



**FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**OVÍDIO FÁGNER DE ALMEIDA**  
**TIAGO FERNANDES DE OLIVEIRA**

**ESTUDO DE PROJETO DE PILARES COM NÃO**  
**ATENDIMENTO AS DIMENSÕES MÍNIMAS DA NBR**  
**6118:2014: EM EDIFICAÇÕES HABITACIONAIS TÉRREAS**

**PUBLICAÇÃO Nº: 04**

**GOIANÉSIA - GO**

**2018**



**OVÍDIO FÁGNER DE ALMEIDA  
TIAGO FERNANDES DE OLIVEIRA**

**ESTUDO DE PROJETO DE PILARES COM NÃO  
ATENDIMENTO AS DIMENSÕES MÍNIMAS DA NBR  
6118:2014: EM EDIFICAÇÕES HABITACIONAIS TÉRREAS**

**PUBLICAÇÃO Nº: 04**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO COM OBJETIVO  
DE APROVAÇÃO NA DISCIPLINA DE TCC SUBMETIDO AO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACEG.**

**ORIENTADOR: MSc. WELINTON ROSA DA SILVA.  
CO-ORIENTADOR: LUIZ TOMAZ DE AQUINO NETO.**

**GOIANÉSIA – GO: 2018**

## FICHA CATALOGRÁFICA

ALMEIDA, O. F.; OLIVEIRA, T. F.

Estudo de Projeto de Pilares Com Não Atendimento as Dimensões Mínimas da NBR 6118:2014: Em Edificações Habitacionais Térreas.

xi, 74P, 297 mm (FACEG, Bacharel, Engenharia Civil, 2018).

TCC – FACEG – FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA

Curso de Engenharia Civil.

1. NBR 15575

2. Dimensionamento estrutural

3. Concreto Armado

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ALMEIDA, O. F.; OLIVEIRA, T. F. Estudo de Projeto de Pilares Com Não Atendimento as Dimensões Mínimas da NBR 6118:2014: Em Edificações Habitacionais Térreas. 2018. 60 f. Monografia - Curso de Engenharia Civil, Faculdade Evangélica de Goianésia, Goianésia, 2018.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOMES DOS AUTORES: Ovídio Fágner de Almeida e Tiago Fernandes de Oliveira

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Estudo de Projeto de Pilares Com Não Atendimento as Dimensões Mínimas da NBR 6118:2014: Em Edificações Habitacionais Térreas.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2018

É concedida à Unievangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Ovídio Fágner de Almeida  
Cond. Jardim Mariana, BL 23, AP 303  
76383-180 - Goianésia/GO – Brasil.

---

Tiago Fernandes de Oliveira  
Rua 8, n 275, Setor Sul  
76382-244 - Goianésia/GO – Brasil.

**OVÍDIO FÁGNER DE ALMEIDA  
TIAGO FERNANDES DE OLIVEIRA**

**ESTUDO DE PROJETO DE PILARES COM NÃO  
ATENDIMENTO AS DIMENSÕES MÍNIMAS:  
Em edificações habitacionais térreas**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE  
ENGENHARIA CIVIL DA FACEG COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL.**

**APROVADO POR:**

---

**Prof. MSc. Welinton Rosa da Silva, Mestre (FACEG)  
(ORIENTADOR)**

---

**Prof. MSc. Igor César Silva Braga, Mestre (FACEG)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**Prof. Esp. Robson de Oliveira Félix, Especialista (FACEG)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

**DATA: GOIANÉSIA/GO, 20 de Junho de 2018.**

## DEDICATÓRIA

Eu, Ovídio Fágner, dedico este trabalho a minha querida avó Eva Vieira de Godoi (em memória), que criou a mim e ao meu irmão desde crianças com todo amor e carinho, e apesar das dificuldades sempre soube nos inspirar a sermos pessoas íntegras e de caráter inabalável.

## AGRADECIMENTOS

Eu, Ovídio Fágner, agradeço primeiramente a Deus, por ter me dado saúde e força para vencer as dificuldades.

A minha esposa Natália, que me apoiou durante toda esta caminhada e compreendeu minha ausência pelo tempo dedicado aos estudos.

A minha mãe Flávia Vieira, pelo exemplo de vida e superação, que me ensinou a não desistir no primeiro obstáculo que a vida nos impõe.

Ao meu irmão Carlos Magno, que mesmo não estando sempre tão próximo, nunca deixou de se preocupar comigo e sempre me ampara nos momentos difíceis.

Obrigado a minha família que sempre me estimularam a continuar com os estudos, apesar de todas as dificuldades.

A todos os meus amigos que desde o início souberam relevar minhas faltas para com eles, e me incentivaram a não perder o foco durante minha jornada.

Ao meu diretor e amigo, Carlos Mendes, pelos conselhos e exemplos de vida que sempre ajudaram a abrir meus olhos para enxergar o que estava diante de mim.

A todos os meus professores que participaram da minha graduação, em especial meu orientador Welinton Rosa, sempre apresentando críticas construtivas e auxiliando na otimização de nosso trabalho.

Agradeço por último e não menos importante, a Faculdade Evangélica de Goianésia por disponibilizar toda a estrutura necessária para realização desse curso de graduação.

## DEDICATÓRIA

Eu, Tiago Fernandes, dedico ao meu amado filho Miguel, à minha esposa Kelly, aos meus pais, irmãos, demais familiares e amigos, obrigado pelo carinho e por acreditarem na minha conquista, minha eterna gratidão.

## AGRADECIMENTOS

Eu, Tiago Fernandes, agradeço primeiramente a Deus, pela oportunidade de ter ingressado em uma faculdade e principalmente por ter me guiado durante todos esses anos nessa minha trajetória.

Na oportunidade agradeço, especialmente, à minha esposa Kelly, por me incentivar a estudar e cursar uma faculdade, bem como, por estar sempre ao meu lado me apoiando e auxiliando para conquistar este mérito. Obrigado pela compreensão nas horas que precisei me ausentar para fazer trabalhos ou estudar para as tão temidas provas. A você meu amor e respeito.

Ao meu filho Miguel, meu pequeno companheiro, que me fez conhecer o amor mais puro e verdadeiro, por alegar meus dias e minha vida.

Aos meus pais Nivaldo e Vaneuza, meu padrasto Adalberto, minha madrasta Simone, meus irmãos Dorival Neto, Gabriel e José Nestor, minha tia Suzete, minha tia e madrinha Simone, meu primo Vailton Filho, meu grande amigo e compadre Roberto Júnior, meus sogros, cunhados e demais familiares, que de alguma forma me ajudaram nessa trajetória, me apoiando e acreditando em mim.

Ao meu amigo Ovídio e colega de faculdade, agradeço pelas longas horas de discussão sobre esta monografia, pelo companheirismo, pela generosidade que me cedeu seus ouvidos e sua atenção enquanto tecia meus comentários a respeito do tema e resultados da pesquisa. Aproveito para felicitar por estar, também, no fim deste semestre concluído sua graduação em engenharia civil.

Agradeço e dedico este trabalho aos meus colegas de faculdade Antônio Pereira, Lucas Camargo e Luis Eduardo, com os quais tive a honra de conviver, compartilhar experiências e longas horas somadas de estudos durante esses últimos anos, por terem sido suporte nos momentos difíceis, um incentivando ao outro a persistir. Á vocês, meu muito obrigado.

Por fim, agradeço ao meu professor Welinton que me orientou neste trabalho, e com sua experiência e conhecimento direcionou meus estudos, para que pudesse chegar a uma conclusão fundamentada a cerca do meu projeto de pesquisa. Agradeço pela disposição com que sempre ministrou suas aulas, contribuindo para nossa formação.

