uma forma de transferência de cargas de construção para as fundações, se mantendo de pé.

Nas residências, a estrutura de concreto mais utilizada é a de Pilar-Viga-Laje, ele funciona da seguinte maneira: o peso do telhado, caixa d'água e laje são uniformemente distribuídos para as vigas, que por sua vez distribuem as cargas para os pilares que transferem as mesmas diretamente para a fundação. Desta forma, as paredes ficam livres de ações destas cargas, o que faz com que elas possam ser utilizadas para passagens de tubulações ou então que possam ser quebradas para alguma reforma futura ou algo do tipo.

Apesar desta alvenaria não receber cargas provenientes de estruturas, é importante ressaltar que as paredes recebem cargas de aberturas para portas e janelas. Para isso é utilizado uma estrutura chamada de verga e contraverga que vão evitar o aparecimento de fissuras na alvenaria.

Em relação ao concreto que será utilizado na estrutura de concreto armado, a resistência do mesmo estará relacionado diretamente com a proporção água e cimento, que será medida a partir do fck. Quanto maior a proporção de cimento, maior será a resistência e o fck, desta forma, para cada parte da construção será utilizado uma proporção diferente.

Para as fundações deve ser utilizado um concreto com uma resistência fck de aproximadamente 25 Mpa, já nas lajes ele deve ter o fck acima de 30 Mpa e para o “concreto magro”, que é utilizado em pisos, contrapisos e calçadas, a resistência deve ser de apenas 10 Mpa.

#### 3.2.1 Classe de agressividade

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, as estruturas devem ser projetadas para além de resistir aos esforços causados por ações de cargas, apresentarem uma boa durabilidade. Desta forma, deve ser considerado na estrutura a capacidade de resistir as influências ambientais previstas e definidas pelo autor do projeto estrutural.

Para isto, o projetista deve sempre considerar o ambiente em que a obra vai estar inserida. A determinação da Classe de Agressividade Ambiental é o primeiro passo para se garantir uma boa vida útil do empreendimento.

A ABNT NBR 6118:2014 diz que a agressividade ambiental decorre das ações físicas e químicas atuantes sobre a estrutura de concreto. Para o projetista, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o quadro 3:

Quadro 3 – Classe de Agressividade Ambiental.

| Classe de agressividade ambiental                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | Agressividade | Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto | Risco de deterioração da estrutura |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|----------------------------------------------------------------|------------------------------------|
| I                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | Fraca         | Rural                                                          | Insignificante                     |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |               | Submersa                                                       |                                    |
| II                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | Moderada      | Urbana <sup>a,b</sup>                                          | Pequeno                            |
| III                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | Forte         | Marinha <sup>a</sup>                                           | Grande                             |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |               | Industrial <sup>a b</sup>                                      |                                    |
| IV                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | Muito forte   | Industrial <sup>a c</sup>                                      | Elevado                            |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |               | Respingos de maré                                              |                                    |
| <p>Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).</p> <p>Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.</p> <p>Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.</p> |               |                                                                |                                    |

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Tabela 6.1).

Para resistir a estas agressividades, a escolha do concreto de acordo com a sua qualidade e espessura é essencial para uma boa durabilidade da obra. Por exemplo, quanto maior a quantidade de água no concreto, maior sua porosidade e com a porosidade elevada, mais rápido será o ataque de agente nocivos no concreto. Por isso deve-se utilizar um maior fck, uma vez que quando se tem mais cimento (na relação água-cimento), o concreto tende a ser menos poroso, desta forma protegendo as amaduras. O quadro 4 relaciona os valores máximos de relação água-cimento e mínimos de fck a serem utilizados de acordo com a classe de agressividade ambiental do local.

Quadro 4 - Relação entre a Classe de Agressividade e a qualidade do concreto.

| Concreto <sup>a</sup>                                                                                                                                                                                                                                                                                              | Tipo <sup>b, c</sup> | Classe de agressividade (tabela1) |        |        |        |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|-----------------------------------|--------|--------|--------|
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |                      | I                                 | II     | III    | IV     |
| Relação a/c em massa                                                                                                                                                                                                                                                                                               | CA                   | ≤ 0,60                            | ≤ 0,60 | ≤ 0,55 | ≤ 0,45 |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | CP                   | ≤ 0,60                            | ≤ 0,55 | ≤ 0,50 | ≤ 0,45 |
| Classe de concreto (ABNT NBR 8953)                                                                                                                                                                                                                                                                                 | CA                   | ≥ C20                             | ≥ C25  | ≥ C30  | ≥ C40  |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | CP                   | ≥ C25                             | ≥ C30  | ≥ C35  | ≥ C40  |
| <sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.<br><sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.<br><sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido. |                      |                                   |        |        |        |

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Tabela 7.1).

### 3.2.2 Cargas e solicitações na estrutura

Cada região da planta baixa terá um valor mínimo de carga vertical para ser considerado durante o projeto estrutural. Estas cargas são apresentados no quadro 5 baseando-se na ABNT NBR 6120:2018.

Quadro 5 - Valores mínimos de cargas verticais de cada região.

| Valores mínimos de carga verticais das regiões a ser utilizadas |                                                                                    | kN/m <sup>2</sup> |
|-----------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|
| Corredor                                                        | Com acesso ao público                                                              | 3                 |
|                                                                 | Sem acesso ao público                                                              | 1,5               |
| Edifícios Residenciais                                          | Dormitório, Sala, Copa, Cozinha e Banheiro                                         | 1,5               |
|                                                                 | Despensa, Área de serviço, Lavanderia                                              | 2                 |
| Escadas                                                         | Com acesso ao público                                                              | 3                 |
| Garagem e Estacionamentos                                       | Para veículos de passageiros ou semelhantes com cargas máximas de 25kN por veículo | 3                 |
| Cobertura                                                       | Com acesso apenas para manutenção ou inspeção                                      | 1                 |

Fonte : ABNT NBR 6120: 2018.

### 3.2.3 Módulo de Elasticidade

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade é obtido segundo o método de ensaio estabelecido pela ABNT NBR 8522:2021, nesta norma é considerado o módulo de deformação tangente inicial, que é obtido aos 28 dias de idade do concreto.

A ABNT NBR 8522:2021, diz que o ensaio de determinação do módulo de elasticidade deve ser realizado por duas metodologias de ensaio. A primeira metodologia, proposta pela norma, abrange a aplicação de uma tensão fixa ( $\sigma_a = 0,5$  MPa) e 30% da resistência a compressão do concreto ( $f_c$ ) para se determinar o módulo de elasticidade tangente inicial. Já a segunda metodologia proposta visa a obtenção do módulo de elasticidade secante, que é definido como, o coeficiente angular da reta secante à curva tensão-deformação passando por dois pontos do gráfico. Onde o primeiro, corresponde a uma tensão de 0,5 MPa e o segundo corresponde ao nível de tensão desejado. A norma estabelece ainda, algumas especificações em relação ao corpo-de-prova a ser utilizado para o ensaio.

Porém quando estes ensaios não forem realizados, o valor do módulo de elasticidade inicial pode ser estimado a partir de equações como as equações 4 e 5 mostradas abaixo:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;} \quad (4)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa.} \quad (5)$$

Sendo:

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

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

$\alpha_E = 0,9$  para calcário;

$\alpha_E = 0,7$  para arenito;

onde:

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em Megapascal (MPa).

A Equação 6 irá definir o módulo de deformação secante.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (6)$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 80 \quad (7)$$

Nos projetos estruturais, é de extrema importância o projetista considerar o módulo de elasticidade nos cálculos de modo que garanta a segurança global da estrutura. Devido a este fato a ABNT NBR 6118:2014 apresenta uma tabela com valores estimados arredondados em função da resistência característica à compressão do concreto. Estes valores podem ser observados no quadro 6 abaixo:

Quadro 6 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto.

| <b>Classe de Resistência</b> | C20  | C25  | C30  | C35  | C40 | C45  | C50  | C60  | C70  | C80 | C90 |
|------------------------------|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|-----|-----|
| <b>E<sub>ci</sub> (Gpa)</b>  | 25   | 28   | 31   | 33   | 35  | 38   | 40   | 42   | 43   | 45  | 47  |
| <b>E<sub>cs</sub> (Gpa)</b>  | 21   | 24   | 27   | 29   | 32  | 34   | 37   | 40   | 42   | 45  | 47  |
| <b>α<sub>i</sub></b>         | 0,85 | 0,86 | 0,88 | 0,89 | 0,9 | 0,91 | 0,93 | 0,95 | 0,98 | 1   | 1   |

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

A deformação elástica do concreto irá depender da composição do traço do mesmo. Quando se avalia um comportamento de um elemento estrutural, pode ser adotado um módulo de elasticidade único para tração e para compressão, que será o módulo de deformação secante ( $E_{cs}$ ). Para o cálculo de perdas de protensão, pode-se utilizar no projeto o módulo de elasticidade inicial ( $E_{ci}$ ).

Em uma idade menor que 28 dias, o módulo de elasticidade pode ser avaliado pelas fórmulas 8 e 9, expostas abaixo.

$$E_{ci}(t) = \left[ \frac{f_c(t)}{f_c} \right]^{0,5} \cdot E_{cm}, \text{ para concretos com } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 45 \text{ MPa} \quad (8)$$

$$E_{ci}(t) = \left[ \frac{f_c(t)}{f_c} \right]^{0,3} \cdot E_{ci} \text{ para concretos com } f_{ck} \text{ de } 50 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa} \quad (9)$$

Sendo:

$E_{ci}(t)$  a estimativa do módulo de elasticidade do concreto quando está em uma idade entre 7 e 28 dias;

$f_c(t)$  a resistência a compressão do concreto na idade em que se pretende determinar o módulo de elasticidade em MPa.

### 3.2.4 Dimensionamento de Vigas

Para que se faça o dimensionamento de uma viga, antes é necessário realizar um pré dimensionamento, que consiste nas informações que estão dispostas na viga em questão a ser dimensionada como altura da viga, valor do  $f_{ck}$  do concreto, largura da viga e o aço que será utilizado. Também é importante frisar que será de extrema importância a visualização dos apoios que a viga estará sujeita. Por exemplo, é preciso considerar se é uma viga biapoiada ou engastada, pois estas informações serão utilizadas para o cálculo de esforços sobre a estrutura nestes apoios. Após o projetista reunir tais informações, são feitos cálculos para determinar os carregamentos que irão atuar sobre o elemento estrutural em questão.

O primeiro cálculo a ser feito para a determinação das cargas é o Peso Próprio. Assim, no caso do dimensionamento das vigas, este peso apresenta dois tipos de carga, o peso próprio do concreto e o peso próprio da parede, que são apresentados nas equações 10 e 11 abaixo:

$$PP_c = Y_c \cdot h_v \cdot L_v \quad (10)$$

$$PP_p = Y_p \cdot h_p \cdot L_p \quad (11)$$

Sendo:

$PP_c$  = Peso próprio do concreto

$PP_p$  = Peso próprio da parede

$Y_c$  = Peso específico do concreto

$Y_p$  = Peso específico da alvenaria

$h_v$  = Altura da viga

$h_p$  = Altura da parede

$L_v$  = Espessura da viga

$L_p$  = Espessura da parede

Após o cálculo do peso próprio ser realizado conforme descrito acima nas equações, a soma destes valores será a carga que será distribuída sobre a viga. A equação 12 resume este fato.

$$q_t = PP_c + PP_p \quad (12)$$

Sendo:

$q_t$  = Carga total aplicada sobre a viga.

Após a determinação da carga que estará atuando sobre a viga, o projetista deve calcular os esforços atuantes sobre a mesma. Desta forma, tendo a consciência de que para a estrutura estar em equilíbrio estático, o somatório de forças nas direções verticais e horizontais devem ser iguais a zero, pode-se determinar os esforços oriundos dos apoios sobre a viga através das equações 13, 14 e 15 informadas abaixo.

$$\sum F_x = 0 \quad (13)$$

$$\sum F_y = 0 \quad (14)$$

$$\sum M_f = 0 \quad (15)$$

Sendo:

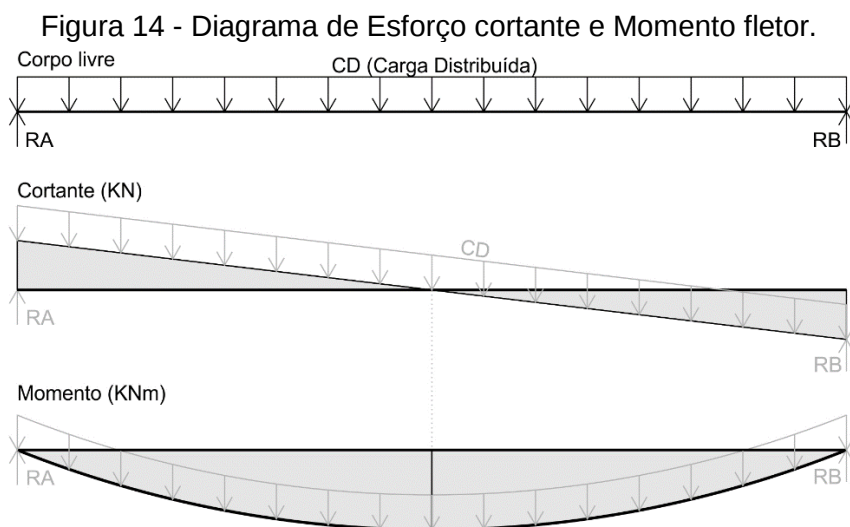
$\sum F_x$ , o somatório das forças na direção horizontal;

$\sum F_y$ , o somatório das forças na direção vertical;

$\sum M_f$ , o somatório de momento resultante.

Feito os cálculos e encontrando os esforços, é importante para o

dimensionamento realizar dois diagramas para um entendimento de como a estrutura irá se comportar. O diagrama de esforço cortante representa como ficará a estrutura após o efeito de esforços cisalhantes e o diagrama de momento fletor mostra o comportamento da viga em relação a flambagem. Na figura 14 é mostrado uma viga biapoiada com carga distribuída em todo seu comprimento e seus respectivos diagramas de esforço cortante e momento fletor.



Fonte: SCHNEIDER (2019).

