



ANDRÉ ROGÉRIO GONÇALVES LEAL
RAIANA ANDRÉ REIS

**PROJETO ESTRUTURAL E FUNDAÇÃO DE UMA EDIFICAÇÃO
COMERCIAL EM CONCRETO ARMADO COMPOSTA POR DOIS PAVIMENTOS
UTILIZANDO LAJES NERVURADAS**

Itaperuna

2022

ANDRÉ ROGÉRIO GONÇALVES LEAL

RAIANA ANDRÉ REIS

**PROJETO ESTRUTURAL E FUNDAÇÃO DE UMA EDIFICAÇÃO
COMERCIAL EM CONCRETO ARMADO COMPOSTA POR DOIS PAVIMENTOS
UTILIZANDO LAJES NERVURADAS**

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

Orientador: Arthur Almeida Tavares

Coorientador: Saulo Guimarães Cordeiro

Itaperuna

2022

FOLHA DE APROVAÇÃO

Autor (es): ANDRÉ ROGÉRIO GONÇALVES LEAL, E, RAIANA ANDRÉ REIS

Título: PROJETO ESTRUTURAL E FUNDAÇÃO DE UMA EDIFICAÇÃO COMERCIAL EM CONCRETO ARMADO COMPOSTA POR DOIS PAVIMENTOS UTILIZANDO LAJES NERVURADAS.

Natureza: Trabalho de Conclusão de Curso

Objetivo: Título de Bacharel em Engenharia Civil

Instituição: Centro Universitário Redentor

Área de Concentração: Engenharia Civil

Aprovada em: ____/____/____

Banca Examinadora:

Prof.º Arthur Almeida Tavares

Engenheiro Civil

Instituição: Centro Universitário Redentor

Aloir Dias de Almeida Júnior

Engenheiro Civil

Instituição: Centro Universitário Redentor

Saulo Guimarães Cordeiro

Engenheiro Civil

Instituição: Centro Universitário Redentor

AGRADECIMENTOS

Eu, André Rogério Gonçalves Leal, agradeço ao meu primo Heleno Salgado, que foi o grande incentivador desta jornada. Sou grato as minhas colegas de turma em especial a Raiana Reis, Makelly Dutra e Vanessa Felix, a minha esposa Michele Leal, pela paciência e estímulo durante todo o curso. Dedico esta vitória a minha mãe Jeanete Leal, que com toda certeza está realizando um sonho ao me ver formando. Por fim, agradeço imensamente a Deus por me dar força, saúde e disposição para a conclusão da faculdade.

Eu, Raiana André Reis, agradeço primeiramente à Deus, por me capacitar e fortalecer para que chegasse até aqui. Sou grata também aos meus pais, Ana Reis e Joel Reis, por todo apoio e incentivo ao longo desses 5 anos, às minhas colegas de turma Vanessa Felix e Makelly Dutra, e em especial, a minha dupla André, por todo companheirismo e amizade durante essa jornada.

Nosso muito obrigado ao orientador Arthur Almeida e ao coorientador Saulo Guimarães, por toda atenção, paciência e disponibilidade a nos ajudar e passar seus conhecimentos, que muito contribuiu para o desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

O presente trabalho aborda o projeto estrutural e fundação de uma edificação comercial em concreto armado composta por dois pavimentos com a empregabilidade de lajes nervuradas e capitéis. Nele é apresentada a concepção dos elementos estruturais, previsão dos carregamentos, análise dos esforços atuantes e dimensionamento da estrutura. Quanto à fundação, proposta secundária deste trabalho, também foi realizado o processo de dimensionamento e posterior detalhamento com base no relatório de sondagem SPT, e por fim, foi realizado a emissão de pranchas técnicas. A fim de certificar que os objetivos propostos fossem alcançados, o projeto foi concebido e seus resultados analisados conforme prescrição das normativas brasileiras vigentes e metodologias consolidadas no assunto.

Palavras chave: Concreto armado; Lajes nervuradas; Fundação direta; Sapatas.

ABSTRACT

The present work approaches the structural design and foundation of a commercial building in reinforced concrete composed of two floors with the employability of ribbed slabs and capitals. It presents the design of structural elements, forecast of loadings, analysis of work efforts and dimensioning of the structure. As for the foundation, a secondary proposal of this work, the sizing and subsequent detailing process was also carried out based on the SPT survey report, and finally, the issuance of technical planks was carried out. In order to certify that the proposed objectives were achieved, the project was conceived and its results analyzed according to the prescription of current Brazilian regulations and methodologies consolidated in the subject.

Keywords: Reinforced concrete; Ribbed slabs; Direct foundation; Shoes.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Planta de situação do lote	6
Figura 2 - Vista frontal da fachada	6
Figura 3 - Planta baixa do primeiro e segundo pavimento	7
Figura 4 - Corte A-B	7
Figura 5 - Corte C-D	8
Figura 6 - Etapas de um projeto estrutural	10
Figura 7 - Características geométricas das barras nervuradas	13
Figura 8 - Fluxos das ações nos elementos estruturais	15
Figura 9 - Seção transversal de uma laje nervurada in loco	16
Figura 10 - Capitel em laje nervurada	17
Figura 11 - Representação de uma viga bi apoiada	18
Figura 12 - Posição dos pilares em planta	19
Figura 13 – Demonstração de fundação rasa	21
Figura 14 - Processo de execução de sapatas	22
Figura 15 - Seção transversal de laje nervurada com nervuras aparentes	39
Figura 16 - Seção transversal da laje nervurada	47
Figura 17 - Variáveis de cálculo de uma escada	61
Figura 18 - Dimensões de uma sapata	65
Figura 19 - Detalhamento da sapata	68
Figura 20 - Elementos estruturais em nível baldrame	70
Figura 21 - Elementos do primeiro pavimento	71
Figura 22 - Elementos do pavimento cobertura	72
Figura 23 - Modelagem da estrutura	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental	24
Tabela 2 - Relação água/cimento e resistências mínimas do concreto	25
Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade e cobrimento nominal.....	26
Tabela 4 - Resistências do concreto à compressão	27
Tabela 5 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto	29
Tabela 6 - Valores de coeficientes de aderência	30
Tabela 7 - Valores de coeficientes de minoração das resistências	31
Tabela 8 - Valores limites para abertura de fissuras.....	33
Tabela 9 - Limites para deslocamentos	33
Tabela 10 - Valores do coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	35
Tabela 11 - Valores do coeficiente γ_{f2}	36

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	4
1.1 Objetivos	8
1.1.1 Objetivo geral.....	8
1.1.2 Objetivos específicos	8
1.2 Justificativa	9
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	10
2.1 Fundamentos e etapas de um projeto estrutural em concreto armado .	10
2.1.1 Concepção estrutural.....	10
2.1.2 Análise estrutural	11
2.1.3 Dimensionamento e detalhamento estrutural	11
2.1.4 Emissão de pranchas técnicas	11
2.2 Materiais para uso estrutural	11
2.2.1 Concreto simples	11
2.2.2 Aço.....	12
2.2.3 Concreto armado	13
2.2.4 Peças estruturais de concreto armado	14
2.2.4.1 Elementos terciários	15
2.2.4.1.1 Lajes nervuradas	15
2.2.4.1.2 Capitel	16
2.2.4.2 Elementos secundários	17
2.2.4.2.1 Vigas	17
2.2.4.3 Elementos primários	18
2.2.4.3.1 Pilares	18
2.2.4.4 Elementos complementares	19
2.2.4.4.1 Escadas.....	19
2.3 Fundamentos de um projeto de fundação.....	20
2.3.1 Princípios de projeto	20
2.3.2 Fundações rasas ou diretas.....	21
2.3.2.1 Execução e características das sapatas isoladas.....	21

3 METODOLOGIA	23
3.1 Projeto estrutural em concreto armado	23
3.1.1 Durabilidade das estruturas de concreto	23
3.1.1.1 Classe de agressividade ambiental	24
3.1.1.2 Resistências estruturais.....	24
3.1.1.3 Proteção das armaduras	25
3.1.2 Propriedades físicas e mecânicas dos materiais	26
3.1.2.1 Características do concreto estrutural	26
3.1.2.1.1 Resistência característica do concreto à compressão.....	26
3.1.2.1.2 Resistência característica do concreto à tração	27
3.1.2.1.3 Módulo de elasticidade longitudinal.....	28
3.1.2.1.4 Coeficiente de Poisson.....	29
3.1.2.2 Características do aço	29
3.1.2.2.1 Resistência característica do aço à tração	29
3.1.2.2.2 Módulo de elasticidade longitudinal.....	29
3.1.2.2.3 Superfície aderente	30
3.1.3 Segurança a partir da análise estrutural	30
3.1.3.1 Estado limite último (ELU)	30
3.1.3.1.1 Coeficientes de ponderação das resistências	31
3.1.3.1.2 Tensões resistentes de cálculo	31
3.1.3.1.3 Estado limite de serviço (ELS).....	32
3.1.3.1.4 Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W).....	32
3.1.3.1.5 Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF)	33
3.1.4 Ações e combinações.....	34
3.1.4.1 Ações permanentes.....	34
3.1.4.2 Ações variáveis.....	34
3.1.4.3 Coeficientes de segurança	35
3.1.4.4 Combinações das ações	36

3.1.4.4.1 Combinações no estado limite último	37
3.1.4.4.2 Combinações no estado limite de serviço	37
3.1.5 Dimensionamento dos elementos estruturais	38
3.1.5.1 Domínios de deformação.....	38
3.1.5.2 Lajes nervuradas	38
3.1.5.2.1 Pré-dimensionamento	39
3.1.5.2.2 Carregamentos e análise estrutural.....	40
3.1.5.2.3 Verificação quanto a deformações excessivas.....	42
3.1.5.2.4 Verificação quanto ao esforço cortante	44
3.1.5.2.5 Verificação quanto à punção	44
3.1.5.2.6 Dimensionamento à flexão	45
3.1.5.2.7 Número de nervuras e detalhamentos:	46
3.1.5.3 Vigas de concreto armado.....	47
3.1.5.3.1 Pré-dimensionamento	47
3.1.5.3.2 Carregamentos e análise estrutural:.....	48
3.1.5.3.3 Esforços atuantes.....	49
3.1.5.3.4 Resistência no estado limite último	49
3.1.5.3.5 Dimensionamento à flexão	50
3.1.5.3.6 Dimensionamento ao esforço cortante	51
3.1.5.3.7 Detalhamento das armaduras longitudinais	52
3.1.5.3.8 Detalhamento das armaduras transversais	53
3.1.5.3.9 Verificação das flechas.....	54
3.1.5.4 Pilares.....	55
3.1.5.4.1 Pré-dimensionamento	55
3.1.5.4.2 Excentricidade de primeira ordem	56
3.1.5.4.3 Método da curvatura aproximada.....	58
3.1.5.4.4 Detalhamento das armaduras longitudinais	59

3.1.5.4.5 Detalhamento das armaduras transversais	60
3.1.5.5 Escada.....	60
3.1.5.5.1 Carregamentos em escadas.....	61
3.1.5.5.2 Carregamentos variáveis.....	62
3.1.5.5.3 Análise dos esforços e dimensionamentos.....	63
3.2 Projeto de fundação	63
3.2.1 Parâmetros geotécnicos	64
3.2.1.1 Tensão admissível em fundações diretas.....	64
3.2.2 Sapatas rígidas isoladas.....	64
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	69
4.1 Projeto estrutural em concreto armado	69
4.1.1 Definição dos dados iniciais.....	69
4.1.1.1 Cobrimento nominal dos elementos estruturais.....	69
4.1.2 Concepção estrutural.....	70
4.1.3 Carregamentos atuantes	73
4.1.3.1 Carregamentos.....	73
4.1.4 Dimensionamento e detalhamento do projeto estrutural	73
4.1.4.1 Dimensionamento e detalhamento das lajes nervuradas	73
4.1.4.2 Dimensionamento e detalhamento das vigas	76
4.1.4.3 Dimensionamento e detalhamento de pilares.....	80
4.1.4.4 Dimensionamento e detalhamento da escada.....	82
4.2 Projeto de fundação	86
4.2.1 Análise dos dados geotécnicos	86
4.2.2 Dimensionamento geotécnico.....	86
4.2.3 Dimensionamento geométrico	86
5 CONCLUSÃO	89
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	90

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, o sistema construtivo mais usual é o do concreto armado, este introduzido no país na década do século XX. Após diversas mudanças nos setores sociais, econômicos e industriais, o concreto tornou-se o material mais conveniente para a parte construtiva, devido a sua segurança, custo e a acessibilidade da mão de obra.

Com o passar dos anos, os conceitos de engenharia evoluíram e foram aprimorados, com isso, novos métodos executivos foram surgindo e novas tecnologias foram introduzidas com o intuito de gerar maior produtividade de execução, resultando na entrega do empreendimento antes do prazo previsto. Diante desse avanço tecnológico, os projetos estruturais também obtiveram um progresso importante na maneira em que são elaborados, possibilitando ganhos de economia e precisão através das ferramentas computacionais aliadas a metodologias modernas.

Atualmente, todas as etapas de um projeto estrutural, desde a sua superestrutura à fundação, são de alguma forma persuadidas pela agilidade que a informática proporciona através de softwares. De acordo com Kimura (2017, p. 19), “Ignorar os benefícios proporcionados pela utilização de um computador no projeto de edifícios é certamente um enorme passo para trás e que, no contexto atual, não faz mais sentido.”

Visto a utilização de sistemas informatizados, cálculos antes considerados complexos, passaram a ser solucionados com grande rapidez, assim, intensificando as demandas de exigências nos projetos arquitetônicos, como a concepção de estruturas adequadas a grandes vãos, dispondo de um número reduzido de pilares, proporcionando um ambiente mais agradável. Tal exigência, torna-se inviabilizada se considerada o uso de estruturas usuais como, lajes maciças de concreto armado, pois dessa forma seria comprometida a economia da edificação, uma vez que conforme maiores os vãos, mais elevada será a carga predominante no qual o elemento deverá resistir, sendo grande parte desta parcela constituída pelo seu peso próprio (SILVA, 2005). Tendo em vista esse contexto, a utilização de lajes nervuradas moldadas in loco torna-se uma solução

viável para essas situações, promovendo o atendimento das condições arquitetônicas e econômicas.

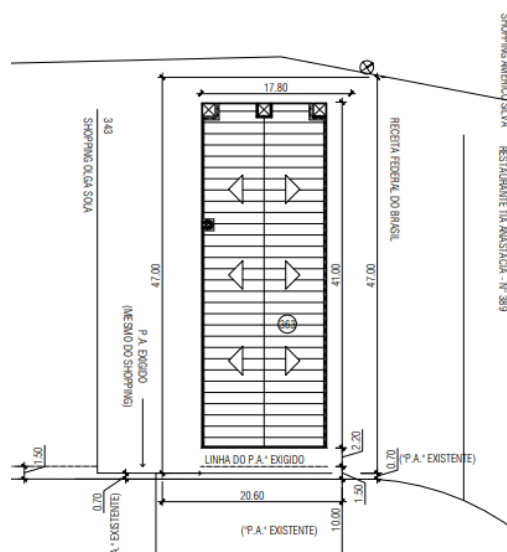
Em virtude das utilidades oferecidas por esse modelo estrutural, a proposta deste trabalho se caracteriza na elaboração de um projeto estrutural em concreto armado e fundação, com o emprego de lajes nervuradas, apresentando os benefícios e vantagens oferecidos por esse tipo de laje, tais como a sua eficiência estrutural, economia no uso de materiais e capacidade de atender imposições arquitetônicas. É importante ressaltar, que o projeto estrutural que será elaborado, terá como fundamento o projeto arquitetônico de uma edificação comercial, constituída por dois pavimentos, este de posse do Arquiteto e Urbanista Heleno Batista Salgado.

Quanto a fundação, será adotado o uso de fundações profundas, também chamadas de fundações indiretas, seus tipos e características serão abordados ao longo deste trabalho. A escolha desta tipologia foi devido aos aspectos do solo que será utilizado e também tendo em vista o porte da edificação, o que impossibilitaria a utilização de fundações diretas.

Em relação à localização em que será implantada a edificação, o projeto arquitetônico em questão foi concebido para um terreno situado no Centro da cidade de Três Rios, município localizado no estado do Rio de Janeiro. Segundo dados do IBGE (2021), a cidade apresenta uma população estimada em 88.468 pessoas, e possui um IDHM (Índice de Desenvolvimento Humano Municipal) de 0,730 considerado alto, em intervalos de 1991 a 2010.

A figura 1 é referente a planta de locação do lote, o mesmo possui uma área construída de 1.230m², sendo 615m² no pavimento térreo e 615m² no pavimento superior.

Figura 1 - Planta de situação do lote



Fonte: Heleno Batista Salgado (2021).

Adiante tem-se as demais plantas representando as características do projeto arquitetônico. A figura 2 mostra a projeção da fachada da edificação a ser projetada.