## RESUMO

O presente trabalho foi elaborado de modo a esclarecer a possibilidade de se projetar uma edificação residencial habitacional com o não cumprimento as dimensões mínimas dos elementos estruturais denominados pilares estabelecidos pela norma específica de concreto armado e ainda estar amparado normativamente. A importância do trabalho se mostra pela possibilidade de execução de uma edificação de pequeno porte, conforme os critérios normativos vigentes, associando as Normas Brasileiras 6118:2014 e 15575:2013, a fim de atender medidas técnicas e possivelmente econômicas dos usuários. Seu objetivo é demonstrar por meio de amparo normativo, pesquisas bibliográficas, dimensionamentos de projetos e detalhamentos dos pilares, que através de uma inter-relação entre a norma de desempenho e a norma específica de concreto armado, a possibilidade de elaboração de um projeto com o não cumprimento das dimensões mínimas dos pilares e ainda cumprir os critérios ligados à durabilidade e vida útil da edificação. Além de entender se ambas as normas são conflitantes ou se complementam. O trabalho foi confeccionado a partir de pesquisas bibliográficas em normas técnicas, em particular as normas citadas acima, para determinar os critérios indispensáveis para o dimensionamento dos pilares, além de pesquisas em bibliografias de autores que publicaram obras também nesse âmbito. Foram elaborados cinco projetos com diferentes dimensões de pilares, utilizando o mesmo layout, no qual as seções transversais dos pilares de cada projeto foram primeiramente pré-dimensionadas e analisadas a fim de cumprir os demais critérios normativos mínimos. Para os projetos com os pilares classificados em todos os critérios normativos, foi então realizado o dimensionamento dos projetos, com o intuito de analisar se os elementos estruturais são satisfatórios normativamente. Os projetos compatíveis com o software AltoQi Eberick V8 serão dimensionados utilizando o mesmo, os outros demais classificados serão dimensionados manualmente. Os resultados serão analisados conforme a associação das duas normas e comparados entre eles. Por fim, será determinado se é possível atender os objetivos propostos. Como conclusão é possível observar pelos resultados obtidos, que a construção de pilares com seção transversal maior que 12 cm são aceitáveis, mediante as considerações de ambas as normas, desde que cumprido os critérios normativos ligados à durabilidade, estabilidade, segurança e vida útil da edificação, resguardado pelos ensaios de corpo mole e corpo duro.

Palavras-chave: NBR 15575, Dimensionamento estrutural, Concreto Armado.

## ABSTRACT

The present work was elaborated in order to clarify the possibility of designing a residential housing construction with non-compliance with the minimum dimensions of the structural elements called "pillars", established by the specific standard of reinforced concrete and still under normative support. The importance of this work is shown by the possibility of the execution of a small building, according to the normative criteria in force, Associating Brazilian Standards 6118: 2014 and 15575:2013, in order to meet users' technical and possibly economic measures. Its objective is to demonstrate through normative support, bibliographical research, project design and detailing of the pillars, that through an interrelationship between the performance standard and the specific standard of reinforced concrete, the possibility of elaborating a project with the non-compliance with the minimum dimensions of the pillars and still fulfill the criteria related to the durability and lifespan of the building, in addition to understanding if both standards are conflicting or complement each other. The work was based on bibliographical research about technical standards, mainly about the standards cited above, to determine the indispensable criteria for the sizing of the pillars, as well as bibliographical researches of authors who published works also in this scope. Five projects with different dimensions of pillars were elaborated using the same layout, in which the transversal sections of the pillars of each project were first pre-dimensioned and analyzed in order to fulfill the other minimum normative criteria. For the projects with the pillars classified in all the normative criteria, the design of the projects was carried out, in order to analyze if the structural elements are normatively satisfactory. Projects that are compatible with the AltoQi Eberick V8 software will be scaled using it and the others will be manually scaled. The results will be analyzed according to the association of standards and compared to each other, and finally will determine the possibility of achieving the proposed objectives. As a result, it is possible to observe, from the obtained results, that the construction of pillars with dimensions larger than 12 cm is acceptable, provided the other required normative criteria are met.

Keywords: NBR 15575, Structural dimensioning, Reinforced Concrete.

## **LISTAS DE SIGLAS**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CBIC - Câmara Brasileira da Indústria da Construção

EUROCODE – Norma Europeia

NBR – Norma Brasileira

VU – Vida Útil

VUP – Vida Útil de Projeto

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $b_w$  – Menor dimensão de uma seção transversal de um pilar ou viga
- $\gamma_n$  – Coeficiente de majoração dos esforços solicitantes finais de cálculo
- $c_{nom}$  – Cobrimento nominal
- $c_{min}$  – Cobrimento mínimo
- $\Delta c$  – Tolerância de execução
- $A_{a,min}$  – Área de armadura (aço) mínima
- $A_{a,máx}$  – Área de armadura (aço) máxima
- $N_d$  – Força normal de cálculo
- $f_{yd}$  – Resistência de cálculo do escoamento do aço
- $A_c$  – Área de concreto do elemento analisado
- $\lambda$  – Índice de esbeltez
- $l_e$  – Comprimento equivalente
- $i$  – Raio de giração da seção geométrica da peça (seção transversal do concreto), sem levar em consideração a armadura
- $I$  – Momento de inércia
- $A$  – Área da seção
- $I$  – Momento de inércia
- $b$  – Menor dimensão da seção transversal
- $h^3$  – Maior dimensão da seção transversal
- $l_0$  – Distância entre as duas faces internas dos elementos estruturais (nesse caso vigas), que fazem os vínculos com o pilar em questão
- $h$  – Altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em análise
- $l$  – Distância entre os eixos dos elementos estruturais aos qual o pilar está vinculado
- $e_a$  – excentricidade acidental
- $l_e$  – comprimento equivalente
- $e_{l,min}$  – excentricidade de primeira ordem mínima;
- $e_{l,x}$  – excentricidade no eixo x;
- $e_{l,y}$  – excentricidade no eixo y;
- $M_x$  – momento atuante no eixo x;
- $M_y$  – momento atuante no eixo y;
- $N_d$  – força cortante;

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental (CAA). Fonte: NBR 6118:2014.....	32
Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$ . Fonte: NBR 6118:2014.....	33
Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto. Fonte: NBR 6118:2014.....	33
Tabela 4 - Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ para pilares e pilares-parede. Fonte: NBR 6118:2014.....	36
Tabela 5- Resumo das exigências da NBR 6118:2014 para verificação do índice de esbeltez dos pilares. ....	37
Tabela 6 - Dimensões dos Elementos Estruturais - Pré-Dimensionamento.....	46
Tabela 7 - Espaçamento mínimo livre entre barras longitudinais (seção transversal). ....	48
Tabela 8 - Acomodação das barras longitudinais nos pilares.....	55
Tabela 9 - Maiores esforços atuantes nos pilares. ....	57
Tabela 10 - Maiores esforços atuantes nos pilares - redimensionados.....	57
Tabela 11 - Análise Global da Estrutura pelo Coeficiente $\gamma_z$ .....	58

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Impacto de corpo mole transmitido por saco de couro cilíndrico. Fonte: MARTINS, 2013. ....	30
Figura 2 – Planta Baixa (Layout) .....	44
Figura 3 - Fachada. ....	44
Figura 4 - Planta de formas inferiores. ....	45
Figura 5 - Planta de formas superiores .....	45
Figura 6 - Planos das Seções Transversais dos Pilares.....	47
Figura 7 - Vista superior do pilar de canto. ....	49
Figura 8 - Corte A do pilar de canto. ....	49
Figura 9 - Corte B do pilar de canto. ....	50
Figura 10 - Vista superior do pilar intermediário. ....	50
Figura 11 - Corte A do pilar intermediário.....	51
Figura 12 - Corte B do pilar intermediário .....	51
Figura 13 - Vista superior do pilar de extremidade. ....	52
Figura 14 - Corte A do pilar de extremidade.....	52
Figura 15 - Corte B do pilar de extremidade. ....	53
Figura 16 - Vista superior do pilar de extremidade disposto em outro eixo. ....	53
Figura 17 - Corte A do pilar de extremidade disposto em outro eixo. ....	54
Figura 18 - Corte B do pilar de extremidade disposto em outro eixo. ....	54
Figura 19 - Deslocamentos Projeto 1. ....	59