É importante lembrar que quando se tem na estrutura a aparição de momentos positivos, indica ao engenheiro a necessidade de armadura na parte de baixo da estrutura e momentos negativos indicam necessidade de armadura na parte de cima da estrutura, pois é nesta região que ocorre a tração.

Sendo assim, deve ser feito um dimensionamento pelo momento positivo e outro pelo momento negativo.

O primeiro a ser calculado deve ser o momento máximo sobre a viga, como mostrado nas equações 16 e 17:

$$M_{sk} = q t \cdot \frac{l^2}{8} \quad (16)$$

$$M_{sd} = 1,4 \cdot M_{sk} \quad (17)$$

Sendo:

Msk, momento máximo;

Msd, momento máximo com coeficiente de segurança.

### 3.2.4.1 Posição da linha neutra

Para se determinar a posição da linha neutra além do Msd, é preciso primeiramente conceituar alguns valores como altura útil da viga, espessura da viga e o fck do concreto.

A altura útil da viga, para fins de simplificação, pode ser anotada como sendo 90% da altura (equação 18).

$$d = 0,9 \cdot h \quad (18)$$

Sendo:

d, altura útil da viga;

h, altura da viga.

A espessura da viga (bw) é determinada através do pré dimensionamento, e o fcd do concreto é designado por:

$$fcd = \frac{fck}{1,4} \quad (19)$$

Sendo:

fck, resistência característica a compressão do concreto;

fcd, resistência de cálculo do concreto.

Por fim, a expressão que define a Posição da linha neutra é dada por (equação 20):

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 \cdot bw \cdot d^2 \cdot fcd}} \right] \quad (20)$$

Sendo:

Msd, momento máximo;

dw, largura da seção.

É importante ser compreendido que para a viga ser de armadura simples, ela deve obedecer a equação 21. Caso o resultado dê maior que 0,45, a altura da viga deve ser aumentada.

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \quad (21)$$

Sendo:

x, posição da linha neutra;

d, altura útil da viga.

#### 3.2.4.2 Área do Aço

A área do aço é que determinará as armaduras a serem utilizadas, tais como sua espessura. Para se obter o cálculo da área do aço deve ser calculado anteriormente a resistência do aço de projeto que é mostrado na equação 22.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (22)$$

Sendo:

$f_{yk}$ , limite de escoamento do aço;

$\gamma_s$ , coeficiente de segurança do aço.

#### 3.2.4.3 Cálculo da área do aço

Denomina-se a área de aço mínima de acordo com a equação 23 abaixo.

$$A_{smin} = \rho_{min} * 0,0015 * b_w * h \quad (23)$$

Para o cálculo da área do aço, deve ser utilizada a equação 24.

$$A_s = \frac{M_{sd}}{(d-0,4) \cdot f_{yd}} \quad (24)$$

Com a área do aço calculada, deve se utilizar o quadro 7 para dimensionar o número de armaduras e qual o tamanho da ferragem a ser utilizado.

Quadro 7 - Quadro para dimensionamento do diâmetro e da quantidade de ferragens a ser utilizada na viga.

| Valor nominal para cálculo |                           | Área de aço da seção conforme número de barras – $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) |       |       |       |       |       |       |        |        |        |
|----------------------------|---------------------------|---------------------------------------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| Ø<br>Diâmetro<br>(mm)      | Massa<br>Linear<br>(kg/m) | 1                                                                         | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8      | 9      | 10     |
| 5,0                        | 0,16                      | 0,20                                                                      | 0,40  | 0,60  | 0,80  | 1,00  | 1,20  | 1,40  | 1,60   | 1,80   | 2,00   |
| 6,3                        | 0,23                      | 0,315                                                                     | 0,63  | 0,945 | 1,26  | 1,575 | 1,89  | 2,205 | 2,52   | 2,835  | 3,15   |
| 8,0                        | 0,40                      | 0,50                                                                      | 1,00  | 1,50  | 2,00  | 2,50  | 3,00  | 3,50  | 4,00   | 4,50   | 5,00   |
| 10,0                       | 0,63                      | 0,80                                                                      | 1,60  | 2,40  | 3,20  | 4,00  | 4,80  | 5,60  | 6,40   | 7,20   | 8,80   |
| 12,5                       | 1,00                      | 1,25                                                                      | 2,50  | 3,75  | 5,00  | 6,25  | 7,50  | 8,75  | 10,00  | 11,25  | 12,50  |
| 16,0                       | 1,60                      | 2,00                                                                      | 4,00  | 6,00  | 8,00  | 10,00 | 12,00 | 14,00 | 16,00  | 18,00  | 20,00  |
| 20,0                       | 2,50                      | 3,15                                                                      | 6,30  | 9,45  | 12,60 | 15,75 | 18,90 | 22,05 | 25,20  | 28,35  | 31,50  |
| 25,0                       | 4,00                      | 5,00                                                                      | 10,00 | 15,00 | 20,00 | 25,00 | 30,00 | 35,00 | 40,00  | 45,00  | 50,00  |
| 32,0                       | 6,30                      | 8,00                                                                      | 16,00 | 24,00 | 32,00 | 40,00 | 48,00 | 56,00 | 64,00  | 72,00  | 80,00  |
| 40,0                       | 10,00                     | 12,50                                                                     | 25,00 | 37,50 | 50,00 | 65,50 | 75,00 | 87,50 | 100,00 | 112,50 | 125,00 |

Fonte: SCHNEIDER (2019).

#### 3.2.4.4 Estado limite último

Uma seção de concreto armado, quando submetida a esforços normais, pode resultar no estado limite último de três formas: a primeira delas é o excesso de deformação plástica do aço da armadura. Pode resultar também no esmagamento do concreto na flexão ou por esmagamento do concreto na compressão.

Quando se tem a deformação plástica excessiva, as peças são submetidas à tração ou à flexão com pequenas quantidades de armadura. Isso faz com que o estado limite último seja atingido em virtude de deformação plástica excessiva da armadura, cujo valor se fixa em 1%.

Quando se tem estados de ruptura, as peças quando submetidas à flexão simples ou à flexão composta, com quantidades médias ou grandes de armadura, o estado limite último será atingido através do esmagamento do concreto comprimido para deformações da ordem de 0,35%.

Em peças que são submetidas à compressão uniforme ou à compressão não uniforme o estado limite último é atingido por esmagamento do concreto para deformações da ordem de 0,2%.

Os valores dos coeficientes de ponderação das resistências no estado limite último são descritos na tabela 8.

Quadro 8 - Valores dos coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ .

| <b>Combinações</b>                 | <b>Concreto (<math>\gamma_c</math>)</b> | <b>Aço (<math>\gamma_s</math>)</b> |
|------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------|
| <b>Normais</b>                     | 1,4                                     | 1,15                               |
| <b>Especiais ou de construções</b> | 1,2                                     | 1,15                               |
| <b>Excepcionais</b>                | 1,2                                     | 1,10                               |

Fonte - ABNT NBR 6118:2014.

O cálculo de resistências do concreto e do aço seguem nas equações 19 e 22 listadas acima respectivamente.

#### 3.2.4.5 Estribos

De maneira geral, os estribos são adotados verticalmente e com  $\alpha = 90^\circ$ . A área dos estribos ao longo do eixo da viga é dada pela equação 25 abaixo:

$$V_{sw} = a_{sw} * d * 0,9 * f_{ywd} \quad (25)$$

Sendo:

$a_{sw}$ , área dos estribos;

$f_{ywd}$ , tensão na armadura transversal;

$d$ , altura útil da secção.

Para garantir uma boa estabilidade a estrutura, a armadura transversal deve ser suficiente para resistir as forças de tração, que são resistidas pelo concreto na alma antes da formação de fissuras de cisalhamento. A armadura transversal mínima é calculada através da equação 26.

$$a_{sw,min} = \frac{A_{sw}}{s} = \rho_{sw,min} * bw \quad (26)$$

Os valores de  $\rho_{sw,min}$  são dados pelo quadro 9, exposta a seguir:

Quadro 9 - Valores de  $\rho_{sw,min}$  (%).

| CONCRETO |        |        |        |        |        |        |        |
|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| AÇO      | C20    | C25    | C30    | C35    | C40    | C45    | C50    |
| CA-25    | 0,1768 | 0,2052 | 0,2317 | 0,2568 | 0,2807 | 0,3036 | 0,3257 |
| CA-50    | 0,0884 | 0,1026 | 0,1159 | 0,1284 | 0,1404 | 0,1580 | 0,1629 |
| CA-60    | 0,0737 | 0,0855 | 0,0965 | 0,1070 | 0,1170 | 0,1265 | 0,1357 |

Fonte: SANTOS (2003).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o detalhamento dos estribos obedece os seguintes conceitos:

- O diâmetro dos estribos deve estar no intervalo de  $5 \text{ mm} \leq \phi_t \leq \frac{bw}{10}$ . No caso da barra ser lisa  $\phi_t \leq 12 \text{ mm}$  e para estribos formados por telas soldadas  $\phi_t = 4,2 \text{ mm}$ , sendo tomadas precauções contra a corrosão da armadura.
- O espaçamento mínimo entre estribos, na direção longitudinal da viga, deve ser o suficiente para que haja a passagem do vibrador, assim, garantindo um bom adensamento. O espaçamento máximo deve atender às seguintes condições (equação 27 e 28):

$$V_{sd} \leq 0,67 V_{Rd2} \rightarrow s_{m\acute{a}x} = 0,6 d \leq 300 \text{ mm}; \quad (27)$$

$$V_{sd} > 0,67 V_{Rd2} \rightarrow s_{m\acute{a}x} = 0,3 d \leq 200 \text{ mm}. \quad (28)$$

- O número de ramos dos estribos é calculado em função do espaçamento transversal máximo, entre ramos sucessivos dos estribos, dado pelas equações 29 e 30.

$$V_{sd} \leq 0,20 V_{Rd2} \rightarrow s_{t,max} = d \leq 800 \text{ mm}; \quad (29)$$

$$V_{sd} > 0,20 V_{Rd2} \rightarrow s_{t,max} = 0,6d \leq 350 \text{ mm}. \quad (30)$$

- Para cisalhamento, os estribos devem ser fechados por meio de um ramo horizontal, envolvendo assim, as barras da armadura longitudinal de tração, e ancorados na face oposta. Já nas vigas biapoiadas, os estribos podem ser abertos na face superior, com ganchos nas extremidades. “ Quando esta face puder também estar tracionada, o estribo deve ter o ramo horizontal nesta região, sendo assim, nas vigas com balanços e nas vigas contínuas, devem ser adotados estribos fechados tanto na face inferior quanto na superior.” (SANTOS, 2003)

- Emendas por transpasse são permitidas se os estribos forem constituídos por telas. Embora as emendas não sejam usuais, elas são permitidas se os estribos forem compostos por barras de alta aderência, ou seja, por aço CA-50 ou CA-60.

O número de estribos por coluna é calculado através da equação 31.

$$N_e = \frac{\text{Comprimento da viga}}{\text{Espaçamento entre os estribos}} \quad (31)$$

Feito este cálculo, para descobrir a metragem do aço gasto em estribos em cada viga deve ser seguido conforme a equação 32:

$$Q_a = N_e * P_e \quad (32)$$

Sendo:

$Q_a$  = metragem de aço a ser utilizado em cada pórtico;

$P_e$  = perímetro do estribo.

Por último, basta calcular a quantidade de estribos na obra (equação 33).

$$Q_t = Q_a * N_v \quad (33)$$

Sendo:

$N_v$  = número de vigas totais;

$Q_t$  = quantidade total de aço utilizado para estribos.

### 3.2.4.6 Espaçamento entre barras

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o espaçamento mínimo livre entre as barras longitudinais medindo no plano da secção transversal, deve apresentar valor igual ou superior aos valores:

- Espaçamento no sentido horizontal: 20 mm de espaçamento entre as barras; 1,2 vezes o diâmetro máximo do agregado e espaçamento igual ou superior ao diâmetro da barra, feixe ou luva.
- Espaçamento no sentido vertical: Deve possuir 20 mm de espaçamento entre as barras; 0,5 vezes o diâmetro máximo do agregado e espaçamento igual ou superior ao diâmetro da barra, feixe ou luva.

Para o cálculo do espaçamento entre barras, utiliza-se a equação 34.

$$S = \frac{b_w}{N_{bar}} \quad ( 34 )$$

Referindo-se:

S = espaçamento entre barras;

$b_w$  = comprimento equivalente a 1 m.

### 3.2.5 Dimensionamento de Laje

Segundo Araújo (2010), as lajes podem se apoiar sobre vigas, alvenaria, paredes de concreto ou diretamente sobre pilares. Quando apoiadas sobre vigas, estas podem ser de concreto armado ou protendido, metálicas ou de madeira. As apoiadas sobre pilares são geralmente chamadas de lajes cogumelo.

De acordo com Araújo (2010), a armação de lajes também pode ser classificadas por armação, são elas:

- Armadas em uma só direção: são as apresentam esforços cortantes e momento fletores em apenas uma direção. Em lajes retangulares, esta condição ocorre quanto a relação entre vãos é superior a 2. Sendo assim, a maioria do carregamento é suportado na menor direção.

- Armadas em duas direções (ou armadas em cruz): Nestes casos, os momentos fletores são importantes nas duas direções e devem ser calculados. A relação entre o vão menor e o vão maior não é superior a 2.

### 3.2.5.1 Esforço cortante e momento fletor

A NBR 6118 (2014) define a espessura da laje maciça com limites mínimos de espessura, sendo eles:

- 7cm para cobertura não em balanço;
- 8cm para lajes de piso não em balanço;
- 10cm para lajes em balanço;
- 10cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30kN;
- 12cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiada em vigas,  $l/42$  para lajes de piso biapoiadas e  $l/50$  para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo.

Para o dimensionamento das lajes se utiliza o método de bares e segundo Miller (2016), o primeiro passo é determinar a espessura mínima da laje que é apresentado pela equação 35.

$$h = \frac{Lx}{50} \quad (35)$$

Onde:

$h$  = espessura da laje onde  $h \geq 0,07m$  ou 7cm;

$Lx$ = menor lado da laje.

O próximo será a determinação do peso próprio da laje que é descrito segundo a equação 36.

$$P_{Plaje} = \gamma \cdot h \quad (36)$$

Onde:

$P_{Plaje}$  = Peso próprio da laje;

$\gamma$  = Peso específico do concreto;

$h$  = espessura da laje.