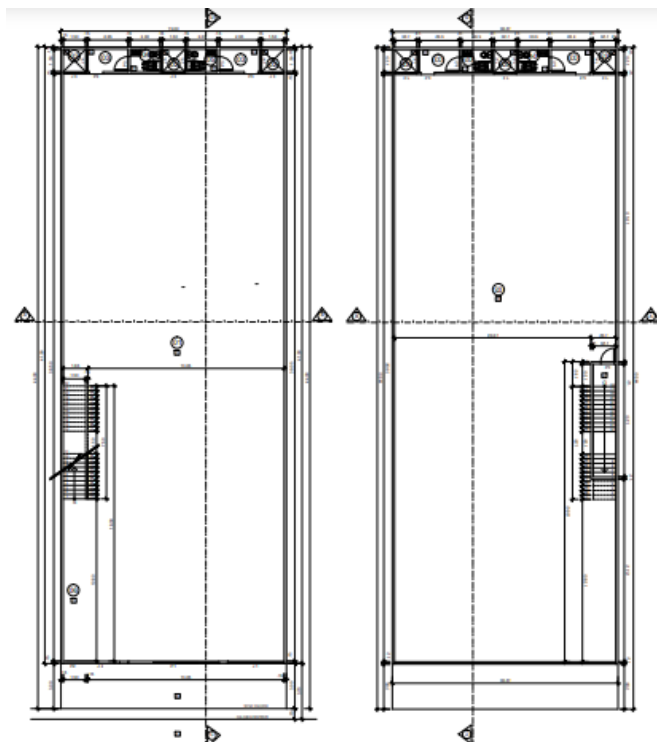
Figura 2 - Vista frontal da fachada



Fonte: Heleno Batista Salgado (2021).

No que se refere aos pavimentos do projeto, a figura 3 demonstra o primeiro e segundo pavimento, como citado anteriormente, ambos possuem uma metragem de 615m².

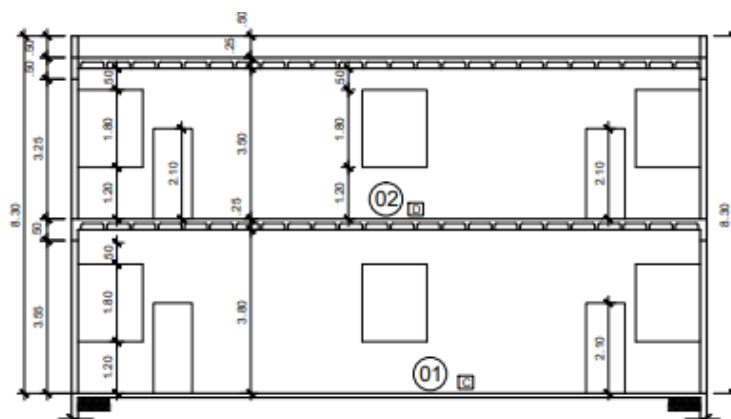
Figura 3 - Planta baixa do primeiro e segundo pavimento



Fonte: Heleno Batista Salgado (2021).

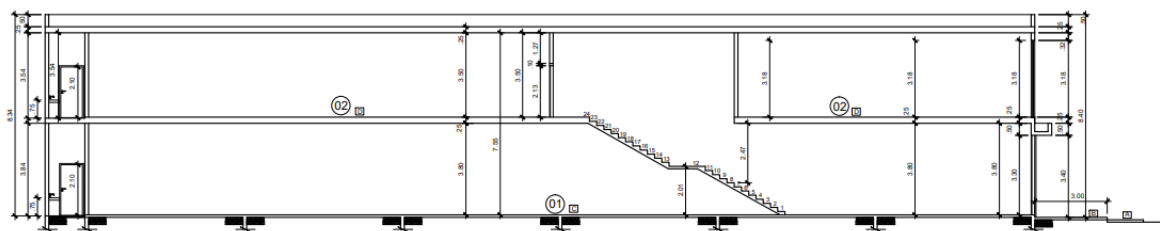
As características do projeto são vistas através dos cortes das figuras 4 e 5, tonando possível uma melhor visualização de pontos como, o pé direito do primeiro pavimento de 3,80m e 3,50m no segundo pavimento, detalhes da escada também são representados em vista.

Figura 4 - Corte A-B



Fonte: Heleno Batista Salgado (2021).

Figura 5 - Corte C-D



Fonte: Heleno Batista Salgado (2021).

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Este trabalho objetiva a elaboração de um projeto estrutural em concreto armado, como também o projeto de fundação de uma edificação comercial, composta de dois pavimentos, localizada no município de Três Rios-RJ.

1.1.2 Objetivos específicos

- Conceber um projeto estrutural adepto a grandes vãos, utilizando a eficiência estrutural obtida através do modelo construtivo de lajes nervuradas;
- Dimensionar os elementos estruturais em concreto armado pertencentes a estrutura, tais como lajes nervuradas, vigas convencionais, pilares, capitéis e escadas, demonstrando o detalhamento destes, de acordo com as Normas Técnicas da ABNT;
- Analisar os deslocamentos horizontais no edifício como um todo e deformações verticais nos elementos estruturais do projeto, limitando-as de acordo com os valores estabelecidos pelas diretrizes da norma competente.
- Elaborar um dimensionamento geotécnico e estrutural dos elementos que integrarão a fundação da edificação de acordo com os parâmetros exigidos nas normas técnicas.

1.2 Justificativa

No atual cenário da construção civil, a busca por soluções estruturais eficazes e simples, que tragam reduções de custo, e menor tempo de execução tem se tornado recorrente, associadamente com as determinações arquitetônicas, que solicitam estruturas mais modernas compostas por vãos maiores, proporcionando ambientes mais amplos. Este conjunto de requisitos contribuíram para a forte aceitabilidade das lajes nervuradas, já que esse modelo possui diversas vantagens quanto à sua utilização, em destaque o seu emprego em grandes vãos, possibilitando uma redução no uso de pilares e consequentemente uma execução mais rápida.

No que transcorre a economia da construção, comparada aos outros modelos de laje, tem-se a significativa redução no volume de concreto, pois esse modelo estrutural proporciona a utilização de materiais inertes nas suas zonas tracionadas. De modo conjunto, pode-se ressaltar a economia de materiais no projeto de fundações, devido a redução dos carregamentos verticais provenientes do peso próprio, sendo sua maior parte resultante da laje.

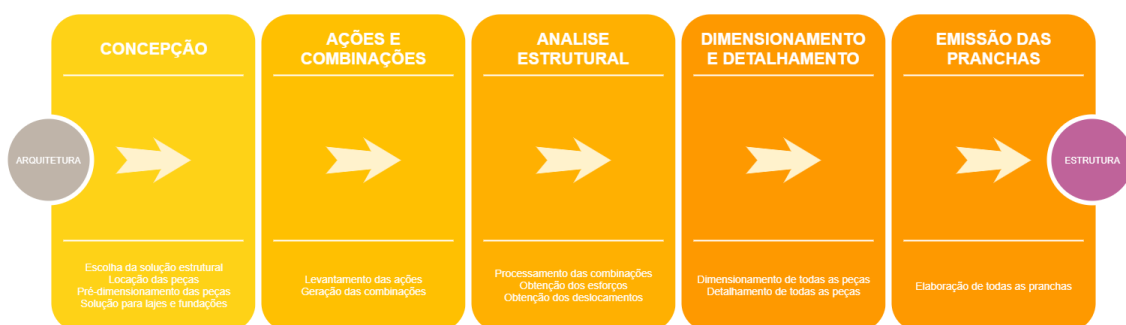
Uma vez que não serão utilizadas vigas centrais, convencionais ou faixas, o emprego de capitéis torna-se crucial para o enrijecimento das regiões próximas aos apoios (ligações com pilares), haja vista a alta intensidade das tensões cisalhantes de punção, o que pode promover uma ruptura frágil, denominada colapso progressivo. Outro ponto a se destacar na utilização de capitéis, diz respeito à estética do ambiente, já que há o alinhamento entre alturas destes elementos com as lajes, atendendo a possíveis exigências arquitetônicas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Fundamentos e etapas de um projeto estrutural em concreto armado

Os conceitos e elementos fundamentais para a execução de um projeto estrutural em concreto armado, são embasados em normas técnicas, a ABNT NBR 6118 (2014) (*“Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”*), apresenta prescrições a serem adotadas nesse tipo de projeto. A elaboração de um projeto estrutural demanda de etapas que são fundamentais para a sua concepção, sendo elas, teóricas e práticas. Essas etapas devem ser seguidas e executadas por um profissional qualificado, de forma que garanta a segurança, eficiência e economia do projeto. Abaixo, tem-se a figura 6 que apresenta um sequencial em tópicos de cada etapa.

Figura 6 - Etapas de um projeto estrutural



Fonte: Guia da Engenharia (2018)

2.1.1 Concepção estrutural

Nesta etapa, segundo Kimura (2017) é definido os materiais e seus parâmetros físicos e mecânicos a serem utilizados, pré-dimensionamento dos elementos estruturais, tais como: vigas, pilares e lajes e elementos secundários de um sistema estrutural, além de levantar as ações que incidirão na estrutura.

Cabe a um projetista, utilizar a sua principal habilidade, a sensibilidade estrutural.

“Esta intuição é, para mim, uma maneira de sentir a estrutura, como as cargas caminham, como a estrutura se deforma, quais são seus pontos críticos, e isso não de uma forma mediada pela

linguagem ou pela matemática, e sim com outras partes de nosso cérebro. ” (KIMURA, 2017, p. 1)

2.1.2 Análise estrutural

Outro passo importante de acordo com Kimura (2017), no transcorrer dos projetos estruturais, é a análise dos esforços internos gerados em consequência das ações antes concebidas, como esforços de cortante, momentos fletores e torçores, esforços axiais, bem como os deslocamentos verticais e horizontais, de maneira local e global.

2.1.3 Dimensionamento e detalhamento estrutural

Nesta terceira etapa, são dimensionadas as seções transversais e as armaduras pertinentes das peças estruturais, de acordo com as solicitações extraídas da etapa anterior, sempre de acordo com os preceitos das normativas vigentes em âmbito nacional. Ao término das verificações analíticas e dimensionamentos, inicia-se a fase dos detalhamentos estruturais, etapa de suma importância no ciclo dos projetos estruturais, uma vez que, são os desenhos técnicos da estrutura que são interpretados no transcorrer da execução do projeto.

2.1.4 Emissão de pranchas técnicas

Após a realização das etapas anteriores, inicia-se a última etapa, nela são elaboradas pranchas contendo os detalhamentos, características dos materiais empregados, especificações de como executar a estrutura na obra e demais informações relevantes ao projeto (KIMURA, 2017).

2.2 Materiais para uso estrutural

2.2.1 Concreto simples

No que tange, ao sistema construtivo, optou-se como base a utilização do concreto – material obtido através da composição de água, cimento, agregado graúdo (brita) e agregado miúdo (areia). Porém, para fins estruturais a sua utilização de forma isolada, torna-se inadequada, pois embora apresente uma boa resistência a compressão, em contrapartida, possui pouca resistência à tração. Visto isso, optou-se pela utilização do concreto armado, obtido pela associação entre o concreto simples e o aço. (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2019)

2.2.2 Aço

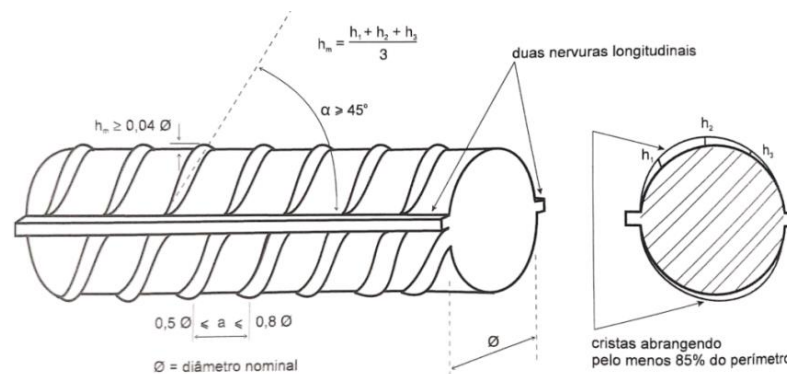
Segundo Fusco (2013), o aço utilizado para fins estruturais como armaduras passivas, são caracterizados pelo prefixo CA, que corresponde o seu uso em concreto armado, ele possui vantagens como, boa resistência mecânica e o fato de serem materiais pré-fabricados, ou seja, produzidos industrialmente.

A ABNT NBR 7480 (2007) norma que expõe características das barras a serem utilizadas para fins estruturais, apresenta os diâmetros nominais em milímetros fabricados para esse fim, são eles: 6,3 – 8,0 – 10,0 – 12,5 – 16,0 – 20,0 – 22,0 – 25,0 – 32,0 e 40,0.

As barras de aço também são distinguidas pela sua resistência, sendo classificadas segundo a ABNT NBR 7480 (2007) em três categorias, são elas: CA-25, CA-50 e CA-60 para fios de aço. O numeral acompanhante do prefixo CA, corresponde à resistência característica à tração das barras (f_{yk}), obtida no limite de escoamento do material, este valor é expresso em KN/cm².

No que tange às características das barras do tipo CA-50, de acordo com a ABNT NBR 7480 (2007), elas são obrigatoriamente providas de nervuras, mecanismo responsável pela sua aderência ao concreto. Abaixo através da figura 7, tem-se a exemplificação de uma barra destinada a armaduras passivas.

Figura 7 - Características geométricas das barras nervuradas



Fonte: Fusco (2013)

2.2.3 Concreto armado

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), o concreto armado é definido como a associação entre o concreto simples e o aço. Uma vez que, o concreto simples possui uma baixa resistência estrutural à tração, cerca de (1/10 da resistência à compressão), torna-se necessária a associação do mesmo com um material com alta capacidade de carga à tração, objetivando proporcionar resistência aos elementos estruturais submetidos a esforços de momentos e tração axial. De maneira geral, o concreto responsabiliza-se por absorver os esforços de compressão, e o aço tração.

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

Como todo material, o concreto armado também apresenta vantagens e desvantagens quanto ao seu uso estrutural, segundo Carvalho; Figueiredo Filho (2019), são elas:

a) Vantagens:

- Possui boa resistência à grande parte das solicitações;

- Apresenta boa trabalhabilidade, se adaptando a diversas formas, oferecendo facilidade na moldagem dos elementos estruturais;
- Apresenta economia em relação as estruturas de aço;
- Boa resistência ao fogo, efeitos térmicos, atmosféricos e desgastes mecânicos;
- Capacidade da obtenção de estruturas monolíticas, resultando em uma maior rigidez e conseqüentemente, menos deslocamentos.

b) Desvantagens:

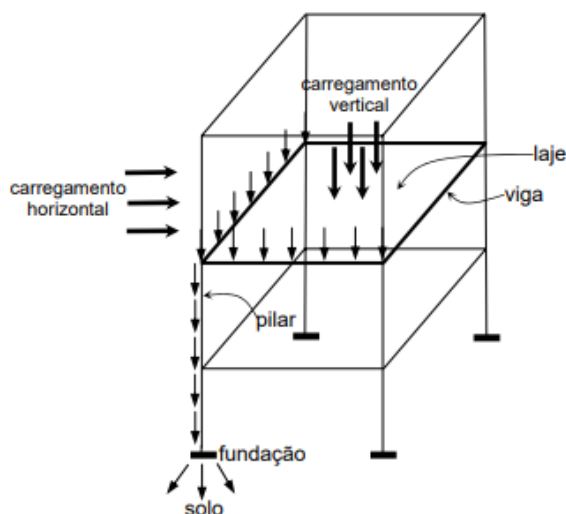
- Peso próprio elevado, cerca de 25 KN/m³, fazendo com que seu custo seja elevado e limite o seu uso em algumas situações;
- Dificuldade na execução reformas e adaptações;
- Possui a necessidade de um sistema de fôrmas e escoramentos, proporcionando maiores gastos às obras;
- Bom condutor de calor e som, em casos específicos torna-se necessário o uso de outros materiais a fim amenizar esses problemas.

2.2.4 Peças estruturais de concreto armado

Antes de iniciar a escolha do sistema estrutural que será empregado na elaboração do projeto, é necessário compreender o funcionamento e o comportamento dos elementos estruturais que constituirão esse sistema. Visto que, são peças essenciais à construção, que garantem o equilíbrio e a segurança da mesma.

Para Alva (2007), os elementos estruturais possuem o papel de receber os carregamentos verticais provenientes da utilização, os carregamentos horizontais como cargas de vento, e também o seu peso próprio e transmiti-los até a fundação da edificação, que consecutivamente os transferirá ao solo. Abaixo na figura 8 tem-se uma demonstração desse fluxo na prática.

Figura 8 - Fluxos das ações nos elementos estruturais



Fonte: Alva (2007)

2.2.4.1 Elementos terciários

Trata-se das lajes da edificação, também chamadas de placas e classificadas como elementos planos e bidimensionais, destinam-se a receber os carregamentos de utilização, como, pessoas, móveis, paredes, dentre outros (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2019). Neste trabalho será abordado somente o uso das lajes nervuradas moldadas in loco, que serão utilizadas para a composição dos pavimentos do projeto em questão.