Figura 20 - Deslocamentos Projeto 2 .....60

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Espaçamento livre disponível .....	47
Gráfico 2 – Espaçamento interno livre entre barras longitudinais .....	56

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	17
<b>2. OBJETIVOS</b> .....	19
2.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	19
<b>3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	20
3.1. PREMISSAS NORMATIVAS .....	20
3.2. PREMISSAS DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL .....	21
3.3. GENERALIDADES NORMATIVAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	23
3.4. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO ARMADO.....	31
<b>4. METODOLOGIA</b> .....	40
<b>5. RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	46
<b>6. CONCLUSÃO</b> .....	61
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	64
 <b>APÊNDICES</b> .....	 65
APÊNDICE A – Cálculo dos Pilares – Projeto 1. ....	65
APÊNDICE B – Resultados dos Pilares – Projeto 1. ....	66
APÊNDICE C – Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta – Projeto 1. 67	67
APÊNDICE D – Verificação da Estabilidade Global da Estrutura – Projeto 1. ....	69
APÊNDICE E – Cálculo dos Pilares – Projeto 2. ....	70
APÊNDICE F – Resultados dos Pilares – Projeto 2.....	71
APÊNDICE G – Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta – Projeto 2. 72	72
APÊNDICE H - Verificação da Estabilidade Global da Estrutura – Projeto 2. ....	74

## 1. INTRODUÇÃO

Os sistemas de dimensionamento dos componentes estruturais que regem os critérios gerais e específicos para a confecção de projetos de estruturas são definidos pelas Normas Brasileiras (NBR) da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), na importância de estabelecer os requisitos necessários para atender os mínimos padrões de qualidade, bem como orientar os profissionais habilitados da engenharia civil nos seus exercícios, como nas construções e nos serviços de edifícios, em cada uma de suas etapas.

As dimensões mínimas para o dimensionamento de pilares em projetos estruturais pelo método construtivo de concreto armado a fim de alcançar a realidade do comportamento dos sistemas estruturais e garantir a segurança das edificações, teve alguns critérios normativos criados ou modificados recentemente, conforme pode ser observado abaixo.

Primeiramente pela publicação da NBR 15575:2013 - Desempenho de Edificações Habitacionais – dividida em cinco partes, com regras para o dimensionamento estrutural, que anteriormente não haviam sido especificados, como os critérios que visam garantir a durabilidade, estabilidade, resistência, segurança e o desempenho das edificações.

No mesmo contexto, a norma apresentou ainda, em sua segunda parte, a possibilidade de se utilizar a metodologia do Eurocódigos para dimensionar estruturas que não sejam abordadas por Norma Brasileira.

Na mesma circunstância, a NBR 15575:2013, permite também utilizar uma metodologia diferente, desde que, comprovada sua eficiência através da demonstração da estabilidade e segurança da estrutura, mediante a determinação de uma resistência mínima de projeto, por meio de cálculos, modelos e ensaios destrutivos com análises de cargas e deslocamentos.

Em ambos os casos, a metodologia só poderá ser aplicada as edificações quem não ultrapassarem cinco pavimentos.

A NBR 15575:2013 abriu ainda uma exceção frente às normas de projeto estrutural específicas, também na sua segunda parte, item 7.2.2.1, terceiro parágrafo, no que diz respeito a não haver necessidade de cumprimento às dimensões mínimas dos elementos estruturais, aplicáveis a edificações habitacionais de até 6 metros de altura.

O vínculo do item citado anteriormente possibilita o atendimento às necessidades dos usuários, com medidas técnicas e possivelmente viáveis economicamente.

Para que seja aceito um dimensionamento conforme a exceção firmada, faz se necessário se guardar da demonstração da segurança e da estabilidade da edificação, através

também do ensaio de resistência mínima de projeto e por meios de ensaios de corpo mole e corpo duro.

Segundo, pela atualização da NBR 6118:2014 - Procedimento de Projeto de Estruturas de Concreto Armado - com mudança no valor do dimensionamento mínimo da menor seção do pilar ( $b_w$ ), visando garantir melhor estabilidade para o elemento individualmente e para os elementos estruturais globalmente.

A NBR 6118:2014 é a norma de maior abrangência com metodologias para o dimensionamento de edificações de pequeno, médio e grande porte em concreto armado, possuindo os procedimentos para o dimensionamento independentemente das dimensões da edificação.

A escolha e a aplicação do método construtivo e do dimensionamento estrutural em conformidade com as NBR são de responsabilidade do Engenheiro Civil.

O Engenheiro Civil atua não somente como um construtor, mas também como um empreendedor, buscando sempre administrar seus recursos, sejam eles humanos ou naturais da melhor maneira possível.

Em uma obra, a necessidade de se buscar o melhor desempenho da edificação, aliando custos, qualidade e durabilidade são constantes. Cabe a esse profissional, utilizar de todas as ferramentas disponíveis para fazer com que o resultado da obra tenha o retorno esperado pelo cliente.

O dimensionamento de elementos estruturais englobando o contexto acima, mesmo após a publicação da NBR 15.575:2013 ainda é um assunto polêmico.

Nesse sentido, buscou-se com um estudo detalhado acerca do assunto, refletir sobre o mesmo, com o propósito de responder ao seguinte problema de pesquisa: é possível fazer o dimensionamento do elemento estrutural pilar, de uma edificação residencial habitacional, cumprindo todos os requisitos citados acima, de forma a ser uma obra estável e durável, e atender as possíveis necessidades dos usuários?

Portanto, justifica-se analisar a possibilidade de um dimensionamento do elemento estrutural abordado, no mesmo âmbito, em conformidade com ambas as normas, para que uma edificação habitacional de pequeno porte possa se tornar possivelmente mais acessível, analisando a relação custo benefício, pois, o resultado é de real importância para a sociedade e para o consumidor final, no ponto de vista sustentável e na eficiência da utilização dos recursos financeiros e naturais.

## 2. OBJETIVOS

O presente trabalho terá como objetivo realizar um estudo comparativo entre cinco projetos de dimensionamento estrutural de pilares, utilizando do mesmo método construtivo, para um mesmo modelo de edificação, sendo o primeiro dimensionado segundo a norma NBR 6118:2014, e o demais em conformidade com ambas as normas abordadas, implantando principalmente a exceção proposta no item 7.2.2.1 do terceiro parágrafo da NBR 15575:2013.

Com a finalidade de analisar, em caráter normativo, a possibilidade de se construir uma edificação de pequeno porte utilizando a exceção da norma de desempenho.

### 2.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Elaborar um estudo acerca dos principais critérios de dimensionamento de estruturas de concreto armado segundo as normas NBR 6118:2014 e NBR 15575:2013;
- Efetuar um estudo a respeito dos elementos estruturais pilares e de uma metodologia de dimensionamento;
- Definir as características de uma edificação no qual será utilizada como modelo nos projetos de estudo;
- Criar um projeto de dimensionamento de pilares de uma edificação, conforme o modelo adotado, seguindo os critérios da NBR 6118:2014;
- Elaborar os demais projetos utilizando o mesmo modo construtivo e o mesmo layout de projeto, mas agora em conformidade com ambos os critérios da NBR 6118:2014 e 15.575:2013, implantando principalmente o item 7.2.2.1, no terceiro parágrafo, da segunda norma;
- Verificar se os resultados dos projetos cumprem com os critérios suficientes para atender aos Estados Limites Últimos (ELU) e de Serviço (ELS), além de todos os critérios ligados a durabilidade e vida útil da edificação;
- Analisar se os resultados obtidos apresentam valores inferiores ao dimensionamento mínimo do elemento estrutural pilar fixado pela norma específica e comparar os resultados de ambos os projetos.