Também deve ser determinado o peso próprio da parede seguindo pela equação 37.

$$PP_{parede} = Esp. h. \gamma_{tijolo} \quad (37)$$

Onde:

$PP_{parede}$  = Peso próprio da parede;

$Esp$  = Espessura da parede;

$h$  = Altura da parede;

$\gamma_{tijolo}$  = Peso específico do tijolo.

É preciso que se considere para o dimensionamento, a carga gerada pelo revestimento. Esta carga é considerada sendo  $Rev = 1,0 \text{ kN/m}^2$

Para a carga de utilização de uma laje, segundo a ABNT NBR 6120:2018 é utilizado para dormitórios, sala, copa, cozinha e sanitários uma carga de  $1,5 \text{ kN/m}^2$ . Já para despensa, área de serviço e lavanderia é utilizado uma carga mínima de  $2 \text{ kN/m}^2$ . Em corredores de uso comum é utilizado  $3 \text{ kN/m}^2$ .

A fórmula para a determinação da carga final sobre a laje é dada através da equação 38.

$$S_d = (P_p \text{ laje} + Rev)1,4 + (q * 1,4) \quad (38)$$

Onde:

$S_d$  = Carga de cálculo;

$q$  = Carga de utilização de acordo com o cômodo.

Para identificar o tipo de laje em relação a armação, é necessário utilizar a equação 39.

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x} \quad (39)$$

Sendo:

$\lambda > 2$  - Laje armada em uma direção;

$\lambda < 2$  - Laje armada em duas direções.

Onde:

$\lambda$  = Coeficiente

$L_y$  = Maior lado da laje;

$L_x$  = Menor lado laje.

As condições de apoio são encontradas de acordo com o maior lado da laje. Sendo assim se  $L_y < 1,5$  a laje então está engastada; se  $L_y > 1,5$  a laje está apoiada.

Para casos de lajes armada em duas direções, deve-se olhar a tabela de bares para definir os valores para o dimensionamento dos esforços.

Para definir os momentos são mostrados os cálculos nas equações 40, 41, 42 e 43.

$$M_x = \frac{m_x \cdot s.d. \cdot l_x^2}{100} \quad (40)$$

$$M_y = \frac{m_y \cdot s.d. \cdot l_x^2}{100} \quad (41)$$

$$X_y = \frac{m_y \cdot s.d. \cdot l_x^2}{100} \quad (42)$$

$$X_x = \frac{m_x \cdot s.d. \cdot l_x^2}{100} \quad (43)$$

Onde:

$M_x$  = Momento positivo na menor direção;

$X_x$  = Momento negativo na menor direção;

$M_y$  = Momento positivo na maior direção;

$X_y$  = Momento negativo na maior direção;

$S_d$  = Combinações dos carregamentos;

$L_x$  = Menor lado da laje.

### 3.2.5.2 Compatibilização de momento

A compatibilização de momentos corresponde em definir a média entre os momentos e quando os momentos negativos são compatibilizados. Os momentos positivos também devem ser corrigidos, assim ficam definidos diante da equação 44.

$$X \geq \frac{x_1 + x_2}{2} \quad (44)$$

Onde:

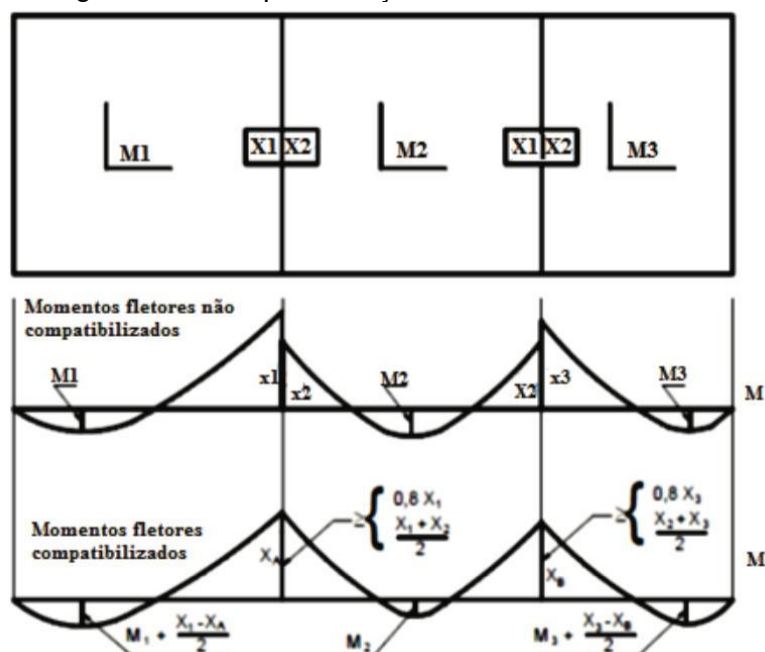
$x_1$  = Momento negativo na borda da laje 1;

$x_2$  = Momento negativo na borda da laje 2;

$X$  = Maior momento entre elas.

A combinação de momentos fletores positivos e negativos deve ser feita em duas direções da laje. Para a compatibilização dos momentos fletores positivos, estes devem ser corrigidos e aumentados. Nos casos em que a compatibilização desses momentos promoverem o alívio de tensões, estes devem ser desconsiderados.

Figura 15 - Compatibilização de momentos fletores.



Fonte: BASTOS (2015).

### 3.2.5.3 Cálculo da área de aço

O cálculo para a determinação da área de aço dos pilares seguem os mesmos conceitos utilizados no dimensionamento de vigas, que foi explicado através das

equações 22 e 23.

### 3.2.5.4 Resistência ao cisalhamento

De acordo com a norma ABNT NBR 6118 (2020) a resistência ao cisalhamento é verificado de acordo com as equações listadas a seguir.

$$f_{ctd} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,4} \quad (45)$$

Onde:

$f_{ctd}$  = Fator de segurança;

$f_{ck}$  = Resistência à compressão direta.

$$\tau_{\gamma d} = 0,25 f_{ctd} \quad (46)$$

Onde:

$\tau_{\gamma d}$  = Tensão de cisalhamento.

Para o coeficiente de âncoragem “k”, se utiliza dos conceitos apresentados pelas equações 47 e 48.

$$k = 1, \text{ quando } 50\% \text{ da armadura inferior não chega até o apoio.} \quad (47)$$

$$K = 1,6 - d \geq 1, \text{ nos demais casos.} \quad (48)$$

Para a área de aço tracionada:

$$A_{s1} = N^{\circ} \text{ de barras} \cdot A_{\phi} \text{ da barra} \quad (49)$$

Onde:

$A_{s1}$  = Área da armadura tracionada;

$\sigma_{cp}$  = Tensão de protensão = 0 Mpa.

$$P_{s1} = \frac{A_{s1}}{b \omega . d} \quad ( 50 )$$

Onde:

$P_{s1}$  = É a taxa de armadura longitudinal;

$b \omega$  = Largura mínimo da seção ao longo da altura útil  $d$ .

Para finalizar, o cálculo do cortante irá ser disposto através da equação 51.

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} * k * (1,2 + 40 * \rho_1) + 0,15 * \sigma_{cp}] * b \omega * d \quad ( 51 )$$

Onde:

$V_{Rd1}$  = Resistência ao cisalhamento da laje;

$\tau_{Rd}$  = Tensão resistente cisalhante do concreto.

Após o cálculo de resistência ao cisalhamento  $V_{Rd1}$ , o valor adquirido é comparado a maior reação encontrada anteriormente, se  $V_{sd} \leq V_{Rd1}$  significa que a armadura resistirá ao esforço cortante.

### 3.2.6 Dimensionamento de Pilares

Os pilares podem ser classificados inicialmente de acordo com as solicitações iniciais. Estas classificações trazem aspectos importantes para o dimensionamento destes, podendo ser classificados em:

- Pilares internos: Este tipo de pilar se localiza no interior da edificação, e justamente por este motivo, não apresentam excentricidades iniciais. Só são submetidos a compressão simples, pois as vigas e lajes que são apoiadas sobre eles possuem continuidade nas duas direções.
- Pilares de borda: Possuem flexão composta normal, causado pelo momento fletor atuante no plano perpendicular a borda. Por este motivo há a presença de excentricidade inicial perpendicular a borda que é provocada pela interrupção de lajes e da viga perpendiculares a ele.
- Pilares de canto: Há uma presença de flexão oblíqua composta gerada pela interrupção da laje e das vigas nas duas direções. Por este motivo este tipo de pilar apresenta excentricidade inicial nas direções das bordas.

Em edifícios com uma quantidade grande de pavimentos, é obtido para cada pilar e no nível de cada pavimento, o subtotal de carga atuante. O dimensionamento de pilares é feito por meio dos esforços solicitantes externos de cálculo, sendo eles  $N_d$  (forças normais)  $M_{dx}$  e  $M_{dy}$  (momentos fletores) e no caso das ações horizontais  $V_{dx}$  e  $V_{dy}$  (forças cortantes). É importante acrescentar que independente da classificação, os pilares estão sempre submetidos as forças de compressão, mesmo se as mesmas forem consideradas pequenos. Também estão sujeitos a momentos fletores nas duas direções, gerando excentricidades, o que caracteriza a flexão composta oblíqua.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a dimensão mínima para pilares deve ser de 19 cm, entretanto, é possível projetar pilares com dimensão mínima de até 14 cm. Para isso, é necessário que se multiplique os esforços solicitantes de cálculo por um coeficiente de majoração ( $\gamma_n$ ). Além disso, segundo a norma também não é permitido pilares com a área da seção transversal inferior a 360 cm<sup>2</sup>, ou seja, caso o projetista queira projetar um pilar com uma dimensão de 14 cm, sua maior dimensão deve ser de, no mínimo, 26 cm. No quadro 10 mostra os coeficientes de majoração indicados de acordo com a seção do pilar.

Quadro 10 - Valores do coeficiente adicional ( $\gamma_n$ ) para pilares.

| $b$<br>cm                                                                                                                                                                                                                                                               | $\geq 19$ | 18   | 17   | 16   | 15   | 14   |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|------|------|------|------|------|
| $\gamma_n$                                                                                                                                                                                                                                                              | 1,00      | 1,05 | 1,10 | 1,15 | 1,20 | 1,25 |
| <p>Onde</p> $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b:$ <p><math>b</math> é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros(cm)</p> <p>O coeficiente <math>\gamma_n</math> deve majorar os esforços solicitantes dinâmicos de cálculo quando de seu dimensionamento.</p> |           |      |      |      |      |      |

Fonte: SCHNEIDER (2020).

### 3.2.6.1 Índice de Esbeltez

Para se dar início ao dimensionamento de pilares, primeiro é necessário que se determine a esbeltez deste pórtico. A ABNT NBR 6118:2014 diz que o índice de esbeltez está relacionado com o comprimento equivalente ( $l_e$ ) e com o raio de giração ( $i$ ). O comprimento equivalente é associado ao efeito de flambagem sobre a estrutura. Devido a este fato partindo da teoria de curvatura da linha elástica, sua determinação depende das vinculações em que se encontram os pilares. Segundo a ABNT NBR

6118:2014 para um pilar em balanço (engastados na base e livres no topo), se utiliza o  $l_e = 2$ . Já nos demais casos se utiliza a expressão 20.

$$l_e \leq \begin{cases} l \\ l_0 + h \end{cases} \quad (52)$$

Sendo:

$l_0$ , a distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar;  
 $h$ , a altura da seção transversal do pilar, que é medida no plano da estrutura em estudo;  
 $l$ , a distância entre os eixos dos elementos estruturais no qual o pilar está vinculado.

O raio de giração, por sua vez, é representado pela equação 53 abaixo:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (53)$$

Onde:

$I$ , momento de inércia da seção transversal;  
 $A$ , área da seção transversal.

Por fim, através da equação 54, índice de esbeltez é calculado a partir da relação entre o comprimento equivalente e o raio de giração.

$$\Lambda = \frac{l_e}{i} \quad (54)$$

A partir destes índices, os pilares da edificação podem enfim serem classificados quanto a esbeltez. O quadro 11 relaciona a classificação de acordo com os valores do “ $\Lambda$ ”.

Quadro 11 - Relação entre índice de esbeltez e a classificação dos pilares.

| Índice de Esbeltez       | Classificação                  |
|--------------------------|--------------------------------|
| $0 < \lambda \leq 40$    | Pilar robusto, pouco esbelto   |
| $40 < \lambda \leq 90$   | Pilar esbelto                  |
| $90 < \lambda \leq 140$  | Pilar muito esbelto            |
| $140 < \lambda \leq 200$ | Pilar excessivamente esbelto   |
| $\lambda > 200$          | Não pode ser considerado pilar |

Fonte: SCHNEIDER (2020).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, um pilar não pode ultrapassar um índice de esbeltez superior a 200.

A norma também diz que quando o índice de esbeltez ultrapassar o valor de 90 é obrigatória a consideração de fluência. Caso o mesmo passe de 140 é obrigatório a utilização do método geral. Já para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua onde o índice der menor ou igual a 90, podem ser aplicados os métodos de pilar-padrão com curvatura aproximada e o método do pilar-padrão com rigidez aproximada.

### 3.2.6.2 Excentricidade de 1º ordem

#### 3.2.6.2.1 Excentricidade inicial

São resultado das ligações entre pilares e vigas neles interrompidas, ocorrem em pilares de borda e de canto. A partir dos esforços atuantes em cada tramo do pilar, as excentricidades iniciais do topo e da base são obtidas da seguinte forma (equação 55 e 56).

$$e_{i,\text{topo}} = \frac{M_{\text{topo}}}{N} \quad (55)$$

$$e_{i,\text{base}} = \frac{M_{\text{base}}}{N} \quad (56)$$

Onde:

$M_{\text{topo}}$ , momento fletor no topo do pilar;

$M_{\text{base}}$ , momento fletor na base do pilar;

$N$ , esforço normal.