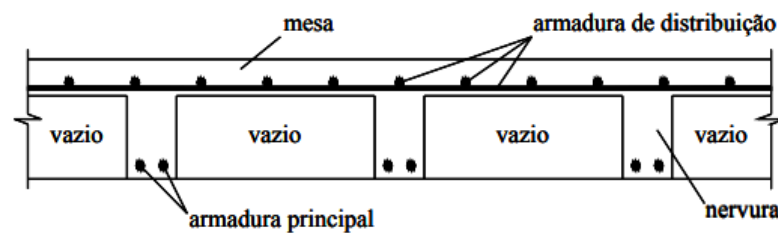
2.2.4.1.1 Lajes nervuradas

São definidas segundo a ABNT NBR 6118 (2014) como lajes moldadas in loco, ou pré-moldadas, armadas em uma ou duas direções, onde sua zona de aço está localizada nas nervuras, ou seja, área sujeita a esforços de tração, entre as quais podem ser colocados materiais inertes (enchimentos).

De acordo com Silva (2005), os materiais inertes são inseridos na laje onde a presença de concreto é desprezível, estes contribuem para o aumento de sua altura útil, sem haver acréscimo significativo no seu peso próprio. Pode-se optar também pode deixar vazios entre as nervuras, através do uso de fôrmas plásticas de polipropileno, também conhecidas como cubetas, esse tipo é o mais

utilizado por agregar valor estético a edificação. No processo de execução, essas fôrmas são distribuídas ao longo da laje, as armaduras principais são posicionadas na parte inferior das nervuras e as armaduras de distribuição na parte superior, esta composta de concreto, também chamada de mesa, por meio da figura 9, é mostrada a seção transversal típica do elemento estrutural.

Figura 9 - Seção transversal de uma laje nervurada in loco



Fonte: Silva (2005)

Abaixo, cita-se as principais vantagens das lajes nervuradas moldadas in loco.

- Primeiramente, cita-se a significativa economia de concreto nas zonas tracionadas do elemento, onde os esforços de tração atuantes são absorvidos integralmente por armaduras positivas dispostas nas nervuras;
- Peso próprio reduzido se comparado as lajes maciças, fator preponderante quando almeja-se vencer grandes vãos;
- Ressalta-se também que as lajes nervuradas moldadas in loco possuem maior eficiência estrutural que as lajes nervuradas pré-moldadas, no que tange a rigidez estrutural do elemento, devido a sua elevada altura;
- Devido a sua alta rigidez estrutural, são elementos que se apresentam pouca deformação vertical (flechas), ponto positivo para as análises de estado limite de serviço.

2.2.4.1.2 Capitel

Esses elementos estruturais são utilizados para facilitar a transferência de cargas entre as lajes e os pilares, em pavimentos que dispõem do uso de vigas. Essa região é propícia à ruptura por punção, devido a carga concentrada na ligação laje-pilar, com isso, são utilizados os capitéis, a fim de combater o esforço de cisalhamento máximo, a partir do aumento da capacidade de resistência nessas ligações (NETO, 2012). Abaixo, a figura 10 apresenta a utilização deste elemento estrutural em uma laje nervurada.

Figura 10 - Capitel em laje nervurada



Fonte: Going Green (2019)

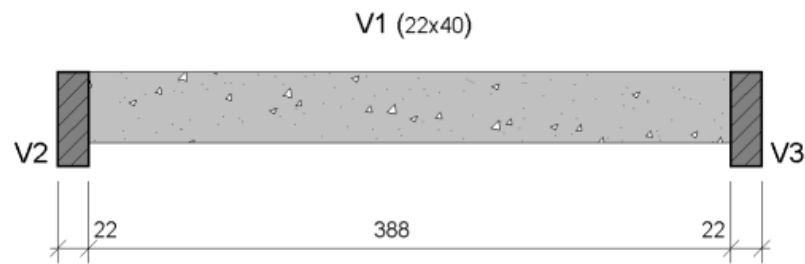
2.2.4.2 Elementos secundários

Os elementos secundários possuem a função de fornecer a resistência dos pavimentos da edificação, através do travamento dos pilares, são constituídos por vigas, podendo ser bi-apoiadas, bi-engastadas ou contínuas.

2.2.4.2.1 Vigas

A ABNT NBR 6118 (2014) define as vigas como elementos lineares submetidos predominantemente à flexão. Sua seção transversal é dimensionada considerando os esforços de flexão e cortante, advindos dos carregamentos dos elementos terciários, podendo também receber cargas de pilares e outras vigas. Neste trabalho será utilizado vigas convencionais de concreto armado, estas ao qual seu comprimento transversal é aproximadamente três vezes maior que sua seção transversal, como mostrado na figura 11.

Figura 11 - Representação de uma viga bi apoiada



Fonte: PINHEIRO (2007)

2.2.4.3 Elementos primários

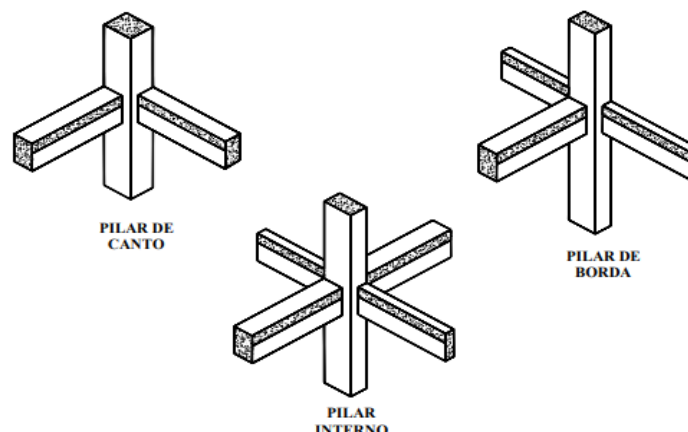
Estes elementos são constituídos pelos pilares, responsáveis por promoverem a estabilidade global da edificação, tornando-os os principais responsáveis pelo suporte das ações horizontais decorrentes das cargas de vento, e as verticais oriundas dos andares. (PINHEIRO, 2007)

2.2.4.3.1 Pilares

São definidos pela ABNT NBR 6118 (2014) como elementos de eixo reto, dispostos na vertical. São submetidos à esforços de compressão que são distribuídos para a fundação e, consecutivamente ao solo.

Estes elementos são classificados de acordo com sua posição na edificação conforme mostra a figura 12, fazendo com que isso implique nas suas solicitações impostas.

Figura 12 - Posição dos pilares em planta



Fonte: PINHEIRO (2007)

Os pilares de canto são submetidos à flexão oblíqua, e suas excentricidades iniciais ocorrem nas direções das bordas. Os pilares internos são submetidos a compressão simples, e suas excentricidades podem ser desconsideradas, já nos pilares de borda, as solicitações iniciais são referentes à flexão composta normal, admitindo excentricidade inicial em uma direção. (PINHEIRO, 2007)

2.2.4.4 Elementos complementares

Tratam-se de elementos que não contribuem com a estabilidade global e local do edifício, mas são dimensionados a fim de conceder maior acessibilidade aos níveis da edificação.

2.2.4.4.1 Escadas

As escadas são utilizadas com a finalidade de unir os pavimentos de uma edificação de forma a proporcionar acessibilidade e versatilidade aos andares. São projetadas nos mais variáveis modelos e dimensões, respeitando as normas vigentes e garantido a sua compatibilidade com o restante do projeto, de forma que sejam avaliados os carregamentos atuantes e os apoios necessários para essa estrutura. (GELAIN 2016)

2.3 Fundamentos de um projeto de fundação

Serão apresentados aqui a segunda proposta deste trabalho, que se trata de um projeto de fundação para o edifício proposto. Os conceitos e elementos serão embasados em normas técnicas, em destaque a ABNT NBR 6122 (2019) (*“Projeto e execução de fundações”*), e literaturas de autores renomados no assunto.

2.3.1 Princípios de projeto

As fundações são elementos de transição entre a superestrutura e a subestrutura de uma edificação, pois é através dela em que são transmitidas as cargas da estrutura para o solo. Dessa forma, o projeto de fundação torna-se um dos mais importantes a ser realizado, demandando estudos preliminares do solo e análise das cargas que serão transmitidas a ele. (BARCELOS 2019)

Segundo Velloso e Lopes (2010), um projeto de fundações compreende de etapas, estas de suma importância para a garantia da segurança e economia da obra. São estas:

- Investigação geotécnica do solo;
- Estudo do projeto arquitetônico, a fim de verificar os níveis da edificação;
- Análise da planta de carga e locação dos pilares;
- Escolha do tipo de fundação;
- Dimensionamento e planta de fôrma dos elementos;
- Verificação dos resultados visando o processo executivo.

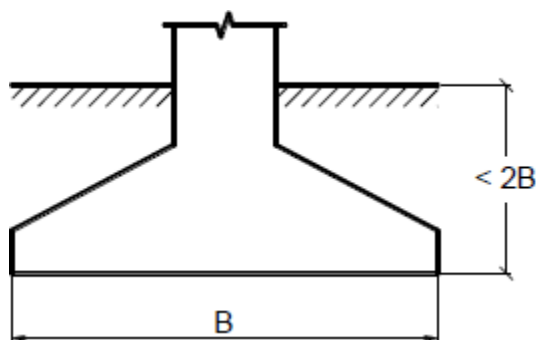
A escolha do tipo de fundação a ser utilizada é dada a partir da investigação geotécnica e da avaliação das cargas previstas no projeto estrutural, visto isso, como mencionado anteriormente, para este projeto será adotado o uso de fundações rasas (sapatas isoladas), bem como suas vantagens e características.

2.3.2 Fundações rasas ou diretas

A ABNT NBR 6122 (2019) define fundações rasas como aquela que transmite tensão ao solo somente pela base. Este tipo de fundação deve ser assentado em profundidade inferior ao dobro de sua menor dimensão em planta.

As fundações rasas compreendem-se em sapata isolada, sapata corrida, sapata associada, bloco, radier e grelha. Segundo Botelho (2016), para ser utilizado fundações rasas, o solo deve possuir boa resistência e não apresentar lençol freático alto.

Figura 13 – Demonstração de fundação rasa



Fonte: Bastos (2016)

2.3.2.1 Execução e características das sapatas isoladas

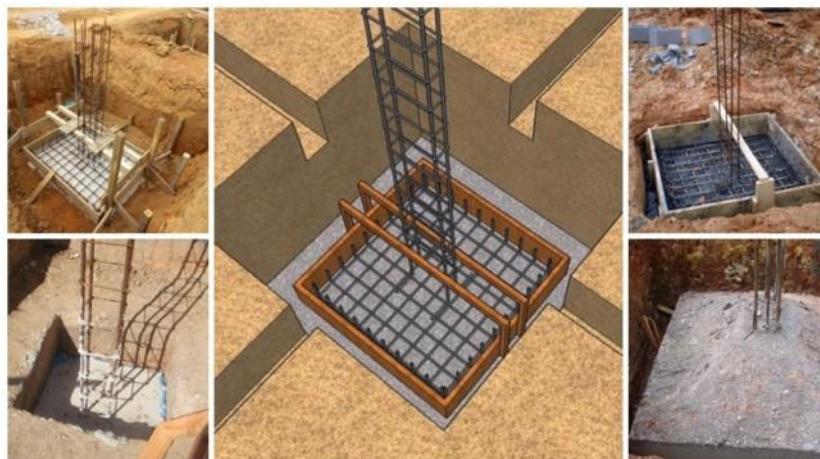
As sapatas isoladas são um tipo de fundações superficiais mais simples e comuns na construção civil. Ela é dimensionada para suportar a carga de apenas um pilar ou coluna. Podendo ser de fôrma quadrada, retangular ou circular.

As sapatas são fundações de simples execução, porém que requer bastante cuidado nesta etapa. Quando se tem uma sapata de cota mais baixa, a mesma deverá ser executada primeiro. De acordo com a ABNT NBR 6122 (2019), as sapatas devem possuir dimensões mínimas de 60 centímetros.

Abaixo, são descritos os passos para execução das sapatas e posteriormente na figura 14, são demonstradas cada etapa.

- Preparo do terreno onde será feito as cavas das sapatas, seguindo dimensões e cotas indicadas no projeto de fundação;
- Aplicação de uma camada de concreto magro no fundo da cava de 5 centímetros para proteger a armadura;
- Montagem das formas conforme projeto de locação;
- Colocação de espaçadores no apoio do concreto magro para atender o cobrimento da armadura da sapata;
- Colocação da armadura de acordo com o projeto de fundações;
- Posicionamento da armadura do pilar que sairá da sapata isolada;
- Concretagem da sapata isolada;
- Após a cura do concreto, realiza-se a desforma da sapata e o devido reaterro das cavas.

Figura 14 - Processo de execução de sapatas



Fonte: Casa e Construção (2019)

3 METODOLOGIA

Nesta etapa será abordado os procedimentos que serão utilizados para a realização da proposta deste trabalho, que se trata de um projeto estrutural e fundação de uma edificação comercial em concreto armado composta por dois pavimentos utilizando lajes nervuradas.

3.1 Projeto estrutural em concreto armado

Com base no que foi apresentado nos capítulos acima sobre projetos estruturais, neste momento esse assunto será abordado de maneira mais aprofundada, demonstrando os processos de dimensionamentos dos elementos que o compõe, baseando-se nos conceitos da ABNT NBR 6118 (2014) e literaturas consolidadas no assunto.

Para a elaboração do projeto desde seus cálculos, análises estruturais, até a elaboração das pranchas técnicas, será utilizado o programa Cypecad 2016, Microsoft Excel 2016 e Autodesk AutoCAD 2022, a fim de realizar otimizações dos detalhamentos nas pranchas, quando necessário.

A metodologia deste projeto será abordada desde as etapas normativas a serem seguidas, como a durabilidade das estruturas de concreto, que está relacionada à classe de agressividade ambiental, os métodos de segurança e seus coeficientes como recomenda a ABNT 6118 (2018), até o dimensionamento e detalhamento de cada elemento estrutural que irá constituir-lo.

3.1.1 Durabilidade das estruturas de concreto

A ABNT NBR 6118 (2014) destaca no item 6.1 que as estruturas de concreto devem ser projetadas visando as condições ambientais previstas na época do projeto, para que quando executadas, elas sejam capazes de garantir a estabilidade e segurança no seu estado de serviço durante o seu tempo de vida útil.

Vida útil do projeto, segundo o item 6.2 da ABNT NBR 6118 (2014) é o período em que se mantém as características da estrutura, sem que haja

intervenções significativas, desde que sejam atendidas as prescrições de uso e manutenção descritas pelo projetista.

“A durabilidade das estruturas de concreto requer, ainda, cooperação e esforços coordenados do proprietário, do usuário e dos responsáveis pelo projeto arquitetônico, pelo projeto estrutural, pela tecnologia do concreto e pela construção.” (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2019, p. 65)

3.1.1.1 Classe de agressividade ambiental

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), a agressividade ambiental está associada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, sendo essa a principal responsável pela redução da durabilidade estrutural. A norma classifica os projetos estruturais quanto a agressividade ambiental de acordo com as condições de exposição da estrutura.

A tabela 1 mostra as quatro possíveis classificações das estruturas quanto ao nível de agressividade, relacionado ao tipo de ambiente em que o projeto será executado.

Tabela 1 - 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/submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha/industrial	Grande
IV	Muito forte	Industrial/respingos de maré	Elevado

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118 (2014)

3.1.1.2 Resistências estruturais

Após definida a classificação do projeto segundo a sua exposição ambiental, é iniciada a etapa de determinação das propriedades físicas e mecânicas dos materiais que serão utilizados para fins estruturais da edificação.

De acordo com o item 7.4.2 da ABNT NBR 6118 (2014) quando não houver a possibilidade da realização de ensaios comprobatórios de desempenho

e durabilidade estrutural, é recomendado o uso dos valores como mostra a tabela 2, a fim de se obter um parâmetro entre a relação água/cimento e a resistência característica à compressão do concreto.

Tabela 2 - Relação água/cimento e resistências mínimas do concreto

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

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118 (2014)

3.1.1.3 Proteção das armaduras

Outro fator que contribui para a durabilidade das estruturas é o cobrimento das armaduras, que corresponde a uma camada de concreto a fim de proteger as barras de aço, a espessura desta camada é dada a partir da classificação de agressividade do ambiente.

A ABNT NBR 6118 (2014) classifica o cobrimento nominal como a distância da superfície externa da armadura até a superfície do concreto exposta ao ambiente. A norma também prescreve que o cobrimento deverá ser sempre maior que o diâmetro da barra.

Para a realização deste projeto, os seus respectivos elementos estruturais serão dimensionados a partir dos valores ditados pela norma como mostra a tabela 3.

Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade e cobrimento nominal

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

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118 (2014)

3.1.2 Propriedades físicas e mecânicas dos materiais

Serão apresentados nessa seção as principais propriedades mecânicas do concreto e do aço, estas influenciarão diretamente no comportamento e na durabilidade dos elementos estruturais do projeto.