### **3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Na revisão bibliográfica será apresentado o estudo das premissas das NBR 6118:2014 e NBR 15.575:2013, e do detalhamento dos critérios que regem o desenvolvimento de um dimensionamento de projeto estrutural de concreto armado em ambas às normas, bem como será apresentado o estudo de alguns contextos que servirão como auxílio para um melhor entendimento do objetivo proposto.

#### **3.1. PREMISSAS NORMATIVAS**

Dentre as principais normas, ferramentas desse trabalho, está a NBR 6118:2014, definida segundo o autor (Carvalho & Filho, 2016) como a metodologia geral e os requisitos indispensáveis que coordenam os projetos de estruturas de concreto simples, armado e protendido, sejam eles empregados em projetos de edifícios, pontes, viadutos, portos, aeroportos e etc., mas que deve ser complementada, quando necessário, por outras normas brasileiras especiais, como por exemplo, em casos de ações sísmicas e explosões, podendo ser consultadas também, na falta de NBR correspondentes, normas internacionais como a EUROCODE.

Já a NBR 15575:2013 “Edificações Habitacionais – Desempenho – Partes 1 a 6”, segundo a Câmara Brasileira da Indústria da Construção (CBIC), foi um marco na história da construção civil brasileira. Aspectos que anteriormente não eram especificados em nenhuma outra norma foram abordados por ela, como diferentes critérios de desempenho, durabilidade dos sistemas, manutenibilidade e conforto, com ensaios para determinação de deformações e outros parâmetros, no qual devem ser cumpridos em edificações habitacionais.

No mesmo contexto, cada parte trata separadamente os requisitos e critérios particulares de cada sistema, sendo eles: requisitos gerais, sistemas estruturais, de pisos, de vedações verticais internas e externas, cobertura e hidrossanitários.

A NBR 15575:2013 relata que as normas de desempenho estabelecem critérios qualitativos que visam garantir as exigências para os usuários, buscando garantir e avaliar a qualidade de uso das edificações habitacionais, independentemente do sistema construtivo e dos materiais empregados.

Argumentam ainda, que as mesmas, devem ser utilizadas em conjunto com as normas prescritivas<sup>1</sup>, como complemento, sem substituí-las, visando obter resultados tecnicamente apropriados aos usuários.

Acerca da avaliação de desempenho das edificações habitacionais, a NBR 15575:2013, explica que, a mesma, busca analisar a adequação da edificação ao uso para qual foi acordada, e que para cumprir esta finalidade, é realizada uma investigação sistemática baseada em métodos consistentes, como ensaios laboratoriais, de tipo, em campo, inspeções em protótipos, simulações e análise de projeto, o que permite interpretar com objetividade se o comportamento do sistema atende ao esperado.

As relações que são analisadas, por meio de investigações, para estabelecer o grau de desempenho de uma edificação, para um melhor entendimento, são: desempenho térmico, luminotécnico, acústico e de segurança ao fogo.

Para sistemas construtivos conhecidos, a avaliação pode ser realizada pela inspeção em campo, desde que comprove a compatibilidade da edificação, do sistema e da amostragem.

Nesse sentido, para se realizar a análise de durabilidade de uma edificação, a mesma deve ter sido construída a pelo menos dois anos (NBR 15575, 2013).

Limitando-se para a NBR 15575-2:2013, principal ferramenta do trabalho, a norma trata dos requisitos de desempenho para sistemas estruturais de edificações habitacionais, através da simulação de modelos matemáticos e físicos as situações de colapso pela perda progressiva da resistência dos materiais ou da instabilidade global.

### **3.2. PREMISSAS DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL**

Segundo o autor (Carvalho & Filho, 2016), o dimensionamento estrutural é responsável por garantir que uma edificação receba de forma segura, estável e sem danos consideráveis, todos os esforços a ela submetidos durante toda sua vida útil para qual foi projetada.

O autor afirma ainda que o dimensionamento não deve só garantir que a estrutura global ou parcial não entre em colapso, mais também resguardar possíveis falhas que possam causar a inutilidade da edificação para qual foi projetada.

De acordo com o item 14.2.1 da NBR 6118:2014, a função do dimensionamento estrutural é determinar as solicitações em uma estrutura, com o objetivo de determinar os efeitos

---

<sup>1</sup> Conjunto de critérios estabelecidos para um procedimento específico, com base no emprego ao logo do tempo.

dessas ações, com o propósito de efetuar verificações de estados limites últimos e de serviço e prevenir qualquer forma de ruptura estrutural que impeça o uso da edificação.

No mesmo contexto, a norma também contextualiza que, de forma simplificada, que a análise estrutural permite estabelecer as distribuições os esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos solicitados em cada elemento estrutural ou de forma global (NBR 6118:2014, p. 81).

Segundo (Carvalho & Filho, 2016), a função do cálculo estrutural é certificar, com segurança adequada, que a construção possa ter uma utilização satisfatória.

Porém, o autor afirma que uma estrutura não estará segura contra todos os fatores aleatórios que intervêm em uma edificação no processo de concepção da mesma, tanto para as resistências quanto para as ações dos elementos da construção. Portanto, a insegurança está relacionada com os principais itens:

- Resistência dos materiais utilizados, influenciada por alguns fatores (tempo que as cargas ficarão aplicadas, fadiga, fabricação etc.), pelos ensaios e métodos de execução da obra, que não reproduzem veridicamente as situações reais;
- Características geométricas da estrutura (localização imprecisa, na seção transversal dos elementos e no posicionamento das armaduras); e
- Ações permanentes e variáveis;

Logo, antes de prosseguir com a análise do dimensionamento de um projeto de edificação é importante entender a composição global de uma estrutura.

Uma edificação é formada por um conjunto de elementos estruturais que variam conforme sua forma geométrica, no qual, suas classificações são definidas segundo suas funções estruturais específicas. Dentre os elementos estruturais, os mais difusos são: vigas, pilares e lajes (NBR 6118, 2014, p. 83).

É importante também compreender, para posteriormente se fazer uma análise mais detalhada, de forma geral, como são compostos os elementos estruturais de concreto armado.

Os elementos estruturais de concreto armado são compostos pela junção de barras de aço ao interior do concreto.

Segundo (ARAÚJO, 2014) concreto é o composto obtido da mistura de agregados miúdos e graúdos, como areia e brita, além de água e cimento. E dependendo de sua finalidade outros elementos como aditivos podem ser adicionados à mistura.

### **3.3. GENERALIDADES NORMATIVAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

Por seguinte, para um melhor entendimento das generalidades normativas que vão determinar os critérios que um dimensionamento estrutural deve apresentar, assim como as edificações executadas, segundo a norma de desempenho, faz-se necessário discorrer acerca dos critérios que a particularizam.

Os projetos estruturais de edificações devem ser criados com base na topografia e geologia do solo onde serão executadas, no qual devem ser analisados os riscos de deslizamentos, intempéries, presença de solo colapsível, entre outros motivos que possam vir a provocar danos futuros a estrutura (NBR 15575, 2013).

Devem ainda ser consideradas para escolha do método construtivo as interações com as construções vizinhas, pois os fenômenos como alteração do curso do lençol freático e o desconfinamento do solo em função do corte e aterro, por exemplo, oriundos da execução, podem prejudicar a segurança e a funcionalidade da obra ou das edificações vizinhas (NBR 15575, 2013).

Pensando na segurança, durabilidade e estabilidade ao longo da vida útil da edificação, as características da água, do ar e do solo devem ser analisadas, pois podem apresentar agressividade para os elementos estruturais, que devem ser protegidos quando for o caso (NBR 15575, 2013).

A durabilidade, segundo (Carvalho & Filho, 2016), é diretamente proporcional à forma como a edificação é tratada por todos os envolvidos no projeto, desde o projetista, até o usuário final.

A NBR 15575:2013 aborda a durabilidade de uma construção como:

Durabilidade é a capacidade de uma construção ou de uma parte da construção de desempenhar suas funções, ao longo do tempo e sob condições de uso e manutenção especificadas, até um estado limite de utilização.