O momento fletor é calculado obedecendo as equações 57, 58 e 59 abaixo.

$$Mf_{viga} = \frac{3r_{inf} + 3r_{sup}}{4r_{viga} + 3r_{inf} + 3r_{sup}} * Meng \quad (57)$$

$$Mf_{sup} = \frac{3r_{sup}}{4r_{viga} + 3r_{inf} + 3r_{sup}} * Meng \quad (58)$$

$$Mf_{inf} = \frac{3r_{inf}}{4r_{viga} + 3r_{inf} + 3r_{sup}} * Meng \quad (59)$$

Onde:

$Mf_{viga}$  = momento fletor na viga;

$Mf_{sup}$  = momento fletor no tramo superior do pilar;

$Mf_{inf}$  = momento fletor no tramo inferior do pilar;

$Meng$  = momento de engastamento perfeito;

$r_{inf}$  = rigidez no tramo inferior do pilar;

$r_{sup}$  = rigidez no tramo superior do pilar;

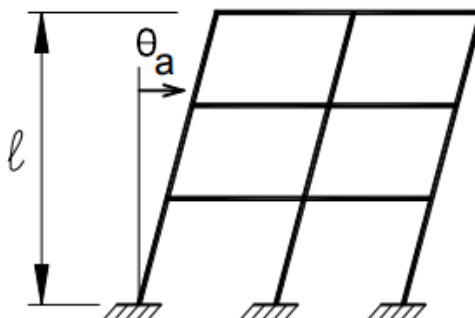
$r_{viga}$  = rigidez da viga.

#### 3.2.6.2.2 Excentricidade acidental

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, é de extrema importância que sejam consideradas as imperfeições do eixo dos elementos da estrutura descarregada. Estas imperfeições são divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais. Muitas delas, são cobertas apenas pelos coeficientes de ponderação, mas quando se tem imperfeições dos eixos das peças, estas devem ser explicitamente consideradas pois geram efeitos significativos sobre a estabilidade da construção.

Na análise das imperfeições globais das estruturas, sejam elas contraventadas ou não, é considerado um desaprumo dos elementos verticais conforma mostra a figura 10.

Figura 10 - Imperfeições geométrica globais.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Este ângulo de desaprumo é calculado através das equações 60 e 61:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l}} \quad (60)$$

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} \quad (61)$$

Sendo:

$L$  = altura total da estrutura (em metros);

$N$  = o número total de elementos verticais contínuos;

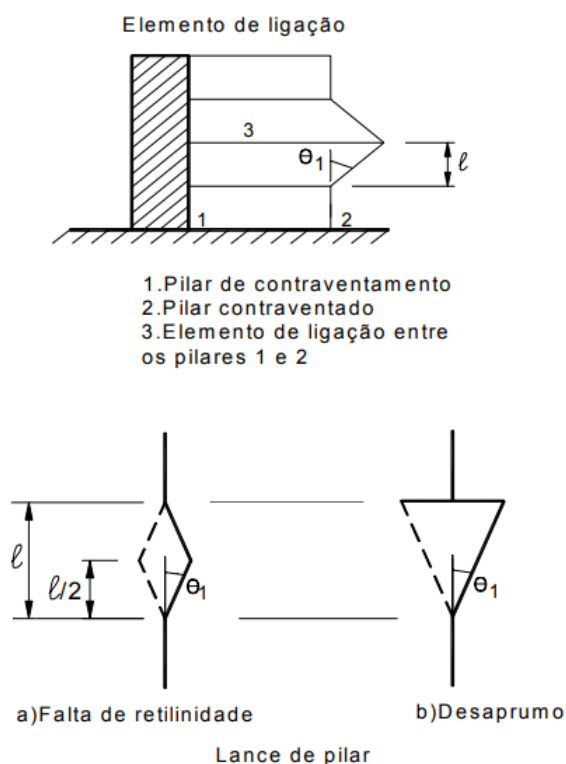
$\theta_{1min} = 1/400$ , para estruturas de nós fixos ou

$\theta_{1min} = 1/300$ , para estruturas de nós móveis e imperfeições locais.

Esse desaprumo não precisa ser superposto ao esforço do vento, deve ser utilizado aquele que provoca maior malefício a estrutura. O valor máximo de  $\theta_1$  será de  $1/200$ .

Na análise das imperfeições locais, quando se faz a verificação de um lance de pilar deve ser levado em conta o efeito do desaprumo ou da falta de retilinidade do eixo do pilar, como mostra a figura 11.

Figura 11 – Imperfeições geométricas locais.



Fonte: ABNT NBR 6118:2003.

Neste tipo de imperfeição a consideração da falta de retilidade é suficiente. Portanto se admite que a excentricidade acidental possa ser obtida através da equação 62.

$$e_a = \theta_1 * \ell / 2 \quad (62)$$

Para o caso de elementos como vigas e lajes que fazem a ligação entre pilares contraventados a pilares de contraventamento, devem ser considerada a tração decorrente do desaprumo do pilar contraventado (Figura 11). Quando se tem um pilar em balanço, obrigatoriamente deve ser considerado o desaprumo, como mostra na equação 63:

$$e_a = \theta_1 * \ell \quad (63)$$

### 3.2.6.2.3 Momento Mínimo

De acordo com a NBR 6118:2003, o efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído em estruturas reticuladas pelo momento mínimo de 1ª ordem, encontrado através da equação 64.

$$M_{1d,min} = N_d * (0,015 + 0,03*h) \quad ( 64 )$$

Sendo:

$h$  = a altura total da seção transversal na direção considerada; (em metros)

$N_d$  = carga atuante sobre a estrutura.

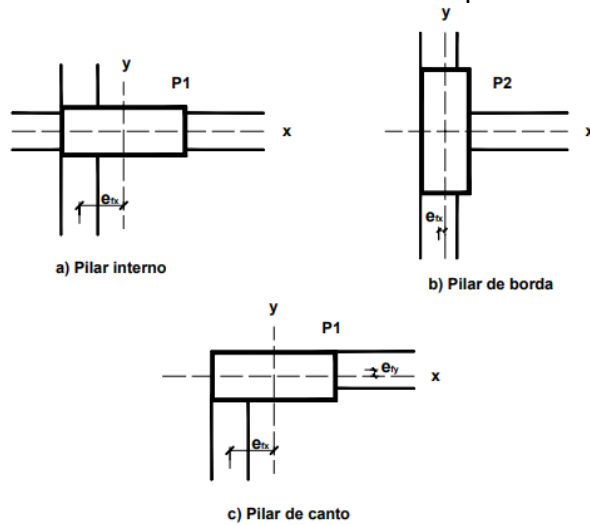
Em estruturas reticuladas, usualmente se considera que o efeito das imperfeições locais funcionem, caso este valor do momento total mínimo for respeitado. A este momento deve ser acrescido os momentos de 2ª ordem.

Nos pilares que são submetidos à flexão oblíqua composta, este mínimo é respeitado em cada uma das principais direções, ou seja, *“o pilar deve ser verificado sempre à flexão oblíqua composta onde, em cada verificação, pelo menos um dos momentos respeitar o valor mínimo indicado.”* (PINHEIRO, 2005)

### 3.2.6.2.4 Excentricidade de forma

A excentricidade de forma ocorre quando os eixos das vigas não passam pelo centro de gravidade da seção transversal do pilar. A figura 12 apresenta exemplos desta excentricidade em cada tipo de pilar.

Figura 12 - Excentricidades de forma em pilares.



Fonte: PINHEIRO (2005).

Em geral, as excentricidades de forma não são utilizadas no dimensionamento de pilares.

#### 3.2.6.2.5 Excentricidade Suplementar

Esta excentricidade leva em conta o efeito da fluência. A consideração da fluência é complexa, pois deve ser levado em conta a duração de cada ação, isto é, o histórico de cada ação precisa ser conhecido.

O cálculo da excentricidade suplementar é obrigatório em caso de pilares com índice de esbeltez  $\lambda > 90$ . (PINHEIRO, 2005)

Este valor pode ser obtido de maneira aproximada através da expressão 65.

$$e_c = \left( \frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) * \left( 2,718^{\frac{\varphi * N_{sg}}{N_e - N_{sg}}} - 1 \right) \quad (65)$$

Sendo:

$$N_e = \frac{10 * E_{ci} * I_c}{l_e^2} \quad (66)$$

$M_{sg}$  e  $N_{sg}$  são esforços solicitantes devido a combinação quase permanente;

$e_a$  = excentricidade acidental devido a imperfeições locais;

$\varphi$  = coeficiente de fluência;

$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2}$  (MPa);

$I_c$  = momento de inércia no estádio 1;

$l_e$  = comprimento equivalente do pilar.

### 3.2.6.3 Raio de curvatura e momento total

A relação momento-curvatura é dado pela fórmula (equação 67).

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} \quad (67)$$

Onde:

$P$  = raio de curvatura em um ponto específico;

$M$  = momento fletor interno na viga no ponto  $p$ ;

$E$  = módulo de elasticidade do material;

$I$  = momento de inércia calculado em torno do eixo neutro;

$EI$  = rigidez à flexão

### 3.2.6.4 Área de Aço

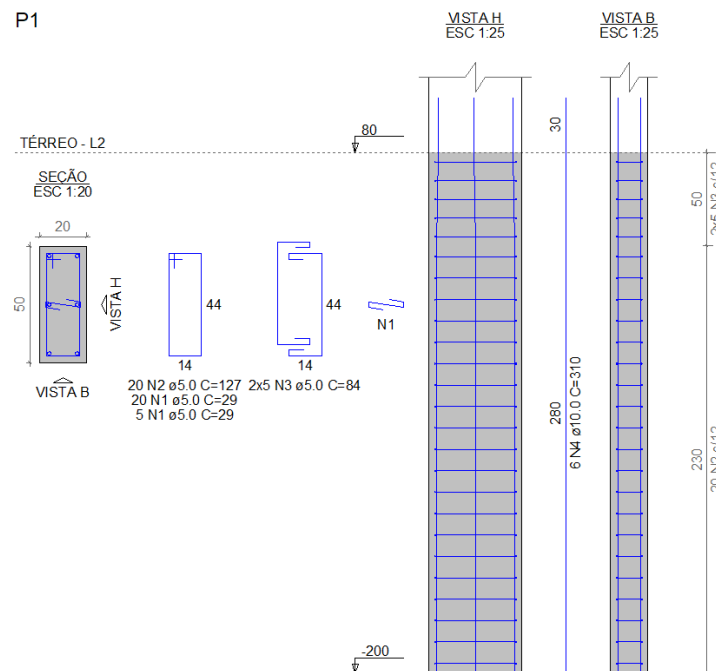
O cálculo para a determinação da área de aço dos pilares seguem os mesmos conceitos utilizados no dimensionamento de vigas, que foi explicado através das equações 22 e 23.

### 3.2.6.5 Detalhamento

O detalhamento de pilares é de extrema importância para que se possa visualizar a distribuição de aço em seu interior. Este é apresentado em forma de corte e de uma vista superior que ajuda o projetista a dimensionar os estribos e toda armadura longitudinal presentes na seção do pilar.

Na figura 20, pode-se observar com mais clareza este tópico.

Figura 20 - Detalhamento de um pilar feito a partir de software.



Fonte: MARQUETTI (2022).

### 3.2.7 Dimensionamento de escadas

De maneira geral, as dimensões da escada são fornecidas através da Fórmula de Blondel, apresentada na equação 68.

$$60 \leq p + 2 * e \leq 64 \quad (68)$$

Onde:

p, representa o piso e varia normalmente entre 25 a 30 cm;

e, representa o espelho e varia normalmente entre 16 a 18 cm.

Para a largura do lance, o mínimo permitido é de 100 cm (geralmente se utiliza o valor de 120 cm para a largura do lance).

### 3.2.7.1 Carregamentos

Para o cálculo de carregamentos, primeiramente é necessário que se determine os pesos próprios relativos ao patamar e ao lance. O peso próprio do patamar é indicado seguindo a equação 69.

$$PP_{pat} = Y_c * h \quad (69)$$

Onde:

$Y_c$ , é o peso específico do concreto;

$h$ , espessura da laje do patamar.

Para o cálculo do peso próprio do lance, como se trata de uma região com inclinação, a melhor forma de se determina-lo, é calculando a altura média do lance, como mostra as equações 70, 71 e 72.

$$h_1 = \frac{h}{\cos \alpha} \quad (70)$$

Sendo:

$h$  = espessura da laje do patamar;

$$\cos \alpha = \frac{p}{\sqrt{e^2 + p^2}} \quad (71)$$

$$h_m = h_1 + \frac{e}{2} \quad (72)$$

Sendo:

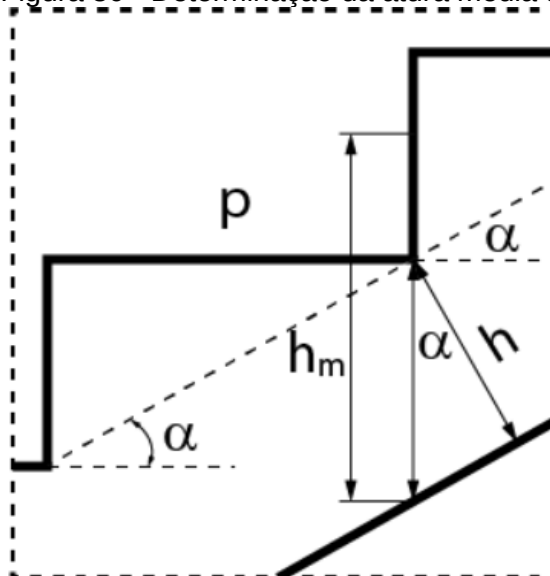
$h_m$  = altura média do lance considerada.

A altura média será determinante para o cálculo do peso próprio do lance (equação 73).

$$PP_{lance} = Y_c * h_m \quad (73)$$

Na figura 30 pode ser observado este método de cálculo com mais clareza.

Figura 30 - Determinação da altura média do lance.



Fonte: MOURA (2019).

Assim como o peso próprio, o revestimento é considerado como uma carga vertical por metro quadrado. Este vai variar do material que o projetista detalhou em seu projeto. Na ausência dessa informação, o recomendado é se utilizar uma carga de revestimento de  $1,0 \text{ kN/m}^2$ .

A próxima ação a ser calculada em uma escada é o esforço originado pelo peso dos parapeitos. Muitas vezes eles são apoiados diretamente sobre vigas laterais, se for o caso, o carregamento não deve ser considerado no dimensionamento da escada.

O parapeito pode ser calculado a partir da fórmula 74.

$$P_a = Y_a \cdot h \cdot t \quad (74)$$

Referindo-se:

$P_a$  = parapeito;

$Y_a$  = peso específico do material que compões o parapeito;

$h$  = altura do parapeito;

$t$  = espessura do parapeito.