3.1.2.1 Características do concreto estrutural

As principais características do concreto endurecido são as mecânicas, sendo a resistências à compressão e à tração. A ABNT NBR 6118 (2014) trata dessas características em seu item 8.2, que serão discriminadas nesta seção.

3.1.2.1.1 Resistência característica do concreto à compressão

No que se refere as características do concreto, a sua resistência à compressão é a principal, ela é obtida através de ensaios de compressão centrada, feitos através de corpos de prova, cujos diâmetros são definidos pela ABNT NBR 6118 (2014).

Visto que os valores de resistência obtidos pelos corpos de prova podem variar devido à confecção do concreto, é adotado um valor representativo obtido através da média aritmética, também chamado de resistência média à compressão f_{cm} . (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2019)

Para a resistência característica à compressão do concreto f_{ck} , a ABNT NBR 6118 (2014) define o valor que apresente 95% de confiança. A norma o

classifica em dois grupos, onde são iniciados pela letra C, seguido pelo seu valor da resistência à compressão característica, como mostra a tabela 4.

Tabela 4 - Resistências do concreto à compressão

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

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118 (2014)

3.1.2.1.2 Resistência característica do concreto à tração

Como já citado anteriormente neste trabalho, o concreto apresenta baixa capacidade de resistência a tração, fazendo com que seja necessário à sua associação com outro material resistente a esse esforço, neste caso, o aço. Com isso, torna-se necessário o conhecimento de parâmetros relacionados à tração da peça, visto que pode haver atuação de outros esforços sobre a mesma, como o cisalhamento e fissuração.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2019), existem três tipos de ensaios para se obter a resistência à tração, são eles: flexotração, compressão diametral e tração direta. Para concretos pertencentes ao grupo I, a resistência à tração pura é em torno de 85% da tração por compressão diametral, e 60% da resistência à flexotração. Na falta de ensaios para a obtenção dos valores dessas resistências, a ABNT NBR 6118 (2014) prescreve algumas equações para encontra-los, como mostrado nas equações 1 e 2.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}, \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (1)$$

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

Onde: f_{ctm} é a resistência média do concreto à tração.

E a partir da resistência média, obtém-se as resistências superiores e inferiores, como visto nas equações 3 e 4.

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (3)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (4)$$

3.1.2.1.3 Módulo de elasticidade longitudinal

O módulo de elasticidade, ou também chamado de módulo de deformação é uma grandeza mecânica ligada à rigidez. Nos projetos estruturais ela torna-se muito importante, pois mede a rigidez dos elementos estruturais, relacionando tensão e deformação atuantes.

No que tange ao gráfico de tensão-deformação, a ABNT NBR 6118 (2014), cita no item 8.2.8 que o módulo de deformação tangente inicial do concreto pode ser calculado segundo a equação (5).

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

Em que:

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

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

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

A ABNT NBR 6118 (2014), também apresenta a expressão vista na equação (6) para se obter o módulo de deformação secante:

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

A fim de otimizar os cálculos, a ABNT NBR 6118 (2014), apresenta valores estimados para serem utilizados nos projetos estruturais, mostrados na tabela 5.

Tabela 5 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
Eci (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
Ecs (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,92	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118 (2014)

3.1.2.1.4 Coeficiente de Poisson

Quando é aplicada uma força sobre uma peça de concreto, a mesma sofre uma deformação longitudinal, fazendo com que consecutivamente haja uma deformação transversal. O coeficiente de Poisson é a relação entre a deformação transversal e longitudinal. (PINHEIRO, 2007)

A ABNT NBR 6118 (2014) recomenda em seu item 8.2.9, a utilização deste coeficiente como $\nu = 0,2$.

3.1.2.2 Características do aço

A ABNT NBR 6118 (2014), prescreve a utilização do aço CA-25, CA-50 e CA-60 nos projetos estruturais de concreto armado, esses com seus diâmetros e sessões transversais estabelecidos de acordo com a ABNT NBR 7480 (2007).

3.1.2.2.1 Resistência característica do aço à tração

Como visto nos capítulos anteriores, o aço é caracterizado de acordo com sua resistência característica à tração (f_{yk}). Para este projeto em questão, será utilizado aço do tipo CA-50 e CA-60 para detalhamento das armaduras passivas.

3.1.2.2.2 Módulo de elasticidade longitudinal

Quanto ao módulo de elasticidade longitudinal do aço, a ABNT NBR 6118 (2014) cita no item 8.3.5 que na falta de ensaios comprobatórios, ou valores fornecidos pelo fabricante, pode-se utilizar E_s igual a 210 Gpa.

3.1.2.2.3 Superfície aderente

A aderência entre o concreto e as barras de aço são fundamentais nas peças estruturais, para isso, a ABNT NBR 6118 (2014) apresenta uma relação do coeficiente de aderência η_1 , com o tipo de superfície das barras, como mostrado na tabela 6. As barras podem ser lisas, entalhadas ou nervuradas, sendo essa última, a selecionada para utilização neste projeto.

Tabela 6 - Valores de coeficientes de aderência

Tipo de superfície	η_1
Lisa	1,00
Entalhada	1,40
Nervurada	2,25

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118 (2014)

3.1.3 Segurança a partir da análise estrutural

A segurança de uma estrutura é um fator de suma importância a ser considerado no projeto estrutural, para isso, os elementos estruturais são dimensionados de forma em que não atinjam suas solicitações últimas, que os levariam à ruptura.

3.1.3.1 Estado limite último (ELU)

O estado limite último consiste no colapso ou ruína estrutural, impedindo a utilização da estrutura. Para que não ocorra tal fato, de acordo com a NBR 6118 (2014), deve ser utilizado coeficientes de segurança de forma a minorar as resistências características do concreto e transformá-las em resistências de projeto, visando a evitar que os elementos estruturais atinjam o colapso a partir do seu esgotamento.

3.1.3.1.1 Coeficientes de ponderação das resistências

Segundo o item 12.4 da ABNT NBR 6118 (2014), as resistências características do concreto e do aço devem ser minoradas, ou seja, ter seu valor reduzido para que não atinjam o estado limite último, e consequentemente haja o colapso estrutural. Abaixo, a tabela 7 mostra os coeficientes de minoração do concreto e do aço.

Tabela 7 - Valores de coeficientes de minoração das resistências

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço(γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,00

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6118 (2014)

3.1.3.1.2 Tensões resistentes de cálculo

As resistências de projeto são obtidas a partir da utilização dos coeficientes de minoração, mostrados na tabela 7. Para este projeto, será utilizado os coeficientes de combinações normais, por se tratar de edifício constituído de ações normais, ou seja, usuais. Com o uso desses coeficientes, obtém-se as seguintes expressões.

- Para a resistência de projeto do concreto:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (7)$$

Onde:

f_{cd} = resistência do concreto a ser utilizada;

f_{ck} = resistência característica do concreto.

- Para a resistência de projeto do aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (8)$$

Onde:

f_{cd} = resistência do aço a ser utilizada;

f_{yk} = resistência característica do aço.

3.1.3.1.3 Estado limite de serviço (ELS)

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), estado limite de serviço estão relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, tanto em relação aos usuários, quanto em relação às máquinas e equipamentos.

Pode-se dizer que quando uma estrutura atinge o seu estado limite de serviço, ela não entra em colapso, pois não atingiu a sua capacidade máxima de resistência.

Exemplos recorrentes dessas solicitações, são os aparecimentos de fissuras em vigas de concreto, deslocamentos excessivos em vigas, que acabam impossibilitando de se abrir uma janela, sendo assim, o estado limite de serviço retrata o modo em que uma estrutura se comporta durante a sua utilização.

3.1.3.1.4 Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W)

Condiz com o estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos limites especificados na ABNT NBR 6118 (2014), onde diz que pode ser prejudicial ao uso ou à durabilidade da peça de concreto.

Os valores limites de fissuração são relacionados com a classe de agressividade ambiental, visto no capítulo 3.1.1.1 deste trabalho. Esses números são mostrados na tabela 8, são dados de forma a limitar a fissuração em elementos como lajes nervuradas, pilares dentre outros pertencentes ao sistema estrutural.

Tabela 8 - Valores limites para abertura de fissuras

Classe de agressividade ambiental	Exigências relativas à fissuração
I	$W_k \leq 0,4 \text{ mm}$
II e III	$W_k \leq 0,3 \text{ mm}$
IV	$W_k \leq 0,2 \text{ mm}$

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118 (2014)

3.1.3.1.5 Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

De acordo com a NBR ABNT 6118 (2014), corresponde ao limite em que as deformações atingem os limites estabelecidos para utilização normal. Quanto a análise neste trabalho, será utilizada a tabela prescrita pela ABNT NBR 6118 (2014), adotando o valor de $l/250$ pertencente à classe mais exigente, para posteriores cálculos de flechas em vigas e em laje nervurada. Demais valores é visto na tabela 9, onde l é o vão que será utilizado para cálculo.

Tabela 9 - Limites para deslocamentos

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

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118 (2014)

3.1.4 Ações e combinações

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2019), ação é qualquer influência ou conjunto de influências, capazes de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura. Por isso, as ações são tratadas na ABNT NBR 6118 (2014), pois é de suma importância considerar todas as ações que possam ter efeitos significativos na estrutura, de forma a garantir a segurança da mesma.

3.1.4.1 Ações permanentes

São caracterizadas segundo a ABNT NBR 6118 (2014), como ações que ocorrem com valores constantes ao longo da vida da construção. Segundo a norma, essas ações podem ser divididas em diretas e indiretas.

- a) Ações permanentes diretas: constituídas pelo peso próprio da estrutura e dos seus elementos estruturais, instalações prediais permanentes, revestimentos, e todo elemento construtivo que permaneça durante toda a vida útil da edificação. (ABNT NBR 6120, 2019)
- b) Ações permanentes indiretas: constituídas por deformações provenientes da retração e fluência do concreto, deslocamentos e imperfeições geométricas dos elementos estruturais. (ABNT NBR 6118, 2014)

3.1.4.2 Ações variáveis

São aquelas que variam ao longo da vida útil da construção, ou seja, não atuam de forma definitiva na estrutura. Elas são classificadas pela ABNT NBR 6118 (2014), como ações variáveis diretas e indiretas.

- a) Ações variáveis diretas: são formadas pelas cargas acidentais calculadas para o uso da construção, pela ação do vento e da chuva, cargas verticais de utilização da construção, como mobílias, tráfego de pessoas, etc. (ABNT NBR 6118, 2014)

- b) Ações variáveis indiretas: ainda segundo a ABNT NBR 6118 (2014), essas ações são motivadas pelas variações de temperatura, podendo ser uniforme e não uniforme, para isso é recomendado o uso de coeficiente de dilatação do concreto de $10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$.

3.1.4.3 Coeficientes de segurança

De acordo com o item 11.7 da ABNT NBR 6118 (2014), como forma de segurança dos projetos estruturais as ações permanentes devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação γ_f . Trata-se de um coeficiente de segurança, obtido a partir do produto da multiplicação vista na expressão (9).

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (9)$$

Onde:

γ_{f1} = considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} = considera a simultaneidade das ações;

γ_{f3} = considera as aproximações feitas em projeto.

Para facilidade dos cálculos, a ABNT NBR 6118 (2014) apresenta uma tabela em seu item 11.7.1 de valores de coeficientes de ponderação para aplicação nos estados limites últimos. Nas tabelas 10 e 11, tem-se os valores referentes às ações permanentes e acidentais.

Tabela 10 - Valores do coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0,0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,2	1,2	0,9	1,2	0,0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0,0	1,2	0,9	0,0	0,0

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118 (2014)

Onde:

D = desfavorável;

F = favorável;

G = representa as cargas variáveis em geral;

T = temperatura.

Tabela 11 - Valores do coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0,0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 6118 (2014)

Onde:

ψ_0 = fator de redução de combinação do estado limite último;

ψ_1 = fator de redução de combinação frequente para a verificação do estado limite de serviço;

ψ_2 = fator de redução de combinação quase permanente para o estado limite de serviço.

3.1.4.4 Combinações das ações

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), as combinações visam os efeitos dos carregamentos atuando de forma simultânea na estrutura, com isso,

são determinadas de forma a considerar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Para a norma, por questões de segurança, as combinações devem ser realizadas em relação ao estado limite último e ao estado limite de serviço.

3.1.4.4.1 Combinações no estado limite último

As combinações últimas, mostram a resistência da estrutura e são utilizadas para definir os esforços solicitantes a serem seguidos no dimensionamento dos elementos.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2019), em cada combinação última normal, uma das ações variáveis deve ser considerada principal, enquanto as demais são consideradas como secundárias, tendo seus valores reduzidos pelo coeficiente ψ_0 , mostrado na tabela 11.

Esta combinação é dada pela ABNT NBR 8681 (2003), conforme visto na equação 10.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk} \quad (10)$$

Em que:

F_d = valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} = ações permanentes diretas;

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

F_{q1k} = é a principal dentre as ações variáveis.

3.1.4.4.2 Combinações no estado limite de serviço

As combinações de serviço demonstram o funcionamento da estrutura e são executadas de forma os estados limites de aberturas de fissuras e deformações excessivas, como a verificação de flechas, fissuração e vibrações. São classificadas em quase permanentes, frequentes e raras. (ABNT NBR 8681, 2003). Neste projeto será aplicado as combinações quase permanentes e

frequentes, a fim de verificar os estados limites de deformações excessivas e o controle de fissuras.

Abaixo tem-se as equações (11) e (12) referente às combinações quase permanentes e combinações frequentes, respectivamente.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad (11)$$

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad (12)$$

3.1.5 Dimensionamento dos elementos estruturais

Nesta seção será abordado as formulações e prescrições segundo às normas técnicas, quanto o pré-dimensionamento dos elementos estruturais que irão compor este projeto.

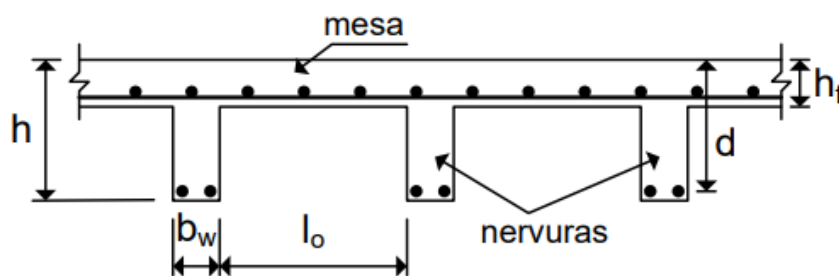
3.1.5.1 Domínios de deformação

Os domínios de deformação apresentam as diversas possibilidades de ruínas de uma peça de concreto armado quando a mesma atinge o seu estado limite último. Para este projeto os elementos estruturais serão dimensionados visando a adoção do domínio 3, pois segundo Pinheiro (2007), neste domínio de deformação há o aproveitamento máximo do concreto e do aço, além da ruína acontecer com aviso, isto é, há fissurações aparentes e flechas significativas.

3.1.5.2 Lajes nervuradas

Como visto na seção 2.2.4.1.1 deste trabalho, será utilizado lajes nervuradas neste projeto a fim de proporcionar maiores vãos livres e reduzir o peso próprio da estrutura. Na figura 16, tem-se a seção transversal de uma laje nervurada.

Figura 15 - Seção transversal de laje nervurada com nervuras aparentes



Fonte: Araújo (2014)

3.1.5.2.1 Pré-dimensionamento

Seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) será demonstrado um roteiro de cálculo para este tipo de laje.

a) Distância entre os eixos das nervuras:

Essa distância S , não deverá ultrapassar 110 cm, conforme a expressão (13).

$$S = l_o + b_w \leq 110 \text{ cm} \quad (13)$$

b) Largura das nervuras e espessura da mesa:

A largura das nervuras b_w , não deve ser inferior a 5 cm e a espessura da mesa não deverá ser menor que 4 cm, atendendo as expressões (14) e (15) respectivamente.

O valor da espessura da mesa poderá sofrer alteração, para 5 cm quando no projeto hidrossanitário houver tubulações de diâmetro máximo de 10 mm.

$$b_w \geq 5 \text{ cm} \quad (14)$$

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

Onde:

l_0 = largura das cubetas, determinadas conforme catálogo dos fabricantes.

c) Altura da laje:

Esta pode ser definida a partir do menor vão da laje l_x , através da equação (16).

$$h = \frac{l_x}{30} \quad (16)$$

3.1.5.2.2 Carregamentos e análise estrutural

Será demonstrado o roteiro para obtenção dos carregamentos atuantes na estrutura, sejam eles variáveis ou permanentes.

a) Peso próprio:

Será calculado somente em função da densidade do concreto, desconsiderando o volume referente ao enchimento das nervuras, conforme mostrado nas equações (17) e (18).

$$V' = l_x \cdot l_y \cdot (h - h_f) \quad (17)$$

$$V = (S_x \cdot S_y \cdot h) - V' \quad (18)$$

Onde:

V' = volume do enchimento;

V = volume do concreto.