Um produto chega ao fim de sua durabilidade quando o mesmo deixa de cumprir um estado satisfatório de desempenho, seja por sua degradação natural ou por uma redução de sua funcionalidade. O intervalo de tempo entre o início da utilização de um produto até o instante em que seu desempenho deixa de ser satisfatório é denominado de vida útil (ABNT NBR 15575:2013).

Segundo (Carvalho & Filho, 2016, p. 65), estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que as condições do ambiente não afetem a estrutura durante sua vida

útil de projeto, garantindo sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante sua utilização.

A responsabilidade de se especificar o valor teórico para Vida Útil de Projeto (VUP), para cada um dos elementos que compõe a edificação, é do projeto em si, no qual deve ser confeccionado de modo que os sistemas apresentem uma durabilidade compatível com a VUP (ABNT NBR 15575:2013).

NBR 15575:2013 aborda aspectos de vida útil e VUP de uma edificação das seguintes formas:

Vida útil (VU) - período de tempo em que um edifício e/ou seus sistemas se prestam às atividades para as quais foram projetados e construídos considerando a periodicidade e correta execução dos processos de manutenção especificados no respectivo Manual de Uso, Operação e Manutenção (a VU não pode ser confundida com prazo de garantia legal e certificada).

Vida útil de projeto (VUP) - Período estimado de tempo para o qual um sistema é projetado a fim de atender aos requisitos de desempenho estabelecidos nesta norma, considerando o atendimento aos requisitos das normas aplicáveis, o estágio do conhecimento no momento do projeto e supondo o cumprimento da periodicidade e correta execução dos processos de manutenção especificados no respectivo Manual de Uso, Operação e Manutenção (a VUP não deve ser confundida com tempo de VU, durabilidade, prazo de garantia legal e certificada).

Existem diversas metodologias que podem determinar a VUP mínima para uma construção. Entretanto, existem conceitos que se tornam essenciais para tal feito, como as consequências que serão causadas por uma falha de desempenho de um elemento único ou global, onde o custo de reparo de determinado item e de outros, pode ao final superar o valor do mesmo. Podem resultar também em situações com uma maior facilidade ou dificuldade de se consertar ou substituir um elemento em caso de falha (ABNT NBR 15575-6:2013).

Dessa forma, fica clara a importância do papel do projetista, pois é ele quem vai escolher os materiais a serem utilizados na obra e fazer a compatibilização da durabilidade de cada um deles com a VUP, especificando ao cliente os processos necessários para que o mesmo faça a manutenção de sua edificação.

No que se diz respeito à análise estrutural, existem outras variáveis que deverão ser abordadas. De acordo com a NBR 6118:2014, é importante levar em consideração as ações que podem causar impactos significativos para a segurança da estrutura em questão, tendo como parâmetro os estados limites últimos e de serviço.

Essas ações, também denominadas solicitações, que incidem diretamente nos elementos estruturais, são classificadas em permanentes, variáveis (acidentais) e excepcionais (dinâmicas). É necessário ter em mente, que, para cada tipo de edificação faz-se necessário considerar suas particularidades e as normas a ela aplicáveis (ABNT NBR 8681).

As ações permanentes são aquelas que ocorrem na edificação durante toda sua vida, com valores praticamente constantes. Existem também as ações que aumentam no tempo, que se aproximam de um valor-limite constante. Para suprir as necessidades de segurança, todas as ações aplicáveis à estrutura, devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis (ABNT NBR 6118:2014).

A norma descreve ainda, as ações permanentes diretas, como aquelas constituídas pelo peso próprio da estrutura, das instalações permanentes, das solicitações dos elementos construtivos fixos e dos empuxos permanentes. Já para as ações permanentes indiretas, podem-se considerar as deformações por retração e fluência do concreto, deslocamentos dos apoios, imperfeições geométricas e protensão.

No mesmo âmbito, conforme citado acima, as ações variáveis diretas são as ações compostas por solicitações acidentais previstas para o uso da construção, como a ação do vento e da água. (ABNT NBR 6118:2014)

Também correspondem a cargas acidentais os seguintes itens: (ABNT NBR 6118:2014):

- Cargas verticais de uso da construção;
- Cargas móveis, considerando o impacto vertical;
- Força longitudinal de frenação ou aceleração;
- Força centrífuga.

Menos frequentes que as ações permanentes e variáveis, as ações dinâmicas devem ser levadas em consideração no momento do dimensionamento dos elementos estruturais, principalmente em locais que devido às condições de uso, estejam sujeitos a choques ou vibrações (ABNT NBR 6118:2014).

Para as ações excepcionais, a ABNT NBR 6118:2014 relata os seguintes aspectos:

No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas.

A norma ressalta ainda, que todos esses esforços devem ser considerados em seus piores casos e considerando as combinações de carregamento de maior probabilidade de ocorrência, para favorecer os critérios de segurança.

Alguns requisitos devem ser atendidos durante toda a VUP, para que, sob as ações citadas acima, seja mantida a segurança estrutural das edificações (ABNT NBR 15.757:2013 & NBR 6118:2014):

- Não deve romper ou perder a estabilidade de nenhum elemento estrutural, admitido como corpo rígido;
- Considerar o esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu conjunto ou parte, levando em consideração os efeitos de segunda ordem ou em relação em exposição ao fogo;
- Fornecer segurança aos usuários sob a ação de impactos, vibrações, choques e outras solicitações decorrentes da utilização normal da edificação, que podem ser previstas na criação do projeto;
- Resistir às ações provocadas por esforços dinâmicos;
- Considerar o colapso progressivo;
- Não provocar sensação de insegurança aos usuários pelas deformações de quaisquer elementos da edificação, considerar o requisito atendido se as deformações estiverem dentro dos limites fixados em norma;
- Possíveis ações sísmicas;
- Não ocorrer estados inaceitáveis de fissuração em vedações e acabamentos;
- Não prejudicar o funcionamento de partes móveis, como portas e janelas, e não prejudicar o funcionamento normal das instalações por motivo de deformações dos elementos estruturais;
- Cumprir as disposições das ABNT NBR 5629 (Disposição de tirantes ancorados em terrenos), ABNT NBR 11682 (Estabilidade de encostas) e ABNT NBR 6122 (Projeto e execução de fundações) relativo às interações com o solo e com o entorno da edificação;
- Ruína que possa ocorrer em casos especiais;
- Em qualquer circunstância os esforços resistentes devem ser maiores que os esforços solicitantes.

Na engenharia civil, a estabilidade e a segurança estrutural, para todos os componentes estruturais da edificação habitacional, são representadas pelo critério de estado limite último (ELU).

Segundo a NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento, os estados limites de uma estrutura se definem como o estado no qual uma estrutura demonstra um desempenho inadequado às finalidades da construção.

Nesse sentido, a verificação do estado-limite último é realizada pela análise das imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais denominadas imperfeições globais e imperfeições locais (NBR 6118:2014).

O item 10.4 da NBR 6118:2014 descreve o estado limite de serviço como diretamente relacionado a aspectos de durabilidade, aparência, conforto do usuário e ao bom aproveitamento prático das mesmas, tanto para os usuários, quanto para às máquinas ou equipamentos utilizados.

Nesse sentido (ARAÚJO,2014), afirma que o estado limite último ocorre quando uma seção transversal sofre uma ruína, causada por uma deformação excessiva da armadura ou ruptura do concreto.

Segundo (Carvalho & Filho, 2016), o método dos estados limites nada mais é que uma simplificação usada para verificar a segurança das estruturas, tendo em vista que uma análise probabilística completa seria difícil e complicada, até mesmo impossível, e por isso é chamado de semiprobabilístico. Admite-se que uma estrutura está segura, quando os esforços calculados forem, no máximo, iguais aos valores de resistência fornecidos pela análise dos materiais utilizados na edificação, no estado limite considerado.