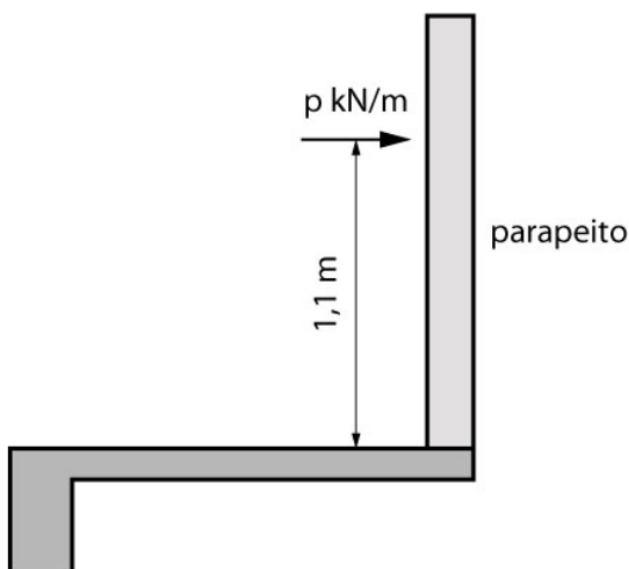
Para o dimensionamento de escadas deve-se levar em consideração uma única ação variável, que são as sobrecargas de utilização. De acordo com a ABNT NBR 6120:2019, deve ser considerado para este cálculo as seguintes cargas:

- 3,0 kN/m<sup>2</sup>, quando é para ser feito dimensionamento em escadas em residências multifamiliares e hotéis, no caso de uso comum, ou em edifícios comerciais, clubes, escritórios e bibliotecas
- 2,5 kN/m, quando o dimensionamento é para escada de residências unifamiliares e hotéis (dentro de unidades autônomas).

Como este trabalho é sobre o projeto de um edifício multifamiliar, deve ser considerado no carregamento a carga de 3,0 kN/m<sup>2</sup>.

Quando há a existência de parapeitos apoiados sobre a escada, segundo a norma ABNT NBR 6120:2019 deve-se considerar uma ação horizontal aplicada a uma altura de 1,10 m, independente da altura do parapeito, como mostra na figura 31.

Figura 31 - Cargas acidentais ao longo do parapeito.



Fonte: MOURA (2019).

Os valores de “p” são utilizados da seguinte maneira:

- 1,0 kN/m para áreas privativas de unidades residenciais, escritórios, quartos de hotéis, quartos e enfermarias de hospitais, coberturas, terraços, passarelas etc.
- 1,0 kN/m para escadas privativas ou sem acesso público, escadas de emergência em edifícios
- 2,0 kN/m para escadas panorâmicas

As cargas que serão dispostas sobre o lance e o patamar são calculadas

através das equações 75 e 76.

$$Sd_{pat} = 1,4 * ( PP_{pat} + Pa + Re) + (1,4 * q) \quad ( 75 )$$

Sendo:

$Sd_{pat}$  = Carga distribuída sobre o patamar;

$PP_{pat}$  = Peso Próprio do patamar;

$Pa$  = Parapeito;

$Re$  = Revestimento;

$q$  = Sobrecargas de utilização.

$$Sd_{lance} = 1,4 * ( PP_{lance} + Pa + Re) + (1,4 * q) \quad ( 76 )$$

Sendo:

$Sd_{lance}$  = Carga distribuída sobre o lance;

$PP_{lance}$  = Peso Próprio do lance;

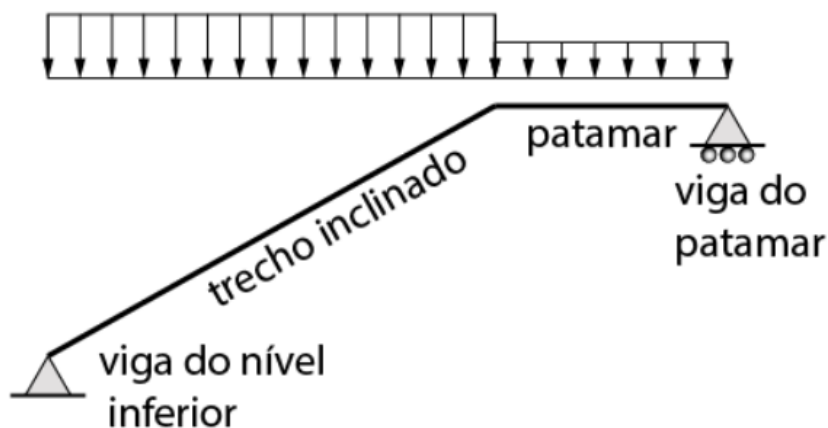
$Pa$  = Parapeito;

$Re$  = Revestimento;

$q$  = Sobrecargas de utilização.

O resultado final implicará nas cargas respectivas sobre o lance e o patamar e é demonstrado na figura 32.

Figura 32 - Modelo estrutural de cargas distribuídas sobre uma escada.



Fonte: MOURA (2019).

Após determinar as cargas, são feitos diagramas de esforço cortante e momento fletor para se observar o comportamento da estrutura em relação aos esforços atuantes sobre ela.

No diagrama de esforço cortante são obtidos as reações de apoio correspondentes, mostradas nas equações 14 e 15, também se encontra o ponto onde estará localizado o momento máximo da escada.

No diagrama de momento fletor, se obtém o momento máximo, este é calculado através da soma dos momentos atuantes na estrutura até o ponto onde o máximo está localizado.

Os diagramas citados acima podem ser vistos na figura 14.

### 3.2.7.2 Armadura da escada

O primeiro passo para realizar o dimensionamento, é determinar a posição da linha neutra. A fórmula da posição da linha neutra foi especificada na equação 20. Após a determinação pode se tomar conhecimento de qual o domínio a estrutura é pertencente. A forma de encontrar o domínio 2 ou domínio 3 são descritos nas equações 77 e 78.

$$X_{2,3} = 0,259 * d \quad (77)$$

$$X_{3,4} = 0,628 * d \quad (78)$$

Onde:

$X_{2,3}$  = Domínio 2 ou 3;

$X_{3,4}$  = Domínio 3 ou 4;

$x$  = Posição da linha neutra;

$d$  = altura útil

Caso a posição da linha neutra “ $x$ ” seja  $< X_{2,3}$ , então se tem a estrutura pertencente ao domínio 2. Caso o “ $x$ ” esteja na situação de  $X_{2,3} < x < X_{3,4}$  então a mesma será pertencente ao domínio 3.

A determinação da área de aço deve ser feito após o cálculo da posição da linha neutra, e obedece à equação 24.

O detalhamento da armadura é feito determinando primeiramente a área da barra, como se apresenta na equação 79.

$$A_{sb} = \frac{\pi * d_b^2}{4} \quad (79)$$

Sendo:

$d_b$  = Diâmetro da barra;

$A_{sb}$  = Área da barra.

O espaçamento entre as barras é calculado a partir da equação 80.

$$S = \frac{L_{escada}}{Nb} \quad (80)$$

Sendo:

S, espaçamento entre as barras;

$L_{esc}$ , largura da escada;

$Nb$ , número de barras total

O número de barras total é calculado a partir da equação 81.

$$Nb = \frac{L_{escada}}{s} \quad (81)$$

Para finalizar, a verificação ao cisalhamento de um dimensionamento de escada obedecerá a equação 51.

### 3.2.8 Dimensionamento de fundação

A fundação a ser utilizada neste projeto será as sapatas. Este tipo de fundação consiste em distribuir as cargas de parte de uma edificação ao solo, afim de que o peso concentrado de um pilar seja distribuído em uma área do solo. Quanto mais o peso, maior será a área da base da sapata.

### 3.2.8.1 Dimensionamento das Sapatas

O primeiro passo para o seu dimensionamento é calcular a carga total da sapata através do coeficiente de segurança que irá considerar 10% a mais de carga como sendo o peso próprio da sapata. Este cálculo é mostrado na equação 82.

$$Q_t = Q * 1,1 \quad (82)$$

Sendo:

$Q_t$  = carga total da sapata;

$Q$  = Carga anterior.

Após este cálculo, dimensiona-se as dimensões A (maior lado) e B (menor lado) a partir das equações 83 e 84.

$$B = \frac{(b_p - a_p)}{2} + \sqrt{\frac{(b_p - a_p)}{4} + S_{sap}} \quad (83)$$

$$A - B = a_p - b_p \quad (84)$$

Onde:

B é a menor dimensão da base da sapata;

A é a maior dimensão da base da sapata;

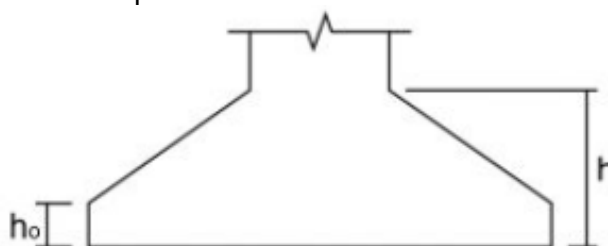
$b_p$  é a menor dimensão da seção do pilar;

$a_p$  é a maior dimensão da seção do pilar;

$S_{sap}$  é a área da base da sapata.

Após o cálculo das dimensões de base, pode ser calculada a altura total e a altura da aba da sapata. A figura 33 exemplifica a altura total (h) e a altura da aba ( $h_0$ ).

Figura 33 - Exemplo de uma sapata com a altura total e a altura da aba delimitadas.



Fonte: SCHNEIDER (2019).

Através das equações 85 e 86 estes valores podem ser conhecidos.

$$h \geq \frac{A - a_p}{3} \quad (85)$$

$$h_0 \geq \begin{cases} \geq 15 \text{ cm} \\ \geq h/3 \end{cases} \quad (86)$$

Onde:

$h$  é a altura da sapata;

$A$  é a maior dimensão da sapata;

$a_p$  é a maior dimensão da seção do pilar;

$h_0$  é a altura da aba da sapata.

### 3.2.8.2 Ancoragem do pilar

A armadura longitudinal do pilar deve ser ancorada na sapata conforme descrito no quadro 12 abaixo:

Quadro 12 - Ancoragem em função do diâmetro.

| Comprimento da ancoragem em função do diâmetro |            |            |
|------------------------------------------------|------------|------------|
| Fck (Mpa)                                      | Sem gancho | Com gancho |
| 15                                             | 53*        | 37*        |
| 20                                             | 44*        | 31*        |
| 25                                             | 38*        | 26*        |
| 30                                             | 33*        | 23*        |
| 35                                             | 30*        | 21*        |
| 40                                             | 28*        | 19*        |
| 45                                             | 25*        | 18*        |
| 50                                             | 24*        | 17*        |
| * = Multiplicar pela área da bitola.           |            |            |

Fonte: SCHNEIDER (2019).

De acordo com o fck do concreto pode se obter o comprimento da ancoragem para casos “sem gancho” e para casos “com gancho”.

### 3.2.8.3 Altura útil

A altura útil se define como a distância entre o topo da sapata e o centro de gravidade da armadura, e é calculada seguindo a equação 87.

$$d = h - c - \frac{\varnothing}{2} \quad (87)$$

Onde:

d = altura útil;

h = altura total da sapata;

c = cobrimento;

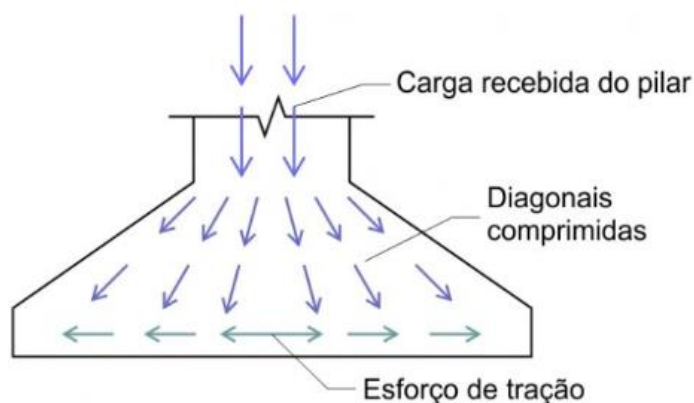
Ø = diâmetro das barras.

Após calculados a ancoragem e a altura útil é preciso verificar se  $d > L_b$ , ou seja, é preciso que a altura útil seja maior que a ancoragem. Caso isso não ocorra, é necessário que se aumente o valor do fck do concreto ou a altura da sapata até que d seja maior que  $L_b$ .

### 3.2.8.5 Diagonal comprimida

A figura 34 mostra com mais clareza o esquema de como ocorre a diagonal comprimida.

Figura 34 - Esquema de esforços em diagonais comprimidas.



Fonte: SCHNEIDER (2019).

Para se determinar a verificação da tensão na diagonal comprimida é importante que se tenha em mente que  $T_{sd} \leq Tr_{d2}$ , ou seja, o esforço cisalhante solicitante ( $T_{sd}$ ) deve ser menor que o esforço cisalhante resistente ( $Tr_{sd}$ ). Estes esforços são expostos através das equações 88 e 90 abaixo.

$$T_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_0 * d} \quad (88)$$

Onde:

$F_{sd}$  é o esforço solicitante majorado, definido pela equação 89.

$$F_{sd} = Q * 1,4 \quad (89)$$

$U_0$  = perímetro do pilar;

$d$  = altura útil.

$$Tr_{d2} = 0,27 * \alpha_v * f_{cd} \quad (90)$$

Onde:

$f_{cd}$  = resistência à compressão do concreto minorada;

$\alpha_v$  é dado pela equação 91:

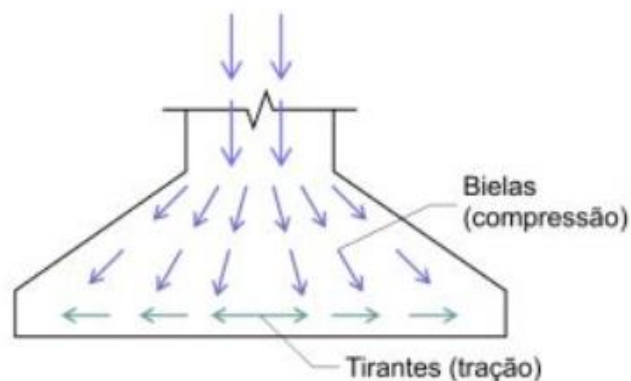
$$\alpha_v = \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (91)$$

Caso o resultado for  $T_{sd} \geq T_{rd2}$ , a altura da sapata ou o  $f_{ck}$  do concreto deve ser aumentado.