Após isso, é calculado o peso total da laje P_t , e o distribui pela metragem da área entre os eixos, conforme as equações (19) e (20).

$$P_T = V \cdot \gamma_C \quad (19)$$

$$P_A = \frac{P_T}{A_{e-e}} \quad (20)$$

Onde:

γ_C = peso específico do concreto (25 KN/m³);

P_A = peso por área;

A_{e-e} = área entre os eixos da nervura.

b) Cargas permanentes:

É somado o peso por área encontrado anteriormente, com o peso de possíveis paredes que atuem sobre a laje P_{par} , e o peso de revestimentos Rev , conforme equação (21).

$$g = P_A + Rev + P_{par} \quad (21)$$

c) Cargas variáveis:

Como visto na seção 3.1.4.2, as cargas variáveis podem ser diretas e indiretas, porém por ser o dimensionamento de uma laje, será considerado somente as cargas diretas, oriundas da utilização. Esses valores irão variar de acordo com os cômodos, conforme prescritos na ABNT NBR 6120 (2019).

d) Carga total:

O carregamento total p , é obtido a partir da soma dos carregamentos permanentes g e variáveis q , conforme equação (22).

$$p = g + q \quad (22)$$

3.1.5.2.3 Verificação quanto a deformações excessivas

Após a inserção dos carregamentos nas lajes, é necessário verificar as flechas geradas e relacioná-las com os valores limites recomendados pela ABNT NBR 6118 (2014).

a) Espessura equivalente:

A altura equivalente da laje é calculada através das equações (23) e (24).

$$\xi = \frac{l_{0x} \cdot l_{0y}}{S_x \cdot S_y} \quad (23)$$

$$h_e = \left[(1 - \xi) \cdot h^3 + \xi \cdot h_f^3 \right]^{\frac{1}{3}} \quad (24)$$

Onde:

ξ = coeficiente de pré-dimensionamento das dimensões do material inerte;

h_e = altura equivalente.

b) Rigidez à flexão:

Obtém-se a rigidez à flexão D , através da equação (25). Por meio da altura calculada anteriormente e as propriedades do concreto, como o módulo de elasticidade E_{cs} , e o coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$.

$$D = \frac{E_{cs} \cdot h_e^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \quad (25)$$

c) Combinação quase permanente:

Nesta seção é verificada a flecha segundo os parâmetros da ABNT NBR 6118 (2014), para isso é utilizada a tabela 11 presente no item 3.1.4.3, para obtenção do coeficiente de redução ψ_2 , para posteriormente aplicá-lo na equação (26).

$$F_{d,ser} = g + \psi_2 \cdot q \quad (26)$$

d) Flecha inicial:

Trata-se da flecha atuante após a retirada dos escoramentos W_0 . Pode ser obtida através da equação (27), onde W_c é um coeficiente tabelado, obtido através da relação dos vãos l_x e l_y .

$$W_0 = 0,001 \cdot W_c \cdot \frac{F_{d,ser} \cdot l_x^4}{D} \quad (27)$$

e) Flecha final:

A ABNT NBR 6118 (2014) recomenda a verificação das flechas nos elementos ao longo da vida útil do projeto. O cálculo de verificação da flecha final, pode ser obtido através da equação (28).

$$W_\infty = (1 + \varphi) \cdot W_0 \quad (28)$$

Onde:

φ = coeficiente de fluência. Segundo a norma, possui valor de 2,5.

f) Flecha admissível:

Trata-se do deslocamento vertical que apresente valor dentro do limite estabelecido pela norma. Usa-se a relação da equação (29) para essa condição.

$$W_{\infty} < W_{adm} = \frac{l_x}{250} \quad (29)$$

Onde:

W_{adm} = flecha admissível;

$l_x/250$ = esta relação é retirada da tabela 9 presente no item 3.1.3.5, em que l_x é o menor vão da laje.

3.1.5.2.4 Verificação quanto ao esforço cortante

Após o pré-dimensionamento é necessário a verificação quanto ao cisalhamento, atendendo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014). Tem-se a relação da equação (30) que deverá ser atendida.

$$\frac{V_{sd}}{b_w \cdot d} \leq V_{rd1} \quad (30)$$

Onde:

$$V_{rd1} = [k \cdot (0,25 \cdot f_{ctd}) \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d \quad (31)$$

Em que:

V_{rd1} = força resistente ao esforço de cortante;

V_{sd} = esforço cortante;

$k = (1 - d)$.

3.1.5.2.5 Verificação quanto à punção

Segundo o item 19.5.1 da ABNT NBR 6118 (2014), as lajes nervuradas devem ser submetidas as verificações quanto à punção. Essas verificações podem ser obtidas a partir da equação (32), onde τ_{sd} é referente à tensão cisalhante atuante.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu_c \cdot d} \quad (32)$$

3.1.5.2.6 Dimensionamento à flexão

Após realizadas tais verificações anteriores, agora torna-se necessário o dimensionamento das nervuras à flexão, a partir da obtenção dos esforços de momento fletor e cortante máximo.

a) Momento fletor:

O esforço de momento fletor pode ser obtido a partir da equação (33), onde l_x é correspondente ao menor vão da laje, μ e ν são coeficientes retirados das tabelas de Pinheiro (2007).

$$M_{máx} = \mu \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (33)$$

b) Linha neutra:

Trata-se do local da peça estrutural onde as tensões de tração e compressão são nulas. É encontrado a partir da equação (34).

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{M_d}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \right) \quad (34)$$

Onde:

d = altura útil;

M_d = momento fletor máximo, multiplicado pelo coeficiente de segurança;

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2019), após encontrar a posição da linha neutra, é verificado em qual domínio a seção se encontra e

posteriormente se a relação $x/d \leq 0,45$ é atendida, que diz respeito ao comportamento dúctil dos elementos., conforme as relações da equação (43).

$$Dom = \begin{cases} \text{Dominio 2} \rightarrow x \leq 0,259 \cdot d \\ \text{Domínio 3} \rightarrow 0,259 \cdot d \leq x \leq 0,628 \cdot d \\ \text{Domínio 4} \rightarrow x \geq 0,628 \cdot d \end{cases} \quad (35)$$

c) Área de aço:

Ainda conforme Carvalho e Figueiredo (2019), a área de aço é calculada a partir da equação (36), nela é obtida a armadura necessária para que as nervuras resistam as tensões de tração. Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), a armadura mínima deverá ser igual a 15% da seção do concreto, conforme a equação (37).

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}} \quad (36)$$

$$A_{s,min} = 0,0015 \cdot b_w \cdot h \quad (37)$$

d) Armadura de distribuição da mesa:

Atendendo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), que diz respeito à distância entre os eixos das nervuras, sendo este no máximo 65 cm, pode-se adotar uma armadura mínima na mesa, como mostra a equação (38).

$$A_{s,mesa} = 0,15 \cdot h_f \quad (38)$$

Onde:

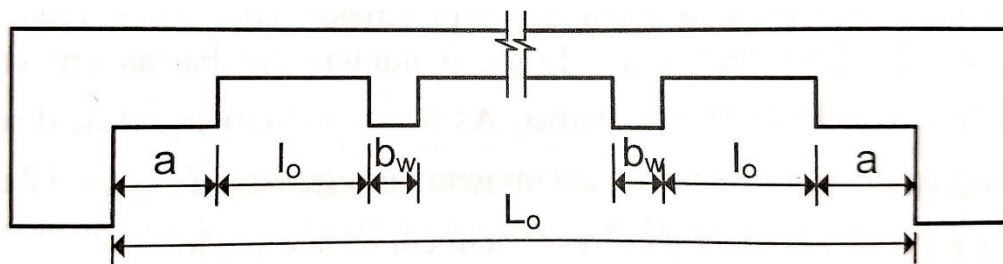
$A_{s,mesa}$ = área de aço da mesa;

h_f = espessura da mesa.

3.1.5.2.7 Número de nervuras e detalhamentos:

Para a determinação do número de nervuras, pode-se utilizar as técnicas citadas por Araújo (2014), a primeira opção consiste em empregar o mesmo espaçamento l_0 entre as nervuras, e para isso, utilizar abas laterais maciças durante toda a laje. A figura 17 demonstra essa técnica, em que “a” representa essas abas maciças.

Figura 16 - Seção transversal da laje nervurada



Fonte: Araújo (2014)

Para o cálculo do número de nervuras n , utiliza-se a equação (39), onde L_0 é o vão livre da laje, e o l_0 é o espaçamento entre as nervuras.

$$n = \frac{L_0 - l_0}{b_w + l_0} \quad (39)$$

3.1.5.3 Vigas de concreto armado

Esta seção será destinada aos métodos de dimensionamento e detalhamento de vigas, a partir do cumprimento dos requisitos da ABNT NBR 6118 (2014), e literaturas consolidadas no assunto.

3.1.5.3.1 Pré-dimensionamento

a) Altura da viga:

A altura das vigas é o primeiro passo tomado pelo projetista para posterior dimensionamento. A ABNT NBR 6118 (2014), não impõe valores mínimos a

serem adotados, dessa forma, cabe ao projetista decidir a dimensão, e ao longo do projeto fazer alterações caso necessário.

b) Largura mínima:

A ABNT NBR 6118 (2014), em seu item 13.2.2 cita que as vigas em geral, exceto as vigas-parede, não devem conter largura menor que 12 cm, caso seja necessário, esse valor pode ser reduzido para um mínimo absoluto de 10 cm.

3.1.5.3.2 Carregamentos e análise estrutural:

a) Peso próprio:

É calculado a partir da equação (40), onde b_w é a largura da viga, h é sua altura, e γ_c como já visto anteriormente, trata-se do peso específico do concreto.

$$P_{PV} = b_w \cdot h \cdot \gamma_c \quad (40)$$

b) Carregamentos de alvenaria:

São carregamentos oriundos de paredes sobre as vigas, segundo Araújo (2014), podem ser obtidos através da equação (41), onde t_{alv} é a espessura da parede, h a altura e γ_{alv} é o peso específico da alvenaria.

$$P_{par} = h \cdot e_{alv} \cdot \gamma_{alv} \quad (41)$$

c) Carregamentos de lajes:

Considera-se também os carregamentos oriundos de lajes sobre as vigas, este irá variar de acordo com o comportamento da laje, se a mesma for armada de forma uni ou bidirecional. O carregamento pode ser obtido através das tabelas de Pinheiro (2007), assim também como a fórmula (42).

$$V = v \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} \quad (42)$$

d) Carregamento total:

Após obtido os carregamentos citados acima, para obter-se o carregamento total atuante na viga, é necessário soma-los, e majorá-los pelo coeficiente $\gamma_f = 1,4$, exceto o carregamento da laje, visto que o mesmo já tenha sido majorado anteriormente.

3.1.5.3.3 Esforços atuantes

a) Momento fletor:

Segundo Araújo (2014), pode-se obter o valor de momento máximo a partir da equação (43), utilizada para vigas bi engastadas.

$$M_{máx} = \frac{F_d \cdot l^2}{12} \quad (43)$$

b) Esforço cortante:

Ainda segundo Araújo (2014), o cortante máximo pode ser obtido através da equação (44), também utilizada para vigas bi engastadas.

$$V_{máx} = \frac{F_d \cdot l}{2} \quad (44)$$

3.1.5.3.4 Resistência no estado limite último

a) Verificação da resistência de projeto:

Como visto no capítulo 3.1.3.1.1, as resistências devem ter seus valores minorados para que não alcancem o estado limite último. É possível obter o

cálculo das resistências do concreto e do aço a partir das equações (45) e (46) respectivamente.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (45)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (46)$$

b) Altura útil:

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), a altura útil d , é a distância do centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida do concreto. Pode-se obter essa distância a partir da equação (47).

$$d = 0,9 \cdot h \quad (47)$$

3.1.5.3.5 Dimensionamento à flexão

Após obter o momento fletor máximo na equação (43), parte-se para o dimensionamento das armaduras longitudinais das vigas.

a) Linha neutra:

Da mesma forma em que é feito na seção 3.1.5.2.6 também será feito para obter-se a linha neutra da viga, a partir da equação (48).

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{M_d}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \right) \quad (48)$$

b) Domínio de deformação:

Após o cálculo da linha neutra, é verificado em qual domínio de deformação o elemento trabalha, por meio da relação abaixo (49).

$$Dom = \begin{cases} \text{Domínio 2} \rightarrow x \leq 0,259 \cdot d \\ \text{Domínio 3} \rightarrow 0,259 \cdot d \leq x \leq 0,628 \cdot d \\ \text{Domínio 4} \rightarrow x \geq 0,628 \cdot d \end{cases} \quad (49)$$

c) Área de aço:

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2019), é possível obter-se a área de aço a partir da equação (50).

$$A_{s1} = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}} \quad (50)$$

3.1.5.3.6 Dimensionamento ao esforço cortante

Para Araújo (2021), dimensionamento dos estribos é feito considerando o maior esforço cortante no vão das vigas. Será demonstrado a metodologia de cálculo desse esforço nesta seção.

a) Tensão tangencial máxima:

É a tensão cisalhante máxima na seção, em função do esforço cortante máximo, obtido a partir da equação (51).

$$\tau_{sd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} \quad (51)$$

b) Verificação quanto ao esmagamento das bielas:

Primeiro é calculado a tensão atuante nas bielas comprimidas, por intermédio da equação (52).

$$\tau_{rd,2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (52)$$

Com isso, é comprovada a segurança contra o esmagamento das bielas a partir da relação $\tau_{rd,2} > \tau_{sd}$, prescrita pela ABNT NBR 6118 (2014).

c) Parcela de tensão resistente pelo concreto:

Trata-se da parcela de carga em que o concreto irá resistir nas bielas, podendo ser obtida através da equação (53).

$$\tau_c = 0,09 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad (53)$$

d) Parcela de tensão resistente pelo aço:

Trata-se da parcela de carga em que o aço irá resistir nas bielas, podendo ser obtida através da equação (54).

$$\tau_d = 1,11 \cdot (\tau_{sd} - \tau_c) \quad (54)$$

e) Área de aço transversal:

Segundo Araújo (2021), pode-se obter a área de aço a partir da equação (55), e a fim de atender às prescrições normativas, torna-se necessária a verificação da armadura transversal mínima, através da equação (56).

$$A_{sw} = 100 \cdot b_w \cdot \frac{\tau_d}{f_{yd}} \quad (55)$$

$$A_{sw} = 0,001 \cdot 100 \cdot b_w \quad (56)$$

3.1.5.3.7 Detalhamento das armaduras longitudinais

a) Número de barras:

Para determinar a quantidade de barras longitudinais, é necessária a utilização da área correspondente ao diâmetro da barra escolhida A_{ϕ} , através da equação (58), e a partir deste valor, torna-se possível obter o número de barras pela equação (59).

$$A_{\phi} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad (57)$$

$$N_b = \frac{A_s}{A_{\phi}} \quad (58)$$

b) Espaçamento entre as barras:

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), as barras longitudinais da seção transversal, devem atender a um espaçamento mínimo, demonstrado pelas relações das equações (59) e (60).

$$e_h > \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_l \\ 1,2 \cdot d_{m\acute{a}x} \end{cases} \quad (59)$$

$$e_v > \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_l \\ 0,5 \cdot d_{m\acute{a}x} \end{cases} \quad (60)$$

Onde:

$d_{m\acute{a}x}$ = diâmetro do agregado graúdo escolhido.

3.1.5.3.8 Detalhamento das armaduras transversais

a) Número de barras:

A quantidade de estribos pode ser obtida pela equação (61), também em função do diâmetro da barra escolhida, como também feito em 3.1.5.3.7.

$$N_b = \frac{A_{sw}}{A_\phi} \quad (61)$$

b) Espaçamento entre os estribos:

Em conformidade com a ABNT NBR 6118 (2014), torna-se necessário o cálculo do espaçamento entre os estribos, esse é dado por metro, pela equação (62).

$$S = \frac{100}{N_{estribos}} \quad (62)$$

c) Número de estribos totais:

Após a obter o número de estribos, tal valor é utilizado para se ter a quantidade de estribos, a partir da equação (63), onde l representa o vão da viga.

$$N_{estribos} = \frac{l}{S} \quad (63)$$

3.1.5.3.9 Verificação das flechas

Conforme demonstrado na seção 3.1.5.2.3, também é necessária a verificação das flechas em vigas. Segundo Araújo (2021), a carga de serviço na combinação quase permanente é dada pela equação (64).

$$p_o = g + 0,3 \cdot q \quad (64)$$

a) Deformação do concreto sobre ações das tensões:

Nesta parte é usado o módulo de elasticidade secante do concreto, obtido pela relação com o f_{ck} , como mostrado na tabela 5 deste trabalho.

b) Momento de inércia da seção de concreto:

O momento de inércia I_c , é calculado pela seguinte equação (65).

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (65)$$

c) Flecha na seção central:

Segundo Araújo (2021), a flecha central em uma viga W_c , pode ser calculada pela equação (66).

$$I_c = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_o \cdot l^4}{E_{cs} \cdot I_c} \quad (66)$$

3.1.5.4 Pilares

Nesta seção será demonstrado o dimensionamento e detalhamento de pilares, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) e bibliografia de autores consolidados no assunto.