Em uma estrutura de concreto armado, quando a mesma possui elementos submetidos a esforços de flexo-compressão, como quando um pilar é carregado com uma carga axial muito elevada e vem a sofrer uma deformação de suas armaduras, gerando um aumento na intensidade dos carregamentos, quer dizer que foi alcançado o estado-limite último de instabilidade, onde a solicitação passa a ser maior que a capacidade resistiva do elemento estrutural (ABNT NBR 6118:2014, pág. 99).

Araújo (2014) aponta que, o concreto possui uma baixa resistência à tração, tendo assim uma baixa contribuição para a resistência da estrutura no estado limite último, para o qual se faz o dimensionamento.

De modo geral, na análise dos componentes estruturais, pode-se notar que todos os parâmetros citados acima devem ser considerados. Além desses, a análise do projeto deve ser

feita com base nas normas correspondentes ao processo construtivo utilizado, sendo elas apresentadas abaixo (ANBT NBR 15575-2:2013):

- ABNT NBR 6118 – Concreto Armado – Procedimentos;
- ABNT NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- ABNT NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações;
- ABNT NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas;
- ABNT NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- ABNT NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado;
- ABNT NBR 10837 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto;

Segundo (NBR 15575, 2013), na análise de projeto “as condições de desempenho devem ser comprovadas analiticamente, demonstrando o atendimento ao estado-limite último, devendo as ações respeitar as normas vigentes e as considerações específicas”.

A norma, afirma ainda, no mesmo âmbito, quando não existir uma NBR específica para a estrutura analisada, ou seja, quando o método e as regras adotadas não sejam compatíveis com nenhuma norma específica brasileira, pode ser aceito o atendimento as normas dos Eurocódigos, em sua última versão, ou a demonstração da estabilidade e da segurança estrutural por meio de cálculos, modelos e ensaios que estabeleçam uma resistência mínima de projeto, conforme estabelecido na norma.

A mesma norma estabelece, detalhadamente, os critérios que determinam a necessidade ou não do ensaio de resistência mínima de projeto, conforme pode ser observado abaixo.

Para edifícios habitacionais de até cinco pavimentos, quando a modelagem matemática utilizada para calcular o comportamento global dos elementos estruturais e dos materiais, ou dos elementos que formam a estrutura, não for normatizado ou não for consolidada sua eficiência por meio de experimentações, admite-se realizar ensaios destrutivos junto ao traçado de um diagrama, correspondente, de carga versus deslocamento, para determinar a resistência mínima de projeto, a fim de verificar se os resultados satisfazem o dimensionamento do projeto estrutural.

Nota-se que o projeto estrutural deve apresentar os cálculos técnicos que justificam o dimensionamento com base em normas brasileiras, ou, somente em sua ausência, pode ser realizado com base nos Eurocódigos ou em ensaios de resistência mínima de projeto, conforme citado acima (NBR 15575, 2013).

Nota-se também que os critérios de dimensionamento – estabilidade, segurança, VUP e ELU (Estado Limite Último) - estão interligados, de modo que todos devem cumprir os requisitos mínimos estabelecidos.

A inter-relação entre a NBR 15575-2:2013 e norma específica NBR 6118:2014, deve proporcionar o atendimento as necessidades dos usuários, com resultados tecnicamente adequados e economicamente viáveis (NBR 15575, 2013).

Neste sentido, a norma de desempenho atualizada em 2013, estabelece uma exceção quanto ao cumprimento às dimensões mínimas dos elementos estruturais – estacas, blocos, vigas, pilares e lajes – no dimensionamento, estabelecidas pelas normas específicas, como exemplo a NBR 6118:2014, conforme descrito abaixo:

Para casas térreas e sobrados, cuja altura total não ultrapasse 6,0 m (desde o respaldo da fundação de cota mais baixa até o topo da cobertura), não há necessidade de atendimento às dimensões mínimas dos componentes estruturais estabelecidas nas normas de projeto estrutural específicas (ABNT NBR 6118, ABNT NBR 7190, ABNT NBR 8800, ABNT NBR 9062, ABNT NBR 10837 e ABNT NBR 14762), resguardada a demonstração da segurança e estabilidade pelos ensaios previstos nesta Norma (7.2.2.2 e 7.4), bem como atendidos os demais requisitos de desempenho estabelecidos nesta Norma (ABNT NBR 15575-2, 2013, pag. 8).

A NBR 6118:2014 prescreve valores-limites mínimos para as dimensões de elementos estruturais, com o objetivo de garantir que esses elementos tenham um desempenho adequado e propiciem condições de execução apropriadas. Para os pilares, ela determina que qualquer que seja sua forma, o mesmo não pode apresentar dimensão menor que 19 cm.

Entretanto, para casos especiais é possível utilizar esse elemento com dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem adotados no dimensionamento por um coeficiente de segurança, mas mesmo com esse coeficiente a norma não permite em nenhum caso, pilares com seção transversal com área menor que 360 cm<sup>2</sup>.

Conforme citado acima, para os projetos que forem adotados os critérios de dimensionamento conforme o item 7.2.2.1 da NBR 15.575:2013 devem ser resguardados a segurança e estabilidade pelos ensaios do item 7.2.2.2 e 7.4 e demais requisitos de desempenho exigidos.

O item 7.2.2.2 consiste em determinar a resistência de projeto por meio de ensaios destrutivos, elaboração de diagramas, cálculos e modelos, quando a metodologia do

dimensionamento estrutural e os componentes construtivos adotados não existirem em normas brasileiras ou Eurocódigos (NBR 15.575:2013).

No mesmo contexto, a norma exigiu no item 7.4, sem apresentar exceções, a realização do ensaio de corpo mole e corpo duro, que deve ser aplicado aos elementos estruturais em iguais condições em que se pretende submetê-los na edificação, onde a eficiência dos ensaios é medida pela aplicação de uma determinada energia de impacto aplicada aos mesmos.

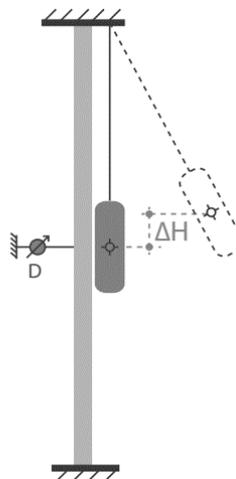
No mesmo sentido, a norma recomenda no item 6.1 parte 1, que a avaliação de desempenho seja realizada em um dos seguintes locais: por instituições de ensino ou pesquisa, laboratórios especializados, empresas de tecnologia, equipes multiprofissionais ou profissionais de reconhecida capacidade técnica.

Segundo (MARTINS, 2015), a forma de se demonstrar o atendimento das normas técnicas específicas é por meio de avaliações laboratoriais e ensaios no canteiro de obras, desde que, sejam executadas por meio de uma equipe de credibilidade, com reconhecimento e aceitação dos resultados pelo comprador, sociedade, governo e poder judiciário.

O autor afirma ainda (MARTINS, 2013), que os ensaios de corpo mole simulam o comportamento da estrutura submetida a choques acidentais gerados pela utilização da edificação, atos de vandalismo, tentativas de intrusão, dentre outros aspectos.

No mesmo âmbito, o autor explica, conforme a figura 1, que o ensaio de corpo mole consiste na aplicação de energias de impacto por meio de um saco cilíndrico de couro, com diâmetro de 35 cm, altura de 70 cm e massa de  $400 \pm 4$  N, em movimento pendular, a partir de uma altura “h”, com resultados expressos em Joules ( $1 \text{ J} = \text{N.m}$  ou  $1 \text{ J} = \text{kgf} \times \text{dm}$ ), tendo seus maiores valores referentes ao estado-limite último.

Figura 1: Impacto de corpo mole transmitido por saco de couro cilíndrico.



Fonte: MARTINS, 2013.