### 3.2.8.5 Método das bielas

Este método é um dos mais utilizados para dimensionamento de fundações. As bielas são vetores que transmitem uma força linear de compressão, enquanto isso, as tirantes tem o papel de transmitir aa força linear de tração como mostra a figura 35.

Figura 35 - Exemplificação estrutural do método das bielas.



Fonte: SCHNEIDER (2019).

Para que este método tenha suas aplicações é necessário que se siga a equação 92.

$$d \geq \begin{cases} \frac{a-a_0}{4} \\ \frac{b-b_0}{4} \\ 1,44 * \sqrt{\frac{P}{\sigma_a}} \end{cases} \quad (92)$$

Onde:

$$\sigma_a = 0,85 * \frac{f_{ck}}{1,96} \quad (93)$$

d é a altura útil;

a é a maior dimensão da sapata;

a<sub>0</sub> é a maior dimensão do pilar;

b é a menor dimensão da sapata;

b<sub>0</sub> é a menor dimensão do pilar;

P é a carga do pilar;

f<sub>ck</sub> é a resistência à compressão do concreto.

Caso algumas das indicações não for verdadeira, é preciso que altere as dimensões da sapata até que isto seja modificado.

### 3.2.8.6 Cálculo da armadura

O primeiro passo para o cálculo da armadura é a determinação das tensões em cada direção seguidas pelas equações 94 e 95.

$$T_x = \frac{P * (a - a_0)}{8 * d} \quad (94)$$

$$T_y = \frac{P * (b - b_0)}{8 * d} \quad (95)$$

Sendo:

T<sub>x</sub> é a força de tração na base da sapata na direção X;

T<sub>y</sub> é a força de tração na base da sapata na direção Y;

P é a carga do pilar;

A partir deste irá calcular a área do aço nas duas direções. (equações 96 e 97)

$$A_{sx} = \frac{1,61 * T_x}{f_{yk}} \quad (96)$$

$$A_{sy} = \frac{1,61 * Ty}{f_{yk}} \quad (97)$$

Sendo:

$A_{sx}$  é a área de aço na direção x;

$A_{sy}$  é a área de aço na direção y.

Com a área de aço já calculada, pode se obter por meio do quadro 7 a relação entre o diâmetro da ferragem e a área de aço.

Para cada direção irá calcular o número de barras a partir da equação 98.

$$N_{barras} = \frac{A_s}{\emptyset} \quad (98)$$

O espaçamento entre as barras deve permanecer entre 10 e 20 cm, sendo assim, o cálculo para determinar o espaçamento é apresentado na equação 99.

$$e = \frac{205 - 5 * 2(cobrimento\ lateral)}{N_{barras} - 1} \quad (99)$$

#### **4. RESULTADOS E DISCUSSÕES**

O presente trabalho desenvolve projeto compatibilizado em conformidade com as normas vigentes. Considerando as propostas do cliente desde o pré-projeto ao dimensionamento dos elementos.

Espere-se que o resultado deste projeto atenda as normas do município, que são código de obra e plano diretor.

Todo projeto arquitetônico é uma atividade de criação, que precede a construção, parte-se do estudo do terreno escolhido para a elaboração técnica do planejamento. Detalha-se o projeto legal e executivo através de representação gráfica e escrita da edificação. Nesta etapa, o engenheiro define forma da edificação, espaçamentos e dimensionamentos.

O projeto arquitetônico prevê e previne possíveis problemas de execução do projeto, por isso ele é composto por documentos que determinam cada parâmetro de construção, garantindo segurança dos moradores e investimento em qualidade de vida e bem-estar.

## 4.1 Projeto Arquitetônico

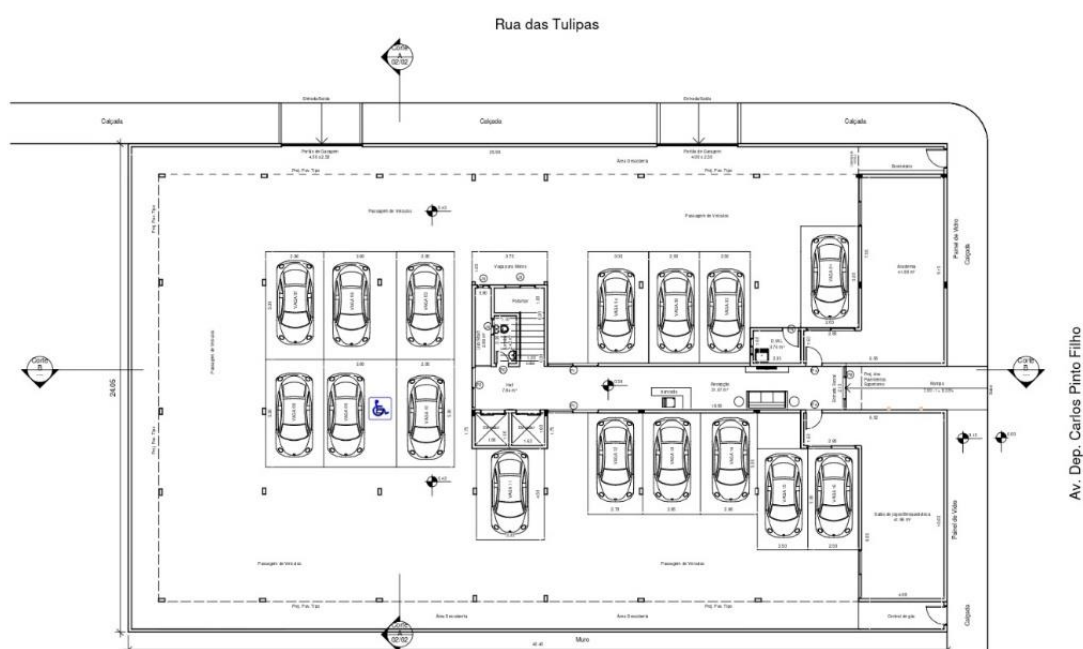
### 4.1.1 Pavimento Térreo

Foi projetado um edifício composto por um pavimento térreo contendo ampla Área de Lazer, Salão de Jogos, Academia e Área de Recepção pensando na satisfação e melhores condições de vida para os moradores.

A locação de veículos foi baseado na quantidade de apartamentos, sendo uma vaga de garagem por apartamento. Com isso, foi adicionado ao projeto 15 vagas de garagens e 01 vaga para cadeirante seguindo as normas da ABNT NBR 9050 : 2020.

Na figura a abaixo pode ser observado a Planta baixa deste pavimento.

Figura 36 - Planta baixa do Pavimento Térreo.

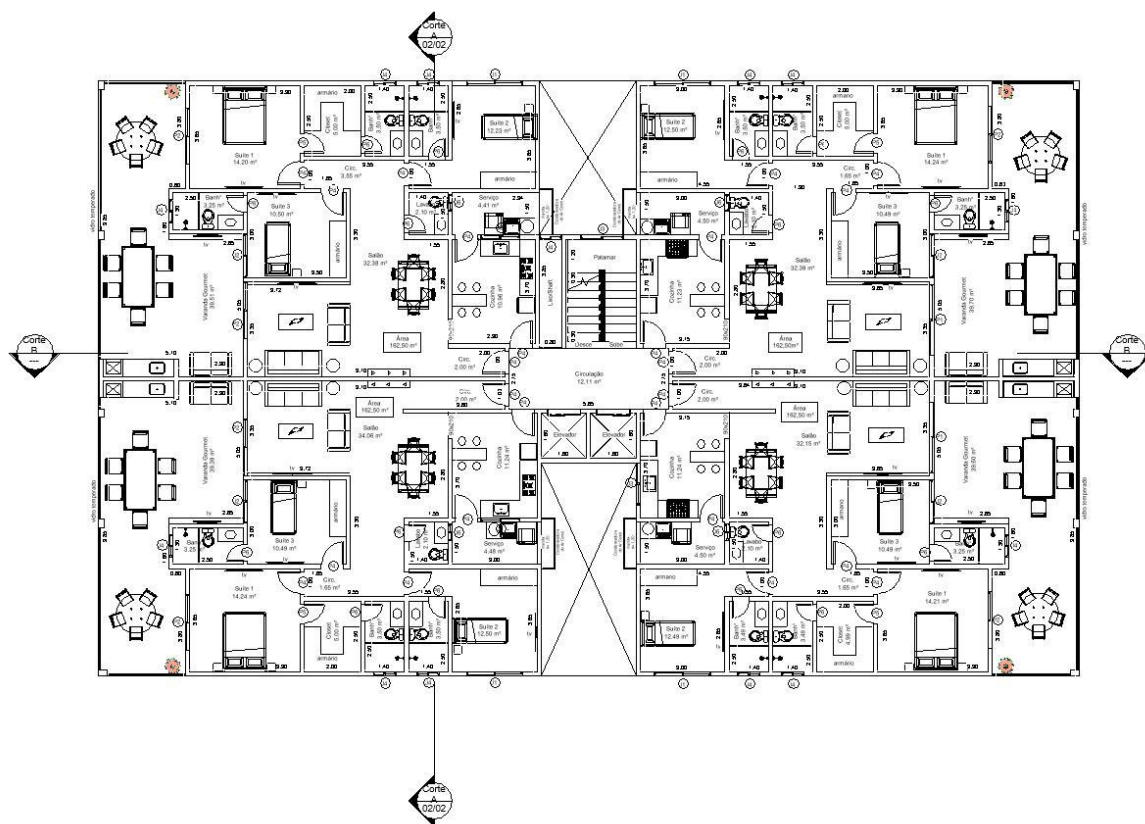


Fonte: AUTOR (2022).

#### 4.1.2 Pavimento Tipo

O projeto apresenta Pavimento Tipo com 4 apartamentos de alto padrão por andar, contendo 162,50 m<sup>2</sup> de área total cada um. Os apartamentos são compostos por 01 cozinha, 01 área de Serviço, 01 Sala/Copa, 03 suítes, 03 banheiros, 01 closet, 01 lavabo e 01 área gourmet. Como mostra a figura a seguir.

Figura 37 - Planta Baixa do Pavimento Tipo.

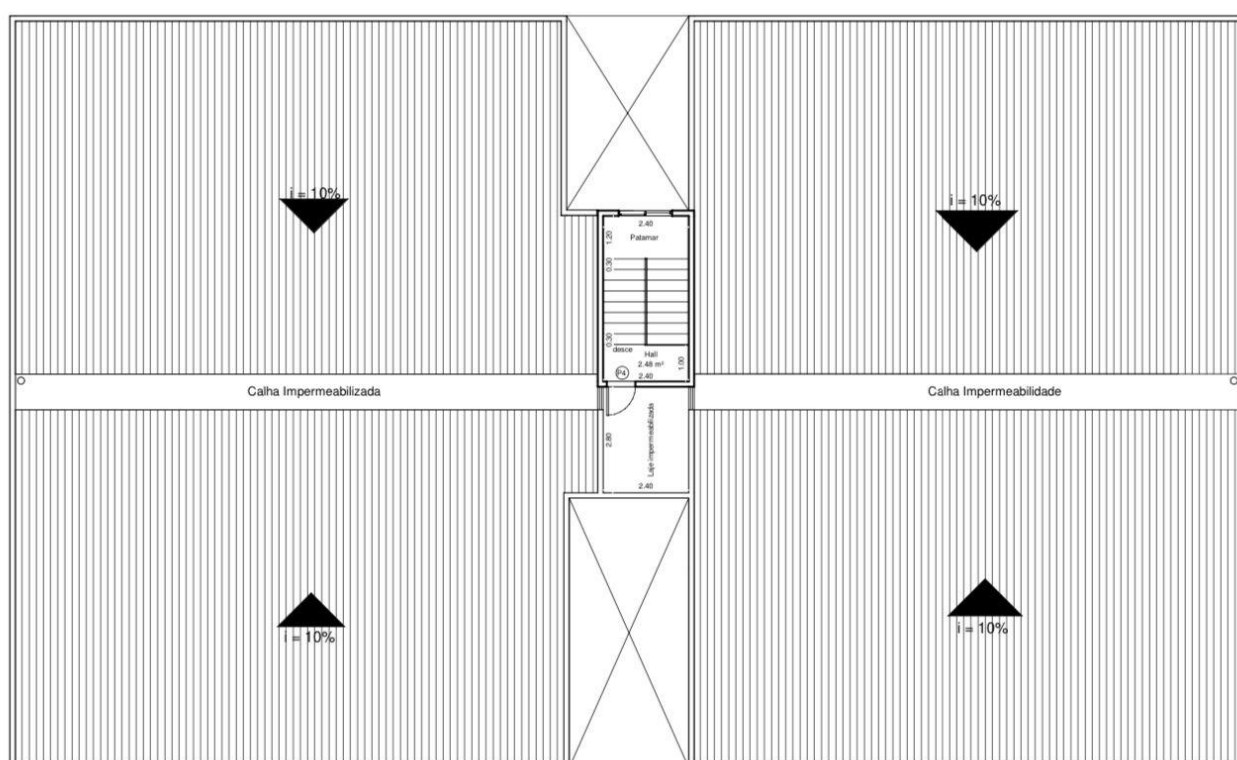


Fonte: AUTOR (2022).

### 4.1.3 Cobertura

Possui 613,02 m<sup>2</sup> de laje coberta por telhado galvanizado, usando inclinação de 10%, possui calha impermeabilizada com 1,00 de largura, portanto isso irá determinar um bom desempenho no escoamento de águas pluviais. (Figura 38)

Figura 38 - Planta Baixa da Cobertura.



Fonte: AUTOR (2022).

#### 4.1.4 Fachada

A teve de ser pensada de uma forma que não sacrificasse a estrutura da edificação. Desta forma foi feito uma fachada com painéis de vidros espelhados nos locais onde será a academia e o salão de jogos. Além disso as amplas varandas gourmet deram um aspecto de ambiente livre, bom para descanso e lazer para os moradores. A fachada pode ser observada na figura 39.