3.1.5.4.1 Pré-dimensionamento

A ABNT NBR 6118 (2014), cita em seu item 13.2.3 que pilares não devem apresentar dimensões menores que 19 cm e uma área menor que 360 m², em casos especiais, pode-se adotar dimensão de 14 cm.

a) Comprimento Equivalente:

Pode ser obtido a partir da relação da equação (67).

$$l_e < \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (67)$$

Onde:

l_e = comprimento equivalente;

l_o = distância entre as faces internas dos pilares;

l = distância entre os eixos dos pilares;

h = altura do pilar.

b) Raio de giração:

Tem-se o raio de giração i , para seções retangulares através da equação (68).

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (68)$$

c) Verificação quanto a esbeltez:

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), os pilares devem ter índice de esbeltez menor que 200. Para tal verificação é utilizada a equação (69).

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (69)$$

E a partir do resultado obtido de λ , a ABNT NBR 6118 (2014) classifica os pilares conforme as relações abaixo.

- Pilares robustos ou pouco esbeltos: $\lambda \leq \lambda_1$;
- Pilares de esbeltez média: $\lambda_1 < \lambda \leq 90$;
- Pilares esbeltos ou muito esbeltos: $90 < \lambda \leq 140$;
- Pilares excessivamente esbeltos: $140 < \lambda \leq 200$.

3.1.5.4.2 Excentricidade de primeira ordem

a) Excentricidade inicial:

Segundo Pinheiro (2007), em edifícios geralmente ocorre o desalinhamento entre os eixos dos pilares e vigas, a distância entre esses eixos é chamada de excentricidade inicial, podendo de ser de topo e de base, conforme mostrado nas equações (70) e (71) respectivamente.

$$e_{itopo} = \frac{M_{topo}}{N_d} \quad (70)$$

$$e_{ibase} = \frac{M_{base}}{N_d} \quad (71)$$

Em que, M_{topo} trata-se do momento no topo do pilar, assim como M_{base} do momento na base do pilar e N_d é a normal de compressão majorada.

b) Rigidez do pilar:

É a rigidez do elemento no nó, ou seja, na viga. Podendo ser obtida a partir da equação (72), em que I , é a inércia já calculada anteriormente e l o comprimento do pilar.

$$r = \frac{I}{l} \quad (72)$$

c) Momentos na base e no topo:

A partir do valor da rigidez, é possível obter os momentos absorvidos pelo pilar, como demonstrado nas equações (73) e (74).

$$M_{inf} = \frac{3 \cdot r_{inf}}{4 \cdot r_{viga} + 3 \cdot r_{sup} + 3 \cdot r_{inf}} \quad (73)$$

$$M_{sup} = \frac{3 \cdot r_{sup}}{4 \cdot r_{viga} + 3 \cdot r_{sup} + 3 \cdot r_{inf}} \quad (74)$$

d) Momento de engastamento perfeito:

É o momento de ligação viga-pilar, dado pela equação (75), citada na seção 3.1.5.3.3.

$$M_{eng} = \frac{p \cdot l^2}{12} \quad (75)$$

e) Momento mínimo:

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), o momento mínimo é adotado em razão das imperfeições geométricas no elemento estrutural, dado pela equação (76) onde h é a altura do pilar.

$$M_{d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (76)$$

f) Verificação de dispensa dos efeitos de segunda ordem:

A ABNT NBR 6118 (2014), cita em seu item 15.8.2 que os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados se a índice de esbeltez for menor que o valor limite λ_1 . Abaixo tem-se a equação (77) que permite verificar tal condição, onde $\alpha_b = 1$.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_1}{h} \right)}{\alpha_b} \quad (77)$$

3.1.5.4.3 Método da curvatura aproximada

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), esse método pode ser aplicado somente em pilares que possuam índice de esbeltez menor ou igual a 90 e seção constante ao longo de seu eixo. Esta relação é dada na equação (78).

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (78)$$

Onde:

$1/r$ = curvatura na seção mais crítica.

v = força normal adimensional, mostrada na equação abaixo (79).

$$v = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})} \quad (79)$$

Dessa forma, o momento total no pilar é dado pela expressão (80), abaixo.

$$M_{d,total} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (80)$$

3.1.5.4.4 Detalhamento das armaduras longitudinais

a) Limites de área de aço:

No que tange as áreas de aço de pilares, a ABNT NBR 6118 (2014), prescreve certos limites a serem seguidos, visto na equação (81).

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} \frac{0,15 \cdot N_d}{f_{yd}} \\ 0,004 \cdot A_c \\ 4\phi 10 \text{ mm} \end{cases} \quad (81)$$

$$A_{s,máx} \leq 0,08 \cdot A_c \quad (82)$$

Esta norma ainda recomenda que a área de aço máxima deve considerar as emendas das armaduras na seção.

a) Espaçamento mínimo:

Utiliza-se o mesmo critério recomendado para vigas, visto na seção 3.1.5.3.7 deste trabalho.

b) Espaçamento máximo:

A ABNT NBR 6118 (2014), determina a relação abaixo (83) para espaçamento máximo nos pilares.

$$e_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 2 \cdot \text{menor dimensão} \end{cases} \quad (83)$$

3.1.5.4.5 Detalhamento das armaduras transversais

A ABNT NBR 6118 (2014), em seu item 18.4.3 cita uma relação a ser seguida para adoção do diâmetro dos estribos e seu espaçamento, expressos nas equações (84) e (85).

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \left(\frac{1}{4}\right) \cdot \phi_l \end{cases} \quad (84)$$

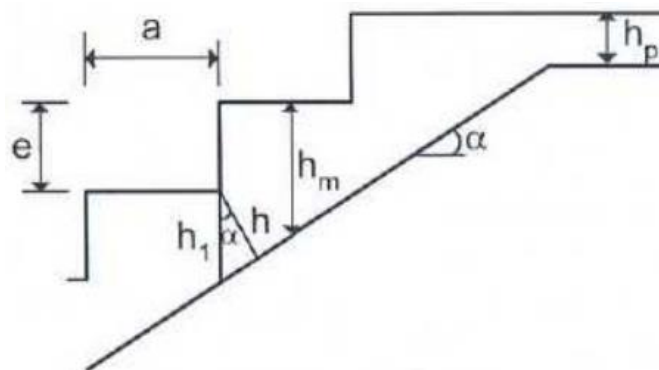
$$e_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão do pilar} \\ 12 \cdot \phi_l \end{cases} \quad (85)$$

3.1.5.5 Escada

Para o cálculo da escada presente no projeto, será utilizado as normas vigentes e bibliografias de autores consolidados no assunto.

De acordo com o exposto por Araújo (2014), a metodologia de cálculo para a escada presente no projeto arquitetônico, consiste no calculado de uma viga inclinada, pois trata-se de uma escada armada longitudinalmente. Suas variáveis são vistas na figura 18, mostrada abaixo.

Figura 17 - Variáveis de cálculo de uma escada



Fonte: Araújo (2014).

3.1.5.5.1 Carregamentos em escadas

a) Altura da laje:

Para a determinação da altura da laje, é utilizada as seguintes equações (86) e (87).

$$h_1 = \frac{h}{\cos \alpha} \quad (86)$$

$$h_m = h_1 + \frac{e}{2} \quad (87)$$

Onde:

h = espessura da laje definida pelo projetista;

e = altura do espelho.

b) Peso próprio do patamar:

A partir do valor obtido acima referente à espessura da laje, é possível calcular o peso próprio do patamar com a equação (88).

$$P_{p,patamar} = \gamma_C \cdot h_p \quad (88)$$

Onde:

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

c) Peso próprio do trecho inclinado:

Dado pela equação (89), com a utilização da espessura.

$$P_{p,inclinada} = \gamma_c \cdot h_m \quad (89)$$

d) Peso próprio do revestimento:

Utiliza-se valores tabelados pela ABNT NBR 6120 (2019), encontrados no seu item 6.2.

e) Parapeitos:

Podem ser calculados a partir da equação (89), em função do peso específico da alvenaria γ_a , obtido através do item 5.3 da ABNT NBR 6120 (2019).

$$P_{p,par} = \frac{\gamma_a \cdot Ht}{L} \quad (90)$$

Onde:

H = altura do parapeito;

t = espessura da parede;

L = largura da escada.

3.1.5.5.2 Carregamentos variáveis

a) Carga acidental nos parapeitos:

Segundo a ABNT NBR 6120 (2019), devem ser consideradas no dimensionamento dos parapeitos, uma carga horizontal de 0,8 kN/m na altura do corrimão e uma carga vertical de 2 kN/m na vertical.

b) Sobrecarga distribuída:

É determinada de acordo com a destinação da escada, por exemplo, para este projeto por tratar-se de uma edificação comercial, segundo a ABNT NBR 6120 (2019) considera-se uma carga de 3,0 kN/m², por ser uma escada com acesso ao público.

3.1.5.5.3 Análise dos esforços e dimensionamentos

Com base nos carregamentos acidentais e permanentes, é possível obter o carregamento total atuante na laje e posteriormente os seus esforços. Estes podem ser obtidos na seção 3.1.5.3.3, já que a escada é dimensionada como uma viga inclinada. E para dimensionamento das armaduras, pode-se verificar a seção 3.1.5.3.5 deste trabalho.

3.2 Projeto de fundação

O projeto de fundação é de extrema importância tanto em obras de grande porte, quanto de pequeno porte pois através dele é possível definir o tipo de fundação a ser utilizada e as soluções propostas de acordo com a diversificação dos problemas apresentados durante o estudo feito.

Uma fundação bem executada deve suportar cargas atuantes e distribuir sobre a superfície de apoio, sem gerar tensões que provoquem ruptura na massa do solo adjacente, assim como inclinações e recalques significativos a estrutura.

Nesta seção será abordado a metodologia de cálculo para todos os dimensionamentos e verificações da tipologia já citada na seção 2.3, que posteriormente serão realizados através de planilhas Microsoft Excel 2016, e os detalhamento estruturais através do Autodesk AutoCAD 2022, seguindo as

recomendações da ABNT NBR 6122 (2019), ABNT NBR 6118 (2014) e de literaturas de autores consolidados no assunto.

3.2.1 Parâmetros geotécnicos

Os parâmetros serão mostrados através de laudos de sondagem de simples reconhecimento (SPT), presentes em anexo 1, retirado de uma localidade próxima para a elaboração do projeto.

Por meio destes laudos é possível encontrar características dos materiais em cada camada do solo, e o N_{SPT} a cada metro, além da existência ou não de lençol freático.

3.2.1.1 Tensão admissível em fundações diretas

A tensão admissível será obtida através da média entre dois métodos semiempíricos, demonstrados por Cintra e Aoki (2011). O primeiro é mostrado na equação 91, e o segundo na equação 92 de Mello (1975), ambos baseados no SPT.

$$\sigma = \frac{N_{spt}}{50} \quad (91)$$

$$5 \leq N_{spt} \leq 20$$

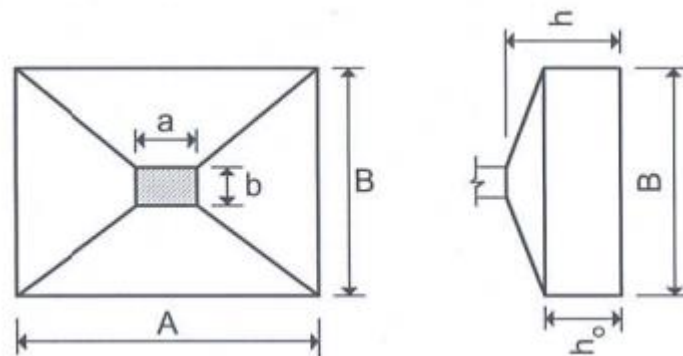
$$\sigma = 0,1 \times \left(\sqrt{N_{spt} - 1} \right) \quad (92)$$

Onde, N_{spt} é o valor médio no bulbo de tensões.

3.2.2 Sapatas rígidas isoladas

Para a metodologia de cálculo das sapatas isoladas será utilizada a metodologia de Alonso (2019). Na figura 18, são indicadas as dimensões de uma sapata isolada.

Figura 18 - Dimensões de uma sapata



Fonte: Araújo (2014)

a) Projeto geométrico:

- Área da base:

À área da base da sapata será determinada pela equação 93:

$$A_b = \frac{1,05 \times N_d}{\sigma_{adm}} \quad (93)$$

Onde, N_d é o esforço normal de cálculo do pilar, que chega à fundação.

- Lado maior:

O lado maior da sapata é encontrado a partir da relação entre as dimensões do pilar, expresso na equação 95.

$$A = \frac{(a_0 - b_0) + \sqrt{(b_0 - a_0)^2 + (4 \times A_b)}}{2} \quad (94)$$

Onde:

a_0 = maior lado do pilar

b_0 = menor lado do pilar

- Lado menor:

O lado menor é obtido pela equação 95, onde é feita a divisão entre a área da base pelo lado maior da sapata.

$$B = \frac{A_b}{A} \quad (95)$$

A ABNT NBR 6122 (2019), em seu item 7.7.1 cita que as sapatas isoladas não podem ter dimensões inferiores a 60 centímetros.

- Altura da sapata:

Para a altura da sapata, é necessário atender algumas relações que são citadas nas equações 96 e 97.

$$h \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a_0}{3} \\ l_{b \text{ necess.}} \end{array} \right\} \quad (96)$$

$$h_0 \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad (97)$$

b) Verificação à punção:

É necessária a verificação quanto à punção em sapatas, devido ao contato direto com o pilar, sendo assim comparada com uma laje maciça. Essa verificação é feita através da equação 98, e deverá atender a relação da equação 99.

- Área crítica:

É a área onde ocorre a punção.

$$A_{pu} = 2 \times h \times [(a_0 + h) + (b_0 + h)] \quad (98)$$

- Tensão cisalhante solicitante:

Trata-se da tensão de cisalhamento atuante na sapata, que deverá ser menor que a tensão de cisalhante resistente.

$$\tau_{pu} = \frac{N_d \times 1,05}{A_{pu}} < \frac{fck}{25} \quad (99)$$

- c) Esforços de tração:

$$T_x = \frac{N_d \times (A - a_0)}{8 \times d} \quad (100)$$

$$T_y = \frac{N_d \times (B - b_0)}{8 \times d} \quad (101)$$

Onde:

$d = \text{altura} - \text{cobrimento}$

- d) Detalhamento das armaduras:

- Área de aço:

$$A_{sx} = \frac{1,61 \times T_x}{f_y k} \quad (102)$$

$$A_{sy} = \frac{1,61 \times T_y}{f_y k} \quad (103)$$

- Número de barras nas direções X e Y:

$$NB_x = \frac{A_{sx}}{A_s \phi} \quad (104)$$

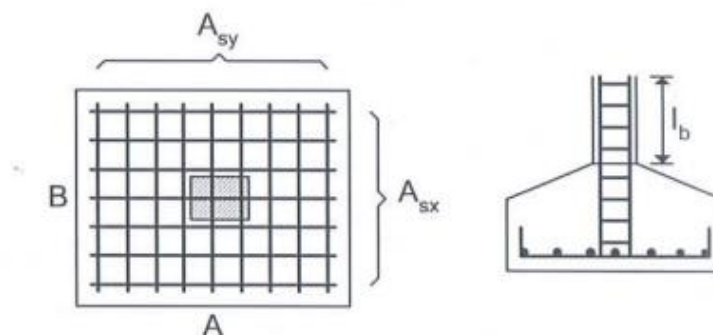
$$NB_y = \frac{A_{sy}}{A_s \phi} \quad (105)$$

- Espaçamento:

$$S = \frac{\text{Comprimento} - (2 \times \text{cobrimento})}{NB} \quad (106)$$

Na figura 19 abaixo, tem-se a representação do detalhamento das armaduras de uma sapata. Pode-se observar que a armadura do pilar, incluindo seus estribos, é colocada até o fundo da sapata, é possível visualizar também o, comprimento de ancoragem l_b , também chamado de espera.

Figura 19 - Detalhamento da sapata



Fonte: Araújo (2014)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após a apresentação dos métodos necessários para a execução deste trabalho, será retratado neste capítulo os processos de cálculo referentes aos dimensionamentos e detalhamentos dos elementos estruturais em concreto armado e fundação do projeto em questão.

4.1 Projeto estrutural em concreto armado

O dimensionamento de todo o projeto estrutural proposto foi realizado a partir do software Cypecad 2016, foram posicionados pilares em toda extremidade e três pilares centrais, em que foram utilizados capitéis de mesma altura adotada para as lajes nervuradas, além disso, foi feito o uso de vigas convencionais somente nas bordas da edificação.

4.1.1 Definição dos dados iniciais

Conforme mencionado no capítulo 1, o local para implantação deste projeto está localizado no Centro de Três Rios – RJ, sendo classificado como moderado, se enquadrando na classe II quanto à classe de agressividade ambiental descrita na tabela 1 da seção 3.1.1.1. A partir dessa classificação, é dado prosseguimento a outros parâmetros do projeto, como a definição da resistência característica à compressão apresentada na tabela 4 do item 3.1.2.1.1, para esse dado, foi utilizado 30 Mpa devido ao porte da edificação.