O autor esclarece ainda que ao serem submetidos a esses impactos progressivos, os elementos impactados não deverão apresentar:

- a) Ruptura, ser traspassados ou sofrer instabilidade;
- b) Fissuras, escamações, delaminações ou qualquer outra falha que venha a comprometer o ELU, devendo-se ficar atento aos limites de deslocamentos instantâneos e residuais.

Para qualquer pilar, objeto de estudo do respectivo trabalho, os mesmos devem suportar uma energia de impacto de corpo mole de no mínimo 720 J, de acordo com a NBR 15575:2013.

Assim, para (MARTINS, 2013), como nos ensaios de corpo mole, os ensaios de corpo duro procuram representar como é o comportamento esperado de uma estrutura submetida às mesmas situações e atos. O ensaio é realizado através de dois testes, um com uma esfera de aço com diâmetro de 5 cm / massa de 5 N (impacto de utilização) e outro com uma esfera de diâmetro de 6,25 cm / massa de 10 N (impacto de segurança), tendo em vista que os elementos ensaiados não podem:

- c) Sofrer ruptura, instabilidade ou serem traspassados;
- d) Apresentar fissuras, escamações, delaminações e demais falhas que comprometam o ELU.

Os elementos estruturais pilares, devem suportar uma energia de impacto de corpo duro de 3,75 J, sem qualquer tipo de prejuízo aos mesmos, e 20 J para a segunda esfera, não havendo ocorrência de ruína ou traspassamento, podendo apresentar falhas superficiais, fissuras e desagregações, assim como previsto na NBR 15575:2013.

### **3.4. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO ARMADO**

O presente tópico englobará os critérios gerais ao dimensionamento dos elementos estruturais de concreto armado e posteriormente será abordada a metodologia de dimensionamento particular aos pilares, nos quais serão importantes para entendimento dos objetivos propostos.

A NBR 6118:2014 define vários critérios para o dimensionamento de estruturas de concreto armado, dentre esses, a classe de agressividade ambiental, que define as características do concreto e o cobrimento a serem utilizados nos elementos estruturais. Essa metodologia é

de suma importância para o objetivo do trabalho, pois influencia diretamente nas dimensões das vigas e dos pilares. Portanto, faz-se necessário o entendimento a respeito do assunto, no qual, será abordado abaixo.

Cobrimento é a camada de concreto que envolve os elementos estruturais. Sua espessura se inicia na face externa das armaduras transversais até a face externa do próprio elemento, é a parte visível do pilar acabado, sua função é garantir a durabilidade das estruturas, a eficiência varia conforme sua espessura e a qualidade do concreto (NBR 6118, 2014).

A norma afirma ainda que para garantir o cobrimento deve-se considerar no projeto e na execução, o cobrimento nominal ( $c_{nom}$ ), que corresponde ao cobrimento mínimo ( $c_{min}$ ) somado da tolerância de execução ( $\Delta c$ ).

O valor firmado pela norma para o  $\Delta c$  deve ser igual a 10 mm. Mas em situações que houver um controle adequado da qualidade, com um controle rígido durante a execução, pode-se adotar  $\Delta c = 5$  mm, desde que as exigências de controle sejam informadas no projeto (NBR 6118, 2014).

No mesmo cenário, a norma afirma ainda, que em situações em que a classe de resistência do concreto for maior que a mínima exigida, o cobrimento nominal também pode ser reduzido em até 5 mm.

Para a interpretação da tabela 2, referente ao cobrimento, deve-se primeiramente ser identificada a classe de agressividade do local da obra na tabela 1 a seguir:

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental (CAA).

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

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

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

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

Fonte: NBR 6118:2014.

Os valores do cobrimento, já acrescido do  $\Delta c$ , podem ser obtidos na tabela 2 abaixo fornecida pela NBR 6118:2014:

Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10\text{mm}$ .

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

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

<sup>b</sup> Para as faces superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pela de 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal  $\geq 15\text{ mm}$ .

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

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45\text{ mm}$ .

Fonte: NBR 6118:2014.

Parâmetros mínimos para determinar a durabilidade do concreto frente à classe de agressividade devem ser adotados, principalmente pela forte influência da relação água/cimento (NBR 6118, 2014). Conforme deve ser assumido pelos valores da tabela 3:

Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b,c</sup>	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq 20$	$\geq 25$	$\geq 30$	$\geq 40$
	CP	$\geq 25$	$\geq 30$	$\geq 35$	$\geq 40$

---

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

---

Fonte: NBR 6118:2014.

Já quanto às formas e métodos de dimensionamento de edificações de concreto armado, o dimensionamento estrutural, mesmo que para uma casa pequena, exige do engenheiro projetista a realização de inúmeros cálculos, o que contribuiu, junto ao desenvolvimento tecnológico, para o surgimento, desenvolvimento e difusão de softwares que auxiliam nesse processo.

Dessa forma, os softwares mais avançados, desenvolvidos para esse fim, efetuam o dimensionamento, considerando todos os esforços atuantes na estrutura de forma global, também chamado de efeito de pórtico espacial, representado pelo coeficiente P-Delta, no qual estima os esforços globais a serem sofridos pela edificação, utilizando um método não linear, para calcular a deformação progressiva da estrutura. Os softwares também calculam os esforços locais atuantes nos elementos estruturais.

Enquanto que, por meios manuais, o dimensionamento é geralmente realizado por processos aproximados, em que os cálculos dos esforços globais atuantes na edificação utilizam uma projeção linear, estimando os esforços que a estrutura irá sofrer ao longo de sua vida útil.

Considerando nos cálculos as solicitações variáveis diretas que podem causar impactos significativos para a segurança da estrutura em questão, como a ação do vento, tendo como parâmetro os estados limites últimos e de serviço.

De acordo com NBR 6118:2014 os efeitos globais de 2ª ordem é a denominação do deslocamento horizontal da edificação em função das ações das cargas verticais e horizontais atuantes.

Para determinar se os efeitos globais de 2ª ordem devem ser considerados, cálculos representados pelo coeficiente P-Delta ou  $\gamma_z$  devem ser elaborados. As interpretações dos resultados obtidos no dimensionamento se dá pelos seguintes valores (NBR 6118:2014):

- a) Para valores entre 1,0 e 1,1 a edificação é classificada como estrutura rígida e de nós fixos. Os deslocamentos globais de 2º ordem podem ser desconsiderados.
- b) Para resultados entre 1,1 e 1,3 a estrutura é classificada com estrutura de nós móveis. Os deslocamentos globais de 2º ordem devem ser considerados;

- c) E para resultados acima de 1,30 a estrutura é classificada com instável e deve ser redimensionada.

Para tanto, assume-se que os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados quando os mesmos causam um acréscimo de solicitações de no máximo até 10% do valor do efeito de primeira ordem. Portanto, não sendo necessário nesse caso, considerar os efeitos de segunda ordem, podendo o dimensionamento ser realizado considerando apenas os elementos isolados (ARAÚJO, 2014).

No mesmo contexto, outro processo que também deve ser calculado para se verificar a possibilidade da dispensa das considerações dos esforços globais de 2ª ordem, no qual pode se dispensar os cálculos mais rigorosos, é abordado pelo método de cálculo do parâmetro de instabilidade.

A NBR 6118:2014 afirma ainda que toda a estrutura deve ser verificada a estabilidade global.

Já para a análise isolada do dimensionamento de pilares, frente ao estudo desse trabalho, faz-se necessário o entendimento sobre alguns critérios de dimensionamento dos pilares de concreto armado, bem como sua definição.

Segundo a NBR 6118:2014, pilar é um elemento linear de eixo reto, habitualmente arranjado na vertical, onde predominam as forças normais de compressão. Sua função é transmitir para a fundação cargas recebidas das lajes e vigas.

Geralmente em edifícios, os pilares possuem seção transversal retangular, mas também pode ser dimensionado em seções circulares, quadradas ou poligonais, desde que atendido as especificações normativas.

Além das características citadas acima, um pilar de concreto armado deve cumprir as seguintes exigências citadas abaixo.