Figura 39 - Desenho da Fachada.



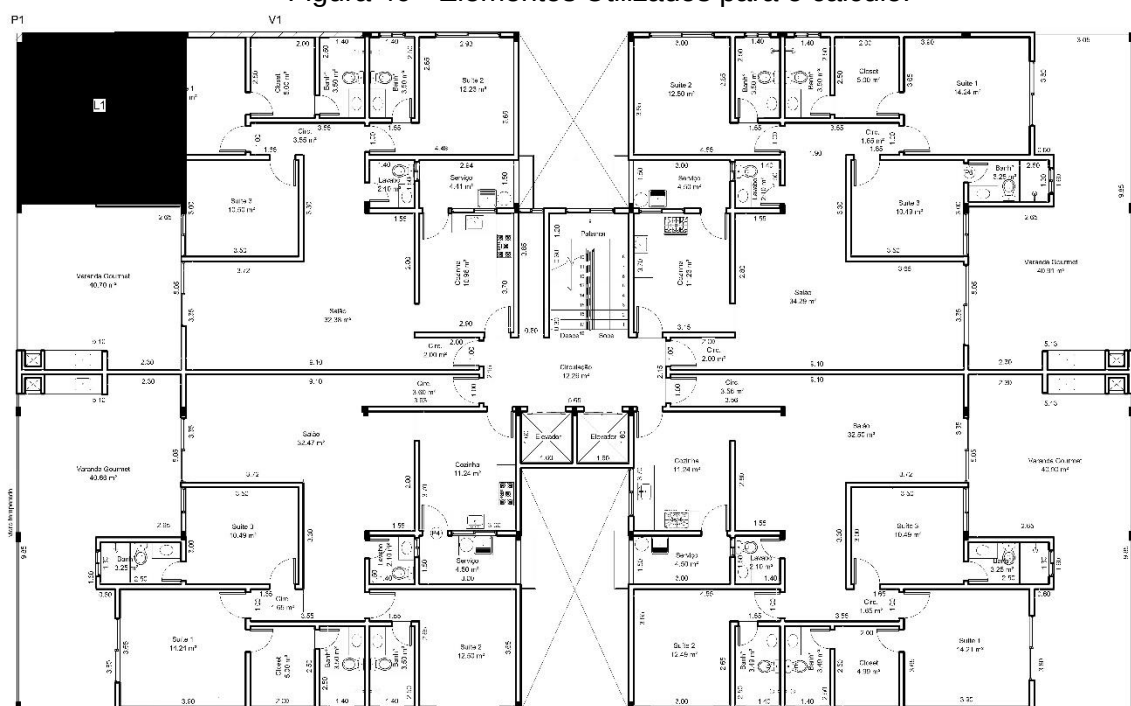
Fonte: AUTOR (2022).

Após a finalização do projeto arquitetônico, passa-se na sequência para projetos auxiliares, nos quais inicia-se o uso de programas e softwares, como eberick para criação do projeto estrutural.

## 4.2 Projeto Estrutural

Para o dimensionamento foram utilizados um elemento para cada cálculo. Os elementos utilizados foram respectivamente L1 (Para dimensionamento de Lajes), V1 - Trecho P2 a P3 (Para o dimensionamento de Viga) e P1 (Para Dimensionamento de Pilar). A figura abaixo demonstra esta situação:

Figura 40 - Elementos Utilizados para o cálculo.



Fonte: AUTOR (2022).

Para o cálculo estrutural, o software eberick gerou aços do tipo CA 50 e Ca 60, sendo o primeiro utilizado para ferragens onde precisavam ser mais maleáveis e o segundo para ferragens com bitolas maiores, justamente onde exigia um nível mais alto de resistência.

Seguindo pela localização do edifício ser na cidade de Itaperuna – RJ o Fck do concreto utilizado foi de 25 Mpa, pois segundo o Quadro 4 na tabela de classe de agressividade este ambiente se encontra em local de classificação moderada onde há pouco risco de deteriorização.

#### 4.2.1 Dimensionamento da Laje

A laje escolhida para o dimensionamento possui 10 cm de espessura e suas dimensões são de 5,00 x 4,50 metros (Laje armada em duas direções). Os momentos gerados a partir do Software Eberick V8 Gold foram:

- Armação Positiva:  $M_{dx} = 16,73 \text{ kN.m}$ ;  $M_{dy} = 15,26 \text{ kN.m}$
- Armação Negativa:  $M_{dx} = 6,42 \text{ kN.m}$ ;  $M_{dy} = 6,11 \text{ kN.m}$

O cálculo foi feito a utilizando o  $M_{dx}$  que é referente a ao Momento do lado positivo na direção x.

A partir destes valores foi calculado as ferragens a serem utilizados em cada direção.

##### 4.2.1.1 Estado Limite Último

Os primeiros cálculos para o dimensionamento da laje foram feitos respectivamente seguindo as equações 18, 19 e 22, desta forma:

$$d = 0,9 \cdot 0,15 = 0,135$$

$$f_{cd} = \frac{25}{1,4} = 17,86 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

##### 4.2.1.2 Posição da Linha Neutra

Primeiro foi calculado o as ferragens na no lado positivo e na direção x (utilizando  $M_{dx} = 16,73 \text{ kN.m}$ ). O calculo para conhecer a posição da linha neutra foi feito seguindo a equação 20:

$$x = 1,25 \cdot 0,135 \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{16,73}{0,425 \cdot 1 \cdot 0,135^2 \cdot 17,86 \cdot 10^3}} \right]$$

$$x = 0,01$$

$x < x_{23}$  –  $x$  é de domínio 2 ou 3

#### 4.2.1.3 Área de Aço

O cálculo da área de aço e área de aço mínima foi feito seguindo as fórmulas 24 e 23.

$$A_s = \frac{16,73}{(0,135 - 0,4 \cdot 0,01) \cdot 17,86 \times 10^3} = 2,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0,67 \cdot 0,0015 \cdot 1 \cdot 0,15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

#### 4.2.1.4 Detalhamento

O primeiro passo para o detalhamento é calcular o diâmetro máximo das barras.

$$\phi L = \frac{H_{laje}}{8} = 18,75 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$$

Após, se calcula o diâmetro da bitola da armadura principal.

$$A_{\phi} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 10^2}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 = 8 \text{ mm}^2 \text{ aprox.}$$

Para o número de barras e o espaçamento entre elas se utiliza as equações 98 e 34, respectivamente:

$$N_{\text{barras}} = \frac{2,93}{0,78} = 3,7 = 4 \text{ barras aprox.}$$

$$S = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

O calculo se conclui com o número total de barras:

$$N_{\text{total}} = \frac{L_{laje}}{S} = \frac{500}{25} = 20 \text{ barras}$$

Desta forma, para a direção  $x$  do lado positivo na laje 1 tem-se 20N2  $\phi$  8.0 c/ 25.

#### 4.2.1.5 Comparações com o software

Pelo software Eberick V8 gold a Laje L1 apresentou para a armadura positiva na direção x o valor de ferragens de 35N2 Ø 8.0 c/14.

Comparando as duas situações pode ser observado uma grande diferença em relação ao espaçamento entre as barras, gerando também mais barras na estrutura. Isto pode ser explicado pelo fato de que o algoritmo do programa calcula todas os elementos estruturais que geram esforços na laje, por exemplo, ele leva em consideração a atuação da Laje L2, das Viga V1, do Pilar P1 e P2, desta forma aumento a robustez da estrutura.

Já o cálculo demonstrado nos itens acima levou em consideração somente a laje L1 de forma isolada, gerando uma estrutura mais leve.

#### 4.2.2 Dimensionamento de Viga

Para o cálculo do dimensionamento de viga foi utilizado a Viga V1 entre os trechos P2 e P3. Esta viga tem dimensões de 0,15 x 0,40 cm e apresentou segundo o software Eberick V8 gold um momento de 38,81 kN.m.

##### 4.2.2.1 Estado limite Último

O primeiro passo é determinar o estado limite último novamente utilizando as equações 18,19 e 22.

$$d = 0,9 \cdot 0,4 = 0,36$$

$$f_{cd} = \frac{25}{1,4} = 17,86 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

##### 4.2.2.2 Posição da linha neutra

A posição da linha neutra é definida segunda a equação 20.

$$x = 1,25 * 0,36 * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{38,81}{0,425 * 0,15 * 0,36^2 * 17,86 \times 10^3}} \right]$$

$$x = 0,0636$$

Pela equação 77, pode ser observado o domínio.

$$x < x_{23} - x \text{ é de domínio 2 ou 3}$$

Seguindo pela equação 21, pode se ver o tipo de armadura que contem na viga.

$$\frac{0,0636}{0,36} \leq 0,45$$

Portanto, na viga será utilizado armadura simples.

#### 4.2.2.3 Área de Aço e área de aço mínima

O cálculo da área de aço e área de aço mínima foi feito seguindo as equações 24 e 23.

$$A_s = \frac{38,81}{(0,36 - 0,4 * 0,0636) * 17,86 \times 10^3} = 2,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,67 * 0,0015 * 0,15 * 0,4 = 0,6 \text{ cm}^2$$

#### 4.2.2.4 Resistência a tração do concreto

O cálculo da resistência a tração se basea pela equação 45.

$$f_{ctd} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{1,4}$$

$$f_{ctd} = 1,28 \text{ MPa}$$

#### 4.2.2.5 Detalhamento

Para a determinação do detalhamentos das ferragens, é feito o cálculo na parte

tracionada e comprimida do elemento.

#### 4.2.2.6 Armadura Tracionada

Para o cálculo, primeiro se calcula o diâmetro das ferragens.

$$A\phi = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 = 8.0 \text{ mm}^2 \text{ aprox.}$$

O número de barras de acordo com a equação 98.

$$N_{\text{barras}} = \frac{2,67}{0,78} = 3,42 = 4 \text{ barras aprox.}$$

$$\text{Disperdício} = 4 - 3,42 = 0,58$$

A área tracionada equivale a 4Ø8.0.

#### 4.2.2.7 Armadura Comprimida

Para o cálculo da armadura comprimida se repete o mesmo processo.

$$A\phi = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 = 8.0 \text{ mm}^2 \text{ aprox.}$$

O número de barras de acordo com a equação 98.

$$N_{\text{barras}} = \frac{2,67}{0,78} = 3,40 = 4 \text{ barras aprox.}$$

$$\text{Disperdício} = 4 - 3,40 = 0,20$$

A área comprimida equivale a 4Ø8.0.

#### 4.2.2.8 Dimensionamento de Estribos

#### 4.2.2.9 Verificação da resistência nas bielas

São utilizadas as equações 91 e 25, e após é feita a verificação.

$$\alpha_v = \left( 1 - \frac{25}{250} \right) = 0,9$$

$$V_{sw} = 0,27 * 0,036 * 0,9 * 17,86 \times 10^3 = 23,43 \text{ kN}$$

Para saber se a condição foi atendida é necessário comparar o  $V_{sw}$  com o esforço cortante.

$$23,43 > 22,66 \text{ (Esforço cortante)}$$

Resiste, pois a condição foi atendida.

#### 4.2.2.10 Parcela resistida pelo concreto

$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d$$

$$V_c = 0,6 * 1,28 \times 10^3 * 0,15 * 0,036$$

$$V_c = 4,14 \text{ kN}$$

#### 4.2.2.11 Parcela Resistida pelo Aço

$$V_{sw} = V_d - V_c = 22,66 - 4,14 = 18,5 \text{ kN}$$

#### 4.2.2.12 Área do Aço

A área de aço e área de aço mínima para o cálculo dos estribos é indicado seguindo as equações 23 e 24.

$$A_{smin} = 0,67 * 0,0015 * 0,15 * 0,4 = 0,603 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{18,5}{(0,36 - 0,4 * 0,0636) * 434,78 \times 10^3} = 1,32 \text{ cm}^2$$

#### 4.2.2.13 Área da Bitola do Aço

Para o cálculo, primeiro se calcula a área da bitola do aço.

$$A\emptyset = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0.5^2}{4} = 0,196 \text{ cm}^2 = 5.0 \text{ mm}^2 \text{ aprox.}$$

#### 4.2.2.14 Número de Barras e Espaçamento

Para o número de barras e o espaçamento entre elas se utiliza as equações 98 e 34, respectivamente:

$$N_{\text{barras}} = \frac{1,32}{0,196} = 6,73 = 7 \text{ barras aprox.}$$

$$S = \frac{150}{7} = 21,4 \text{ cm} = 22 \text{ cm aprox.}$$

#### 4.2.2.15 Número Total de barras

O cálculo se conclui com o número de total de barras.

$$N_{\text{total}} = \frac{L_{\text{laje}}}{S} = \frac{540}{22} = 24,5 = 25 \text{ barras aprox.}$$

Portanto, é definido de acordo com os cálculos a ferragem de 25Ø5.0 c/22

#### 4.2.2.16 Comparação com o software

Segundo o software Eberick V8 gold a viga foi dimensionada com 4Ø8.0 na Armadura Tractionada 4Ø8.0 na Armadura comprimida. Esta aproximação nos resultados pode ser observado pela área de aço gerada em ambas as situações serem muito próximas.

Os estribos que foram gerados pelo software fora de 80Ø5.0c/97. Esta diferença pode ser explicado pois o software calculou a viga em seu comprimento total, dando esta grande diferença no espaçamento e no número de barras pelos estribos.

#### 4.2.3 Dimensionamento de Pilar

Para o dimensionamento de pilar, foi utilizado como modelo o pilar P1 do 4º

pavimento. Segundo o software Eberick V8 gold foi gerado um  $F_d = 162,49$  kN e um  $M_{sd} = 18,87$  kN.m, foi utilizado também um concreto com  $f_{ck} = 25$  e aço CA 50.