4.1.1.1 Cobrimento nominal dos elementos estruturais

Após a definição da classe de agressividade ambiental, será definido os valores de cobertura dos elementos do projeto conforme recomendação da ABNT NBR 6118 (2014), sendo utilizado 2,0 centímetros para lajes e escada e 3,0 centímetros para vigas e pilares. Já para os elementos em contato com o solo, isto é, as sapatas, terão cobertura de 3,0 centímetros.

4.1.2 Concepção estrutural

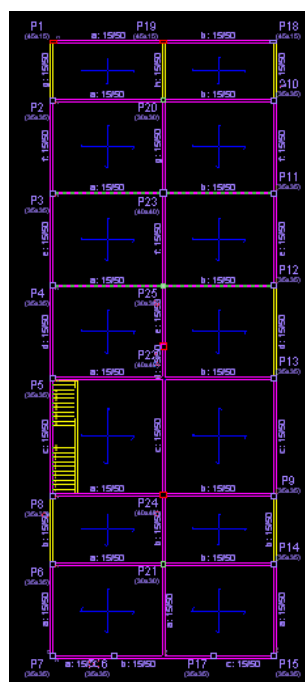
Nesta etapa foi feita a locação de pilares, vigas e lajes, assim como o pré-dimensionamento dos mesmos. Os pilares de extremidade e borda foram dispostos em dimensões de 35x35 centímetros, e os pilares do centro com 40x40 centímetros.

A seguir tem-se as plantas dos pavimentos do projeto, contendo a locação dos pilares, vigas e lajes, assim como as suas dimensões.

a) Baldrame:

Trata-se de uma laje maciça de concreto armado que possui contato diretamente com o solo, pré-dimensionada com uma espessura de 10 centímetros. Além disso, em alguns pontos específicos foram inseridos pilares que possuem a função de diminuir os vãos, tendo fim neste mesmo pavimento, dessa forma não negligenciando a arquitetura, haja vista que se fossem estendidos até os demais pavimentos diminuiria a fluidez do ambiente. Tal concepção é mostrada abaixo na figura 19.

Figura 20 - Elementos estruturais em nível baldrame

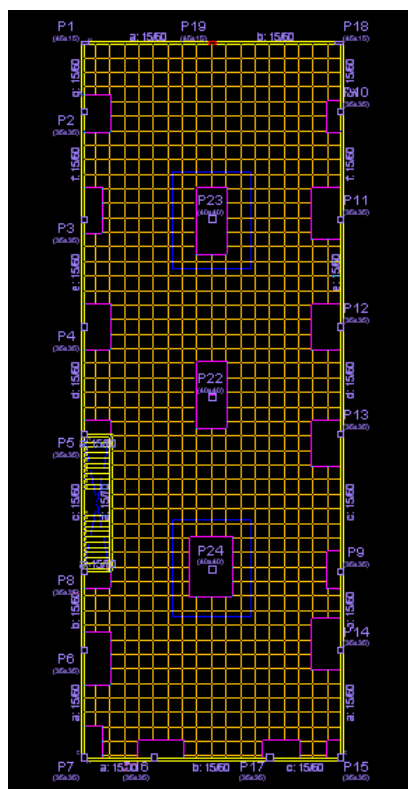


Fonte: Autor (2022)

b) Primeiro pavimento:

Neste pavimento foram lançadas lajes nervuradas de fôrmas ATEX 830, com altura total de 37,5 centímetros (fôrma + capa), suas nervuras possuem espessura de 15,5 centímetros. Abaixo na figura 20 é demonstrado esse pavimento.

Figura 21 - Elementos do primeiro pavimento

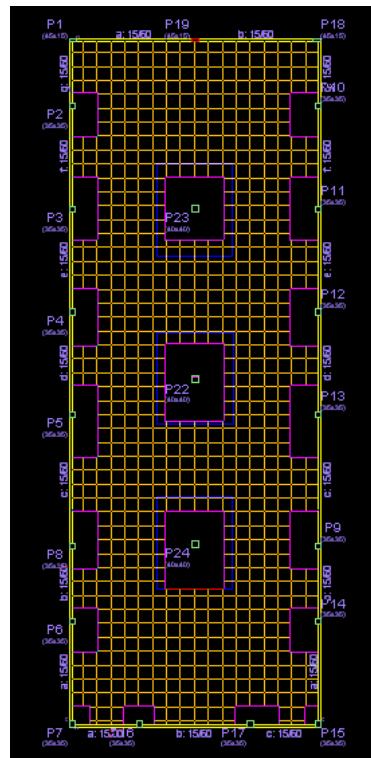


Fonte: Autor (2022)

c) Cobertura:

Assim como o primeiro pavimento, a cobertura também foi projetada em laje nervurada com fôrmas ATEX 830, com as mesmas especificações quanto altura total e espessura das nervuras. Segue abaixo na figura 21 a demonstração desse pavimento.

Figura 22 - Elementos do pavimento cobertura

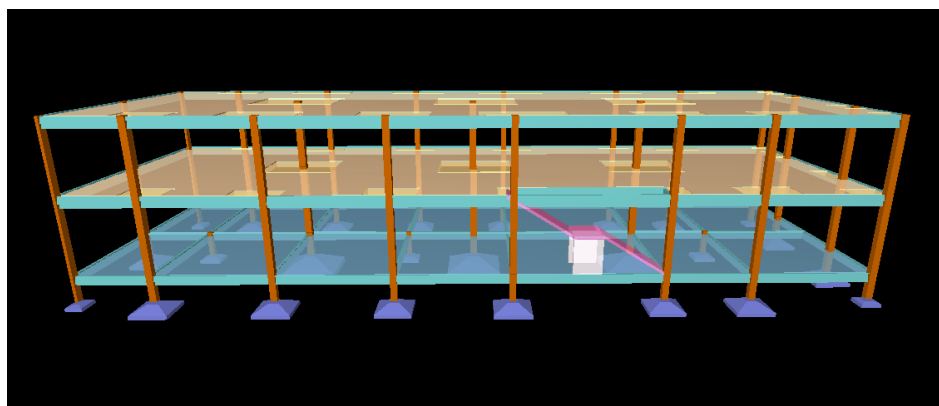


Fonte: Autor (2022)

d) Modelagem tridimensional:

Tem-se abaixo na figura 22, a modelagem tridimensional da estrutura proposta.

Figura 23 - Modelagem da estrutura



Fonte: Autor (2022)

4.1.3 Carregamentos atuantes

Nesta seção será apresentado os carregamentos atuantes na estrutura, ressaltando que os carregamentos de peso próprio da estrutura foram calculados pelo software Cypecad 2016, a partir da utilização do peso específico do concreto armado igual a 25 KN/m^3 , conforme citado na ABNT NBR 6120 (2019).

4.1.3.1 Carregamentos

No que diz respeito ao carregamento dos revestimentos, foi considerado uma carga superficial igual a 1 KN/m^2 em todos os pavimentos, em conformidade à ABNT NBR 6120 (2019).

Para a cobertura foi lançado uma carga distribuída uniformemente de $0,3 \text{ KN/m}^2$, referente ao telhado metálico.

Em relação às alvenarias, foi utilizado bloco cerâmico de vedação com espessura de 14 centímetros, segundo a ABNT NBR 6120 (2019), os mesmos possuem peso específico de 15 KN/m^2 .

Quanto ao carregamento acidental, foi utilizado uma carga de 3 KN/m^2 em cumprimento à ABNT NBR 6120 (2019), que em sua tabela 2 recomenda esse valor para lojas.

4.1.4 Dimensionamento e detalhamento do projeto estrutural

Após realizada a concepção dos elementos estruturais, definido os dados iniciais e carregamentos, é obtido os resultados referentes ao dimensionamento dos elementos estruturais.

4.1.4.1 Dimensionamento e detalhamento das lajes nervuradas

Os cálculos a seguir serão demonstrados com base na laje do primeiro pavimento.

a) Pré-dimensionamento:

- Vãos de cálculo:

$$l_x = 10 \text{ m} ; l_y = 15 \text{ m}$$

- Distância livre entre as nervuras:

$$l_{0x} = l_{0y} = 0,675 \text{ m}$$

- Estimativa da altura:

Através do uso da equação 16, obteve-se uma espessura de aproximadamente 34 centímetros. Porém como já citado anteriormente, foi utilizado uma altura total da laje de 37,5 centímetros (fôrma + capa).

- Largura das nervuras:

Conforme a relação da equação 14, tem-se a largura das nervuras igual a 15,5 centímetros.

- Distância entre eixos das nervuras:

Atendendo a expressão contida na equação 13, e também ao catálogo ATEX 830, adotou-se uma distância entre eixos das nervuras de 83 centímetros.

- Espessura da mesa:

Através da relação exposta na equação 15, foi adotada uma espessura da mesa de 7,5 centímetros, com a utilização do modelo 830 do catálogo ATEX.

b) Carregamentos:

Pelo catálogo ATEX 830, tem-se o peso próprio da laje de 4,95 KN/m².

c) Verificação da flecha:

- Espessura equivalente:

Com o uso da equação 23 e 24, tem-se uma espessura equivalente da laje de 26,3 cm.

- Rigidez à flexão:

Pela equação 25, foi obtida a rigidez à flexão de 45033 KNm.

- Combinação quase permanente:

Para o cálculo da combinação quase permanente, foi considerado $\psi_2 = 0,4$, para edifícios comerciais, resultando no valor de 6,62 KN/m².

- Flecha inicial:

Pela tabela de bares, obteve-se o coeficiente $w_c = 7,94$, e posteriormente o mesmo foi empregado na equação 27, resultando na flecha inicial $W_0 = 1,10$ cm.

- Flecha final:

A partir da fluência do concreto, empregado na equação 28, tem-se a flecha final $W_\infty = 3,85$ cm.

- Flecha admissível:

Segundo a equação 29, a flecha admissível é $W_{adm} = 4,04$ cm, sendo assim, $W_\infty < W_{adm}$, significando que as dimensões adotadas são satisfatórias.

d) Dimensionamento das armaduras longitudinais:

- Momento fletor por nervura:

A partir dos esforços de momentos fletores retirados do software Cypecad 2016, foi possível calcular os momentos fletores por nervura através da distância entre seus eixos, obtendo:

$$M_x = 61,17 \text{ KNm (nervuras da direção } x)$$

$$M_y = 64,74 \text{ KNm (nervuras da direção } y)$$

- Detalhamento:

Pela equação 36, tem-se a área de aço e posteriormente o número de barras a serem usadas por nervura, resultado em:

$$N^{\circ} \text{ barras}_x = \mathbf{2\phi 16mm/nervura} \text{ (nervuras da direção } x)$$

$$N^{\circ} \text{ barras}_y = \mathbf{2\phi 16mm/nervura} \text{ (nervuras da direção } y)$$

e) Dimensionamento da armadura da mesa:

Para a armadura da mesa, foi utilizada a equação 38 para dimensionamento de uma malha com armadura mínima, resultando em **4.2mm c/10cm**.

4.1.4.2 Dimensionamento e detalhamento das vigas

Nesta seção será descrito o dimensionamento das vigas de concreto armado presente no projeto estrutural. A viga para apresentação dos resultados, está situada no primeiro pavimento, denominada V4, a mesma possui 15 metros e seção transversal de 15x60 centímetros, cujos apoios são P7, P16, P17 e P15. De acordo com o software Cypecad 2016, a viga apresenta valores máximos em seu vão central de momento fletor de 64,9 KNm e de esforço cortante de 45,1 KN.

a) Dimensionamento à flexão:

- Estado limite último:

Utilizando as equações 45 e 46, tem-se que:

$$f_{cd} = 21,428 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434,782 \text{ MPa}$$

- Altura útil:

Pela equação 47, tem-se a altura útil de:

$$d = 54 \text{ cm}$$

- Domínio de deformação:

Segundo a relação expressa na equação 49, a viga está trabalhando no domínio 2.

- Área de aço:

Obtida a partir da equação 50, tem-se uma área de aço de 2,83 cm² para as armaduras positivas e 2,77 cm² para as armaduras negativas.

- Detalhamento das armaduras negativas:

Com auxílio das equações 57 e 58, é possível obter os números de barras necessários. Com a utilização de barras de 12,5 mm, seriam necessárias 3 barras. Porém, para melhor otimização, é viável a utilização de barras de menor diâmetro na armadura principal, e maior diâmetro como reforços, onde há um maior esforço. Nesta viga em questão, foi utilizado para a armadura principal duas barras de diâmetro de 10 mm e reforços com duas barras de 16 mm.

- Detalhamento das armaduras positivas:

Para o detalhamento das armaduras positivas, também foi utilizado o proposto para as armaduras negativas, sendo duas barras de diâmetro de 10 mm para a armadura principal, e duas de 10 mm para reforços.

b) Dimensionamento das armaduras transversais:

- Tensão tangencial máxima:

A partir da equação 51, tem-se que a tensão tangencial máxima possui valor de 0,056 KN/cm².

- Verificação quanto ao esmagamento das bielas:

Através da equação 52, tem-se o valor de resistência das bielas sendo de 0,51 KN/cm².

Como $\tau_{rd,2} > \tau_{sd}$, verifica-se que a biela resiste ao esmagamento.

- Parcela de tensão resistente pelo concreto:

Trata-se da tensão em que o concreto resistirá através das bielas, verificadas acima. Para isso, a partir da equação 53, tem-se que o concreto resiste à tensão de 0,0869 KN/cm².

- Parcela de tensão resistente pelo aço:

Com o uso da equação 54, tem-se que o aço resiste à tensão de -0,034 KN/cm², ou seja, a parcela de aço é mínima, sendo assim a resistência à compressão das bielas torna-se suficiente para absorver o cisalhamento.

- Área de aço transversal:

Com a equação 55, tem-se o valor da área de aço necessária de $-1,17 \text{ cm}^2$, sendo necessária a verificação da área de aço mínima, resultando no valor de $1,5 \text{ cm}^2$.

- Detalhamento das armaduras transversais:

O número de estribos pode ser calculado através da equação 61, utilizando barras de 5 mm de diâmetro, resultando em 8 estribos por metro, e o espaçamento destes é dado pela equação 62, obtendo um espaçamento de 12 cm.

Para o número de estribos totais, utiliza-se a equação 63, resultando na quantidade total de 120 estribos na viga, **$120N9\phi 5.0c/12cm$** .

c) Verificação quanto as flechas:

Através do software Cypecad, obteve-se um valor de momento máximo de serviço de 46,35 KNm.

- Momento de inércia:

Através da equação 65, tem-se um momento de inércia de $270 \times 10^3 \text{ cm}^4$.

- Flecha na seção central da viga:

Pela equação 66 é possível obter o valor referente à flecha na seção central da viga, porém o software Cypecad 2016 também fornece esse valor, sendo ele: $W_{total} = 0,469 \text{ cm}$, que deverá atender à relação limite de $\frac{l}{250}$.

$$W_{total} = 0,469 < W_{adm} = \frac{625}{250}$$

$$0,469 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm} \rightarrow Ok$$

4.1.4.3 Dimensionamento e detalhamento de pilares

Para o dimensionamento e detalhamento de pilares, será utilizado o P4. Trata-se de um pilar de extremidade que possui seção transversal de 35x35cm e nasce no nível da fundação, seguindo até a cobertura. Os cálculos de dimensionamento desse pilar serão realizados baseados entre o nível térreo e o primeiro pavimento, onde sua altura é de 413cm. Através do software Cypecad 2016, tem-se o valor de carga axial desse elemento de 351,50 KN.

a) Pré-dimensionamento:

- Comprimento equivalente:

Pela fórmula 67, tem-se a seguinte relação:

$$l_{ex} < \begin{cases} 323 + 35 = 358 \text{ cm} \\ 413 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{ex} = 358 \text{ cm}$$

- Raio de giração:

É obtido através da equação 68, resultando no valor de 10,10 cm.

- Verificação quanto à esbeltez:

O índice de esbeltez é dado pela equação 69, resultando no valor de 35,45 cm.

b) Excentricidade de primeira ordem:

- Excentricidade inicial:

Para o valor da excentricidade inicial, primeiramente é necessário obter o valor do momento absorvido pelo pilar, este foi fornecido pelo software Cypecad 2016, mas podendo também ser obtido pela equação 74 no valor de 234 KNm. Após isso, é aplicada a equação 70, tendo uma excentricidade inicial de 6,65 cm.

c) Momento de engastamento perfeito:

Calculado pela equação 75, tem-se o momento de engastamento perfeito de 503,76 KNm.

d) Momento mínimo:

Obtido a partir da aplicação da equação 76, tendo o valor resultante de 8,96 KNm.

e) Verificação de dispensa dos efeitos de segunda ordem:

Através da equação 77, tem-se que $\lambda_1 = 27,37$, sendo assim, $\lambda > \lambda_1$, sendo necessária a verificação dos efeitos de segunda ordem. Dessa forma, segundo a classificação da ABNT NBR 6118 (2014), este pilar possui uma esbeltez média, devido à relação $\lambda_1 < \lambda \leq 90 = 27,37 < 35,45 \leq 90$

f) Efeitos de segunda ordem:

- Método da curvatura aproximada:

Em primeiro instante, foi aplicada a equação 79 a fim de obter a força normal adimensional ν , resultando no valor de 0,13. Feito isto, é aplicada a equação 78, referente à curvatura sob os efeitos de segunda ordem, obtendo o valor de 0,014, atendendo a relação expressa na equação.