#### 4.2.3.1 Estado Limite Último

O primeiro passo é determinar o estado limite último, utilizando as equações 18,19 e 22.

$$d = 0,9 \cdot 0,3 = 0,27$$

$$f_{cd} = \frac{25}{1,4} = 17,86 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

#### 4.2.3.3 Área do aço

A área de aço e área de aço mínima para o cálculo dos pilares é indicado seguindo as equações 23 e 24.

$$A_{s_{\min}} = 0,67 \cdot 0,0015 \cdot 0,5 \cdot 0,3 = 1,5075 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{18,87}{(0,27 - 0,4 \cdot 5,8 \times 10^{-3}) \cdot 434,78 \times 10^3} = 1,62 \text{ cm}^2$$

#### 4.2.2.4 Resistência a tração do concreto

O cálculo da resistência a tração se baseia pela equação 45.

$$f_{ctd} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{1,4}$$

$$f_{ctd} = 1,28 \text{ MPa}$$

#### 4.2.3.5 Detalhamento

Para o cálculo, primeiro se calcula a área da bitola do aço.

$$A\emptyset = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 = 8.0 \text{ mm}^2 = 10.0 \text{ mm}^2$$

Segundo a norma, não é permitido pilares com ferragens menores que 10.0 mm<sup>2</sup>, portanto como o cálculo gerou uma bitola de 8.0 mm<sup>2</sup>, o valor é arredondado para 10.0 mm<sup>2</sup>.

#### 4.2.3.6 Número de Barras e Espaçamento

Para o número de barras e o espaçamento entre elas se utiliza as equações 98 e 34, respectivamente:

$$N_{\text{barras}} = \frac{1,62}{0,785} = 2,06 = 3 \text{ barras aprox.}$$

$$S = \frac{150}{3} = 50 \text{ cm}$$

#### 4.2.3.7 Número Total de barras

O cálculo se conclui com o número de total de barras.

$$N_{\text{total}} = \frac{L_{\text{pilar}}}{S} = \frac{315}{50} = 5,8 = 6 \text{ barras aprox.}$$

Portanto foi definido 6Ø10.0 mm<sup>2</sup> de ferragem.

#### 4.2.3.8 Dimensionamento de Estribos

Os estribos são dimensionados seguindo os passos listados abaixo.

#### 4.2.3.9 Verificação da resistência nas bielas

São utilizadas as equações 91 e 25, e após é feita a verificação.

$$\alpha_v = \left( 1 - \frac{25}{250} \right) = 0,9$$

$$V_{sw} = 0,27 * 0,027 * 0,9 * 17,86 \times 10^3 = 11,17 \text{ kN}$$

Para saber se a condição foi atendida é necessário comparar o  $V_{sw}$  com o esforço cortante.

$$11,17 < 22,66 \text{ (Esforço cortante)}$$

Resiste, pois a condição foi atendida.

#### 4.2.3.10 Parcela resistida pelo concreto

$$\begin{aligned} V_c &= 0,6 * f_{ctd} * b_w * d \\ V_c &= 0,6 * 1,28 \times 10^3 * 0,5 * 0,027 \\ V_c &= 10,37 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4.2.3.11 Parcela Resistida pelo Aço

$$V_{sw} = V_d - V_c = 11,17 - 10,37 = 0,8 \text{ kN}$$

#### 4.2.3.12 Área do Aço

A área de aço e área de aço mínima para o cálculo dos estribos é indicado seguindo as equações 23 e 24.

$$\begin{aligned} A_{s_{min}} &= 0,67 * 0,0015 * 0,5 * 0,3 = 1,5075 \text{ cm}^2 \\ A_s &= \frac{18,87}{(0,27 - 0,4 * 5,8 \times 10^{-3}) * 434,78 \times 10^3} = 1,62 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

#### 4.2.3.13 Área da Bitola do Aço

Para o cálculo, primeiro se calcula a área da bitola do aço.

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \approx 5.0 \text{ mm}^2 \text{ aprox.}$$

#### 4.2.3.14 Número de Barras e Espaçamento

Para o número de barras e o espaçamento entre elas se utiliza as equações 98 e 34, respectivamente:

$$N_{\text{barras}} = \frac{1,62}{0,196} = 8,26 = 9 \text{ barras aprox.}$$

$$S = \frac{100}{9} = 11,11 \text{ cm} = 12 \text{ cm aprox.}$$

#### 4.2.3.15 Número Total de barras

O cálculo se conclui com o número de total de barras.

$$N_{\text{total}} = \frac{L_{\text{laje}}}{S} = \frac{315}{12} = 26,25 = 27 \text{ barras aprox.}$$

Portanto, é definido de acordo com os cálculos a ferragem de 27Ø5.0 c/12

#### 4.2.3.16 Comparação com o software

Segundo o software Eberick V8 gold o pilar foi dimensionado com 6Ø10.0c/12. Pode ser observado que o software gerou uma estrutura igual a estrutura gerado nos cálculos acima. Este fato ocorreu devido a área de aço gerado por ambos as partes serem muito próximas, a área de aço gerado pelo software foi de 1,57 cm<sup>2</sup> e a área de aço gerado no cálculo a mão foi de 1,62 cm<sup>2</sup>.

Os estribos que foram gerados pelo software fora de 27Ø5.0c/12. Por este mesmo fato citado acima, os estribos gerados também obtiveram o mesmo resultado.

## 5. CONCLUSÃO

O presente trabalho foi uma oportunidade de aprendizagem, de compartilhamento de conhecimentos da metodologia de cálculos, formas e dimensionamentos aplicados na elaboração de um projeto residencial multifamiliar. O projeto de engenharia seguiu normas de acessibilidade e segurança, considerando o uso e ocupação do solo em Zona Urbana. Como desfecho obteve-se uma edificação sólida que atendeu às necessidades dos residentes.

A construção deste projeto de engenharia civil oportunizou muito mais do que o aperfeiçoamento de programa computacional, ele conduziu ao compromisso e empenho para alcançar os objetivos que satisfaçam os anseios dos futuros moradores.

No pertinente, as partes arquitetônicas e estruturais do projeto aplicou-se o conhecimento adquirido durante o curso de Engenharia Civil.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9050:2020. Acessibilidade a edificações. Disponível em <[https://www.caurn.gov.br/wp-content/uploads/2020/08/ABNT-NBR-9050-15-Acessibilidade-emenda-1\\_-03-08-2020.pdf](https://www.caurn.gov.br/wp-content/uploads/2020/08/ABNT-NBR-9050-15-Acessibilidade-emenda-1_-03-08-2020.pdf)>. Acesso em Maio de 2022.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9050:2015. Acessibilidade a edificações. Disponível em <[http://acessibilidade.unb.br/images/PDF/NORMA\\_NBR-9050.pdf](http://acessibilidade.unb.br/images/PDF/NORMA_NBR-9050.pdf)>. Acesso em Maio de 2022.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9077/1993. Saída de Emergência em Edifícios. Disponível em <[https://www.cnmp.mp.br/portal/images/Comissoes/DireitosFundamentais/Acessibilidade/NBR\\_9077\\_Sa%C3%ADdas\\_de\\_emerg%C3%Aancia\\_em\\_edif%C3%ADcios-2001.pdf](https://www.cnmp.mp.br/portal/images/Comissoes/DireitosFundamentais/Acessibilidade/NBR_9077_Sa%C3%ADdas_de_emerg%C3%Aancia_em_edif%C3%ADcios-2001.pdf)>. Acesso em Março de 2022.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2003. Disponível em <<https://docente.ifrn.edu.br/valtencirgomes/disciplinas/construcao-de-edificios/abnt-6118-projeto-de-estruturas-de-concreto-procedimento>>. Acesso em Maio de 2022.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 6120/1980. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Disponível em <<https://engenhariacivilunip.weebly.com/uploads/1/3/9/9/13991958/nbr-6120.pdf>>. Acesso em Março de 2022.

Aula 02. Projeto Arquitetônico. Disponível em <<https://leiautdicas.wordpress.com/2015/11/12/aula-02-projeto-arquitetonico/>> Acesso em Março de 2022.

Concreto Armado, Estados limites de utilização. Disponível em <<https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/nepae/estados-limites-de-servico.pdf>>. Acesso em Março de 2022.

Concreto Armado I, estados limites de serviço: Fissuração – Deformação. Disponível em <[https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/jsc\\_apostila\\_estados\\_limites\\_servico\\_alunos\\_2009.pdf](https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/jsc_apostila_estados_limites_servico_alunos_2009.pdf)>. Acesso em Março de 2022.

Capítulo 4 – Fundações Profundas. Disponível em <<http://www.lmsp.ufc.br/arquivos/graduacao/fundacao/apostila/04.pdf>>. Acesso em Março de 2022.

Como dimensionar Vigas em concreto armado. Disponível em <<https://neoipsum.com.br/05-passos-para-dimensionar-vigas-de-concreto-armado/>>. Acesso em Março de 2022.

Cisalhamento em Vigas. Disponível em <<http://www.fec.unicamp.br/~almeida/cv714/Cisalhamento.pdf>>. Acesso em Abril de 2022.

Cisalhamento em laje de Concreto. Disponível em <<https://www.guiadaengenharia.com/cisalhamento-lajes-concreto/>>. Acesso em Maio de 2022.

Dimensionamento Viga de Concreto Armado - Métodos Simplificados. Disponível em <<https://nelsoschneider.com.br/dimensionamento-viga-de-concreto-armado/>>. Acesso em Março de 2022.

Disposições construtivas gerais das amaduras. Disponível em <[http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/3922/material/c29\\_disposi%C3%A7%C3%B5es\\_construtivas\\_gerais%20.pdf](http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/3922/material/c29_disposi%C3%A7%C3%B5es_construtivas_gerais%20.pdf)>. Acesso em Abril de 2022.

Dimensionamento de Pilares. Disponível em <<https://nelsoschneider.com.br/dimensionamento-de-pilares/>>. Acesso em Maio de 2022.

Detalhamento de Pilares em vista. Disponível em <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360012440853-Detalhamento-de-pilares-em-vista>>. Acesso em Maio de 2022.

Dimensionamento de escadas de concreto armado. Disponível em <<https://www.guiadaengenharia.com/escadas-concreto-dimensionamento/>>. Acesso em Maio de 2022.

Estruturas de Concreto – Capítulo 16. Disponível em <<http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec802/Pilares/16%20Pilares.pdf>>. Acesso em Maio de 2022.

Estudo comparativo de métodos de cálculo de lajes. Disponível em <<https://dspace.doctum.edu.br/bitstream/123456789/607/1/TCC%20WENDERSO%20PASCOALATO%20PAULA%202011-2016.pdf>>. Acesso em Maio de 2022.

Elevadores para transporte de pessoa portadora de deficiência. Disponível em <<https://www.crea-sc.org.br/porta/arquivosSGC/NBR%2013994.pdf>>. Acesso em Maio de 2022.

Elevador de Acessibilidade. Disponível em <<https://crel.com.br/importancia-do-elevador-de-acessibilidade/#:~:text=O%20elevador%20de%20acesso%2C%20permite,adaptado%20em%20especial%20para%20isso>>. Acesso em Maio de 2022.

Fundamento do Concreto Armado. Disponível em <<https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20CA.pdf>>. Acesso em Março de 2022.

Fundações Superficiais. Disponível em <<https://www.unaerp.br/revista-cientifica-integrada/edicoes-anteriores/volume3/2170-fundacoes-superficiais/file>>. Acesso em Março de 2022.

IBGE, índice de desenvolvimento humano. Disponível em <<https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/rj/itaperuna.html>>. Acesso em março de 2022.

Instrução Técnica nº 11/2019, Saída de Emergência. Disponível em <<https://guiasegci.com.br/legislacao/2020/07/14/instrucao-tecnica-no-112019-compilada-saidas-de-emergencia/>> Acesso em Março de 2022.

Índice de Esbeltez de Pilares. Disponível em <<https://nelsoschneider.com.br/indice-de-esbeltez-de-pilares/#:~:text=O%20C3%ADndice%20de%20esbeltez%20dos,pilar%20tem%20de%20se%20encurvar.>>. Acesso em Maio de 2022.

Inclusão social da pessoa com deficiência: medidas que fazem a diferença. Disponível em <<http://www.ibdd.org.br/arquivos/inclusaosocial.pdf>>. Acesso em Maio de 2022.

Lajes Maciças – Capítulo 11. Disponível em <[http://www.fec.unicamp.br/~almeida/au405/Lajes/Lajes\\_Macicas\\_EESC.pdf](http://www.fec.unicamp.br/~almeida/au405/Lajes/Lajes_Macicas_EESC.pdf)>. Acesso em Maio de 2022.

Módulo de Elasticidade do Concreto: Considerações gerais. Disponível em <<https://nelsoschneider.com.br/modulo-de-elasticidade-concreto/>> Acesso em Março de 2022.

Métodos de dimensionamentos de Lajes maciças com e sem embasamento da norma NBR 6118:2014. Disponível em <<https://www.redalyc.org/journal/5606/560662197026/html/>> Disponível em>. Acesso em Maio de 2022.

MACHADO, Roberto. **Desenho Técnico Civil**. 1º ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2019. 227 p.

NETO, Egydio P. **Caderno de Receitas Concreto Armado - Pilares - Vol. 2**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2017. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521634676/>. Acesso em: 14 mar 2022.

NETO, Egydio P. **Caderno de Receitas de Concreto Armado - Vol. 1 - Vigas**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2017. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521634690/>. Acesso em: 14 mar. 2022.

NETO, Egydio P. **Caderno de Receitas Concreto Armado – Pilares – Vol. 2**. 1º ed. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2017. 130 p.  
Pilares de Concreto Armado. Disponível em <http://site.ufvjm.edu.br/icet/files/2016/08/apostila-pilares-unesp-prof-paulo-sergio.pdf>. Acesso em Maio de 2022.

Researchgate. Disponível em [https://www.researchgate.net/figure/Figura-1-Planta-baixa-e-corte-da-edificacao-todas-as-dimensoes-sao-dadas-em-metros\\_fig1\\_337335285](https://www.researchgate.net/figure/Figura-1-Planta-baixa-e-corte-da-edificacao-todas-as-dimensoes-sao-dadas-em-metros_fig1_337335285). Acesso em Março de 2022.

Resistência dos Materiais I. Disponível em <https://wp.ufpel.edu.br/alinepaliga/files/2014/08/Cap%C3%ADulo-6.pdf>. Acesso em Maio de 2022.

RODRIGUES, P. C. **Notas de Aula da disciplina de Estruturas de Concreto Armado I**. Curso de graduação em Engenharia Civil. 2ª ed. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2011.

Tangará Imóveis. Disponível em <https://www.tgaimoveis.com.br/imovel/2003424/casa-venda-tangara-da-serra-mt-jd-taruma>. Acesso em Março de 2022.