- Momento total do pilar:

O momento total atuante no pilar é de 36,89 KNm, valor obtido através da equação 80.

g) Detalhamento das armaduras:

- Área de aço:

Atendendo as relações dispostas nas equações 81 e 82, tem-se que a área de aço mínima necessária para o pilar é de 16,09 cm², e a área de aço máxima é de 49 cm².

- Barras longitudinais:

Para obter a quantidade de barras longitudinais necessárias, é feita a divisão da área de aço total, pela área de aço de uma barra. No pilar em questão, foi utilizado 8 barras de diâmetro de 16mm (2,01 cm²), sendo 4 barras nos cantos e 2 em cada face. Dessa forma, tem-se **8N5ø16mm**.

- Barras transversais:

Seguindo as relações expressas nas equações 84 e 85, foi utilizado para os estribos barras de diâmetro de 5mm, com espaçamento de 15cm. Com isso, para a quantidade total de estribos entre o térreo e o primeiro pavimento, é realizada a divisão entre a altura da prumada (4,13m) e o espaçamento utilizado, resultando em 28 estribos. Dessa forma, tem-se **28N2ø5.0c/15cm**.

4.1.4.4 Dimensionamento e detalhamento da escada

A escada presente no projeto possui um lance e um patamar, esta foi dimensionada com lajes de espessura de 15 centímetros.

a) Carregamentos atuantes:

- Peso próprio do patamar:

Seguindo a equação 88, tem-se o peso próprio do patamar de $3,75 \text{ KN/m}^2$.

- Peso próprio do trecho inclinado:

Obtido pela equação 89, no valor de $6,72 \text{ KN/m}^2$.

- Peso próprio do revestimento:

Segundo a ABNT 6120 (2019), tem-se o peso do revestimento de $1,0 \text{ KN/m}^2$

- Peso próprio de parapeitos:

Para a escada em questão foi considerado o uso de parapeitos metálicos, com $1,10$ de altura. Para o cálculo do seu peso próprio foi utilizada a equação 90, obtendo o resultado de $0,5 \text{ KN/m}$.

- Carga acidental nos parapeitos:

Conforme recomendação da ABNT NBR 6120 (2019), foi considerada uma carga horizontal de $0,8 \text{ KN/m}$ na altura do corrimão e uma carga vertical de $0,2 \text{ KN/m}$.

- Sobrecarga de utilização:

Ainda segundo a ABNT NBR 6120 (2019), foi considerada uma sobrecarga de $3,0 \text{ KN/m}^2$, por tratar-se de escada com acesso ao público.

b) Cálculo dos esforços:

Conforme citado na seção 3.1.5.5.3, o dimensionamento dos esforços da laje da escada, foram realizados conforme prescrito na seção 3.1.5.3.3 e 3.1.5.3.5.

- Combinação de cálculo (ELU):

Tem-se o momento de cálculo dos esforços de:

$$S_d = 1,4 \times (P_{próprio,total} + P_{rev} + P_{p,par}) + 1,4 \times (q_{utilização})$$

$$S_d = 1,4 \cdot (10,47 + 1,0 + 0,5) + 1,4 \cdot (3,0) = 20,96 \text{ KN/m}^2$$

- Momento fletor máximo:

É obtido a partir da equação 43, porém a laje da escada trata-se de uma laje maciça, sendo assim, a equação é adaptada pela seguinte:

$$M_{sd} = \frac{S_d \times l^2}{8} = \frac{20,96 \times 3,30^2}{8} = 8,64 \text{ KNm}$$

- Esforço cortante máximo:

Foi calculado pela equação 44, tendo um resultado de 34,58 KN.

c) Linha neutra:

Pela equação 34, tem-se a altura útil de 13,5 cm, e a posição da linha neutra em 13,73 cm.

d) Detalhamento da escada:

- Área de aço da armadura principal:

A partir da equação 36, obteve-se uma área de aço no valor de 3,62 cm²/m. Seguindo à verificação quanto à área de aço mínima expressa na equação 37, tem-se o valor de 3,37 cm²/m, sendo assim, foi utilizada a área de aço primeiramente calculada.

- Área de aço da armadura de distribuição:

Obtida através da seguinte relação:

$$A_{s,(cm^2/m)} \geq \begin{cases} 3,62/5 = 0,724 \text{ cm}^2/m \\ 0,9 \cdot \text{cm}^2/m \\ 3 \text{ barras por metro (largura)} \end{cases}$$

$$A_{s,(cm^2/m)} = 0,9 \text{ cm}^2/m$$

- Armadura principal:

Foi utilizado barras de 8,0mm de diâmetro, cuja área de aço é igual a 0,5 cm². Sendo assim, tem-se **8ø8,0mm/metro**.

Quanto ao o espaçamento, tem-se 12 cm. Com isso, para a armadura principal total, obteve-se a quantidade total de **13N1ø8,0c/12cm**.

- Armadura de distribuição

Para a armadura de distribuição também foi utilizado barras de diâmetro de 8mm.

Realizando o cálculo de divisão da área de aço da armadura de distribuição e a área de aço das barras de 8mm (0,5 cm²), tem-se a quantidade de **2ø8,0mm/metro**.

Quanto ao espaçamento, foi adotado o espaçamento máximo recomendado, de 20 cm, já que pelo cálculo foi obtido 50 cm, porém não é recomendado pela norma.

Sendo assim, o número total de barras para armadura de distribuição será de **17N5ø8,0c/20cm**.

4.2 Projeto de fundação

Para a elaboração do projeto de fundação, foram utilizadas literaturas de autores consolidados, aplicadas ao Microsoft Excel, seguindo a metodologia exposta no capítulo 3.2 deste trabalho.

Para demonstração dos resultados, foi pego como exemplo a sapata 4 (S4), a mesma está associada ao P4. A carga axial que o elemento transfere à fundação foi fornecida pelo Software Cypacad 2016, no valor de 1.017,8 KN. Para posteriores cálculos foi adotado um $f_{ck} = 30\text{Mpa}$.

4.2.1 Análise dos dados geotécnicos

Analisando os dados contidos no SPT fornecido pela empresa Cotral Fundações, encontrado no Anexo 1, foi realizada a classificação geotécnica quanto à profundidade das camadas e a sua resistência.

Com isso, optou-se por assentar as sapatas à uma profundidade de 2 metros, onde o N_{spt} é igual a 14, e o solo presente é caracterizado por uma argila siltosa.

4.2.2 Dimensionamento geotécnico

Foram utilizados métodos semiempíricos baseados no SPT para o dimensionamento geotécnico, visto que não foi possível a realização de ensaios laboratoriais para obtenção de parâmetros do solo.

O cálculo para a tensão admissível foi realizado através da média do valor obtido com o uso das equações 91 que trata de solos argilosos, e da equação 92 em que não há distinção de solo. Como citado acima, foi utilizado um N_{spt} de 14, obtendo dessa forma uma tensão admissível de 277,08 Kpa, resultado da média das equações citadas.

4.2.3 Dimensionamento geométrico

a) Geometria da sapata:

- Área da base:

Para início do dimensionamento geométrico, foi necessário o cálculo da área da base da sapata, a partir da aplicação da equação 93, obtendo o resultado de $A_b = 3,86 \text{ m}^2$.

- Lado maior:

A partir das dimensões do pilar empregadas na equação 94, tem-se o lado maior da sapata de $A = 1,95\text{m}$.

- Lado menor:

A menor dimensão da sapata é encontrada a partir da equação 95, obtendo o comprimento de $B = 1,95\text{m}$. Sendo assim, trata-se de uma sapata quadrada.

- Altura:

Atendendo às relações expressas nas equações 96 e 97, tem-se os seguintes resultados:

$$h = 55\text{cm}$$

$$h_0 = 20 \text{ cm}$$

b) Verificação quanto à punção:

- Área crítica:

Pela equação 98, é obtida a área crítica da sapata, resultando em $A_{pu} = 198 \text{ m}^2$.

- Tensão cisalhante solicitante:

Atendendo à relação contida na equação 99, verifica-se que a tensão cisalhante atuante é menor que a tensão cisalhante resistente, não sendo necessário alterar o dimensionamento da mesma.

$$\tau_{pu} = 0,054 \text{ KN/cm}^2 < \frac{fck}{25} = 0,12 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{pu} < \frac{fck}{25} \rightarrow OK$$

- c) Esforços de tração:

A partir das equações 100 e 101, foi possível obter os esforços de tração nas direções X e Y, sendo eles:

$$T_x = 402,80 \text{ KN}$$

$$T_y = 404,13 \text{ KN}$$

- d) Detalhamento das armaduras:

- Área de aço:

A Área de aço foi obtida pelas equações 102 e 103 para a direção X e Y respectivamente.

$$A_{sx} = 12,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = 13 \text{ cm}^2$$

- Número de barras e espaçamento:

Foi utilizado barras de 12,5mm de diâmetro (1,22 cm²) e a partir da equação 104 e 105, tem-se **13Ø12.5mm c/15cm.**

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo a elaboração de um projeto estrutural e fundação de uma edificação comercial em concreto armado composta por dois pavimentos utilizando lajes nervuradas, situado no bairro Centro do município de Três Rios – RJ. Tal projeto atende as prescrições normativas, sendo as principais: ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 6122 (2019). No que diz respeito às características estruturais, a laje do pavimento térreo, também classificada como baldrame, foi projetada em laje maciça, assim como suas respectivas vigas que possuem seção transversal de 15x50 cm. Nos demais pavimentos, foram utilizadas as lajes nervuradas, principal proposta deste trabalho, estas foram dimensionadas com fôrmas ATEX 830, resultando em uma altura total de 37,5 centímetros, o que contribuiu para obtenção de resultados satisfatórios, referentes às deformações verticais. Quanto aos resultados de dimensionamento, também não houveram problematizações, sendo possível otimizar os detalhamentos e apresentá-los de forma compreensível e de fácil execução. Nas regiões de encontro dos pilares com as lajes, foram utilizados elementos maciços de concreto, chamados de capitéis, que colaboraram no dimensionamento contra os efeitos de punção nessa região.

A respeito do projeto de fundação, foi escolhida a utilização de sapatas isoladas, pelo fato da sua rápida e fácil execução, além de apresentarem um custo reduzido. Outro fato que contribuiu para essa escolha, foram as características do solo local, mostradas no relatório de sondagem SPT, contido no Anexo 1, no qual mostra que aos 2 metros de profundidade há um solo de argila siltosa, contendo um N_{spt} de 14, o que caracteriza uma resistência considerável do solo diante aos esforços gravitacionais, tornando-o propício a execução dessa tipologia.

Dessa forma, diante do exposto, conclui-se que foi possível cumprir com os objetivos propostos neste trabalho, por meio de fundamentos acadêmicos em concordância com as normas brasileiras vigentes ao assunto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 3 ed. São Paulo: Blucher, 2019. 218 p. ISBN: 978-85-212-1384-0.

ALVA, G.M.S. Conceção estrutural de edifícios em concreto armado. Departamento de estruturas e construção civil. 2007. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Concep_Estrut_2007.pdf>. Acesso em: 2 abr. 2022

ARAÚJO, José Milton. **Curso de Concreto Armado**: Vol. 2. 4 ed. Rio Grande: Dunas, 2014. ISBN: 978-85-86717-15-4.

ARAÚJO, José Milton. **Curso de Concreto Armado**: Vol. 4. 4 ed. Rio Grande: Dunas, 2014. ISBN: 978-85-86717-17-8.

ARAÚJO, José Milton. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado**. 4 ed. Rio Grande: Dunas, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. 60 p.

BARCELOS, A. M. **Projeto de fundação de edifício comercial**. 2019. 134 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

CARVALHO, R.C.; FILHO, J.R.F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: Segundo a NBR 6118:2014. 4 ed. São Carlos: EDUFScar, 2019. 415 p. ISBN: 978-85-7600-356-4.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. ISBN: 978-85-7975-035-9.

FUSCO, P. B. **Técnica de Armar as estruturas de concreto**. 2 ed. São Paulo: Pini, 2013. ISBN: 978-85-7266-280-2.

GELAIN, G. A. **Escadas de concreto armado**: estudo comparativo do consumo de aço e concreto em função das condições de apoio. 2016. 97 f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Cidades e Estados. Três Rios: IBGE, 2021. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/rj/tres-rios.html>> . Acesso em: 15 março 2022.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018. ISBN: 978-85-7975-310-7.

Laje Nervurada: por que seu desempenho acústico é destaque? **Going Green Brasil**, 2019. Disponível em: <<https://goinggreen.com.br/laje-nervurada-se-destaca-em-desempenho-acustico/>>. Acesso em: 02 abr. 2022

MOURA, J. Projeto estrutural: aprenda passo a passo todas as etapas. **Guia da Engenharia**, 2018. Disponível em: <<https://www.guiadaengenharia.com/projeto-estrutural-etapas/>>. Acesso em: 02 abr. 2022

NETO, A. F. L. **Análise experimental na fase de pós-puncionamento de lajes cogumelo de concreto armado**. 2003. 146 f. Dissertação. (Mestrado em estruturas e construção civil) – Universidade de Brasília Faculdade de Tecnologia, Brasília, 2003.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. Apostila – Escola de Engenharia de São Carlos, 2007. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf> . Acesso em: 20 abr. 2022.

SALGADO, Heleno B. **Projeto Arquitetônico para construção de loja comercial de dois pavimentos [documento eletrônico]**. 2021. Autodesk Autocad, v.2022.

SILVA, Marcos Alberto Ferreira. **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado**. 2005. 239 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, UFSCar, 2005. Disponível em: <<https://repositorio.ufscar.br/handle/ufscar/4711?show=full>>. Acesso em: 08 março. 2022.

ANEXO 1 – Relatórios de sondagem de simples reconhecimento (SPT)

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT									
CLIENTE: Benjamin Leidersneider					SONDAGEM À PERCUSSÃO: SP-01				
OBRA: Av. Condessa do Rio Novo Esq. Com a rua 15 de Novembro, S/N					INÍCIO: 11/05/2020 TÉRMINO: 11/05/2020 COTA: 0,30				
LOCAL: Três Rios - RJ					PROF: 5,08 COORD. N: E:				
GRÁFICO SPT	COTA EM RELAÇÃO AO FN (m)	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPE/PENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CADAIDA (m)	AMOSTRADOR BIPARTIDO:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			INL. FIN.				Ø INTERNO = 34,9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 60,8 mm ALTURA DE QUEDA: 76 cm DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
10 20 30 40		4 2 3 15 15 15	6 5	AT	01	1,40	Argila pouco Siltosa, Consistência Média, Cor Variegada (ATERRO-Entulho)		TC 1,00
		3 5 9 15 15 15	8 14		02		Argila Siltosa, Arenosa, Micácea, Cor Cinza, Consistência Rija	2,10	TH 2,00
		7 16 14 15 15 15	23 30		03	2,90			
		19 21 30 15 15 15	40 51	SR	04	3,60	Areia Fina, Média e Grossa, Micácea, Siltosa, Pouco Argilosa, Cor Cinza, Muito Compacta		CA
		30 5 5 - -	30 5		05	5,08	Silte Argiloso, Arenoso, Micáceo, Cor Variegado, Consistência Dura (SOLO RESIDUAL)		5,08
							IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM		
							FURO PARALISADO CONFORME DESCRITO NO ITEM 6.4.3.3 DA NORMA NBR5484:2001 - SOLO - SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT.		
							ENSAIO DE LAVAGEM: 1" 10 min = 0,02 cm 2" 10 min = 0,01 cm 3" 10 min = 0,00 cm		
								N.A. INICIAL: 11/05/2020 : 3,30m N.A. FINAL: 12/05/2020 : 2,10m	

LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - - - 30 cm FINAIS - - - - - TRADO CAVEDEIRA - TC - TRADO HELICOIDAL - TH - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO
ATERRO - AT - SOLO ALUVIONAR - SA - SOLO COLUVIONAR - SC - SOLO FLUVIAL - SF - SOLO MARINHO - SM - SOLO RESIDUAL - SR

OBS.:
NA - Ver Esclarecimentos adicionais, Nota 1; Imp ao trépano - Ver Esclarecimentos adicionais Nota 2;
INA (indicador de na instalado no SP01)

Cotral
Fundações

DATA: 19/05/2020	TRABALHO Nº: 2874/1420	FOLHA: 03	RESP.:
ESCALA: 1/100	DESENHISTA: Eng. Lúcio Junior	SONDADOR: Irineu	Eng. Leonardo Lima Serrão Neves Crea RJ / 2008148483/D

SONDAGENS - ESTACAS PRE - MOLDADAS - TRADO MECÂNICO - ESTACAS RAIZ - HELICE CONTÍNUA MONITORADA - TIRANTES - DRENOS SUBHORIZONTAIS - (32) 3215 - 1278