Ter dimensão da seção transversal não superior cinco vezes a dimensão do  $b_w$ , pois acima dessa dimensão o mesmo será classificado como pilar parede, conforme descrito na norma específica.

As barras longitudinais dos pilares não podem ser inferiores a 10 mm e nem superiores a 1/8 da menor dimensão transversal, conforme item 18.4.2.1 da NBR 6118:2014.

Para garantir uma concretagem adequada, a norma também exige um espaçamento mínimo livre entre as barras longitudinais. No qual deve ser igual ou superior ao maior das seguintes opções para a direção horizontal da seção transversal:

- a) 20 mm;

- b) A medida do diâmetro da barra, do feixe ou da luva adotada na emenda;
- c) 1,2 vezes a dimensão máxima do agregado graúdo.

E para a direção vertical espaçamento deve ser igual ou maior que:

- a) 20 mm;
- b) A medida do diâmetro da barra, do feixe ou da luva adotada na emenda;
- c) 0,5 vezes a dimensão máxima do agregado graúdo.

Esses valores também se aplicam em regiões de emendas de barras pelo método de transpasse, como na união dos pilares de arranque e pilares.

No mesmo âmbito, a seção transversal ( $b_w$ ) de um pilar não pode possuir dimensões menores que 19 cm. Mas diante de situações especiais pode-se admitir valores entre 19 cm e 14 cm, desde que os esforços solicitantes sejam majorados pela fórmula  $\gamma_n = 1,95 - 0,05.b$ , os valores também podem ser obtidos diretamente na tabela 4:

Tabela 4 - Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  para pilares e pilares-parede.

$b$ cm	$\geq 19$	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$$

$b$  é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

NOTA: O coeficiente  $\gamma_n$  deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Fonte: NBR 6118:2014.

E por fim, a norma descreve que, independentemente da circunstância, não se permite utilizar pilares com seção transversal com área menor que 360 cm<sup>2</sup>.

Além dos esforços globais descritos acima, os elementos estruturais são afetados também por esforços locais. Esses esforços são calculados também na análise dos pilares, classificando-os quanto ao grau de ações que se encontram submetidos (1ª e 2ª ordem). O coeficiente responsável por determinar essa classificação é denominado índice de esbeltez, representado pela letra grega lambda ( $\lambda$ ).

O índice de esbeltez é um fator que varia em função de critérios como o comprimento de um pilar, sua seção transversal e seus vínculos de apoios, devendo ser calculado para as direções “x” e “y” (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

Para (BASTOS, 2005), o índice de esbeltez é a razão entre o comprimento equivalente e o raio de giração.

Os valores para o resultado do índice de esbeltez pode ser interpretado na tabela 5 abaixo:

Tabela 5 - Resumo das exigências da NBR 6118:2014 para verificação do índice de esbeltez dos pilares.

<b>Condição</b>	<b>Definição</b>	<b>Abordagem</b>
Se $\lambda \leq 35$	Pilar curto	Desprezar flambagem – efeitos de 1ª ordem
Se $\lambda \leq 90$	Pilar moderadamente esbelto	Considerar flambagem – efeitos de 1ª e 2ª ordem
Se $\lambda \leq 140$	Pilar esbelto	Considerar flambagem e fluência
Se $\lambda > 140$	Pilar muito esbelto	Redimensionar seção

Fonte: NBR 6118:2014.

Segunda a NBR 6118:2014, pilares curtos são os que sofrem baixa excentricidade comparada às demais classificações. Sofrendo as seguintes excentricidades: excentricidade inicial, devido à excentricidade provocada pelas cargas recebidas; excentricidade acidental, em função das imperfeições da execução; e por último, excentricidade de locação, ocorrida pelo apoio da viga sobre o pilar.

Nos pilares esbeltos, a importância dos efeitos de segunda ordem é tão grande que não se pode fazer uso de métodos simplificados. É necessária uma análise rigorosa, que leva em consideração tanto a não linearidade física, quanto a não linearidade geométrica decorrentes do comportamento mecânico dos materiais.

O efeito de 2ª ordem local é caracterizado, segundo a (NBR 6118, 2014), quando o elemento estrutural perde seu equilíbrio da configuração geométrica inicial e assume um estado de configuração deformada, e conseqüentemente os efeitos de 2ª ordem local passam a ser somados nos efeitos de 1ª ordem.

No mesmo contexto, a norma afirma ainda que, a excentricidade de 2º ordem pode ser calculada pelos seguintes métodos: geral, do pilar padrão com curvatura aproximada, do pilar

padrão com rigidez aproximada e do pilar padrão para pilares da seção retangular submetidos à flexão oblíqua composta.

Segundo (ARAÚJO, 2014) grande parte dos edifícios se enquadra nas categorias de pilares curtos ou moderadamente esbeltos, apenas casos especiais são tratados como esbeltos.

Portanto, mesmo pilares relativamente baixos podem ser classificados como esbeltos quando seu  $b_w$  são reduzidos para dimensões abaixo do recomendado pela norma específica.

Com relação às emendas de barras longitudinais, já citadas no trabalho, a NBR 6118:2014 descreve que essa execução pode ser feita por traspasse, por luvas metálicas rosqueadas ou preenchidas, por solda e outros dispositivos devidamente justificados.

A norma esclarece ainda que a emenda por traspasse é utilizada para unir barras ou elementos estruturais, que devido a não singularidade das barras de aço, necessita-se fazer as emendas. E para garantir a boa junção e evitar emendas frágeis, deve-se realizar a sobreposição entre essas barras. A eficiência do método é garantida através da aderência de atrito gerada entre o aço e o concreto, mas desde que respeitado a metodologia do dimensionamento.

Para aplicação desse método não se permite utilizar barras de aço com diâmetro maior que 32 mm.

Esse tipo de emenda é a mais utilizada em obras de edificações habitacionais por ser mais barata e pela fácil execução.

Para as emendas por solda, devem ser tomados cuidados quanto as características químicas dos aços, da solda e do procedimento e soldagem. O controle do aquecimento e o resfriamento das barras são exemplos desse processo.

Em relação às emendas por luvas rosqueadas ou prensadas, o método consiste na junção, por meio da luva, das pontas das barras até que ocorra a união das seções transversais das mesmas. A resistência da emenda deve atender aos requisitos de normas específicas (NBR 6118:2014).

Todas as metodologias citadas acima visam garantir a durabilidade e a segurança da edificação, e conseqüentemente garantir a vida útil.

Já para verificar o cumprimento dos ELU e ELS (Estado Limite de Serviço) os pilares devem atender aos seguintes critérios abaixo, conforme NBR 6118:2014:

Os ELU e ELS, na prática, consistem na aplicação de coeficientes de majoração das ações atuantes na estrutura e também na aplicação de coeficientes de redução das resistências dos materiais utilizados no projeto da edificação.

Os coeficientes de majoração têm seus valores variados conforme as condições ambientais regionais em que a edificação se encontra submetida, como as ações do vento e da

temperatura. Outros fatores que causam as variações dos coeficientes são o tipo de utilização em que a edificação será destinada, como locais com predominância de pesos, podendo ser fixos ou moveis, como por exemplo: bibliotecas e oficinas.

Essas ações devem ser combinadas de forma a se ter a pior probabilidade de ocorrer, considerando situações em que essas ações ocorram simultaneamente.

## 4. METODOLOGIA

O presente trabalho é baseado em uma pesquisa aplicada e de natureza quantitativa, assumindo assim pesquisas bibliográficas e estudos de caso. As pesquisas bibliográficas têm a premissa de buscar informações fundamentadas nas leis e normas técnicas brasileiras demonstrando como alinhar desempenho e sustentabilidade aos modelos atuais de projetos. O estudo de caso é explanatório (Yin, 1981), com o objetivo de estudar os modelos de projetos estruturais estudo desse trabalho e como os mesmos podem ser adequados para atender ambas as normas.

O capítulo irá demonstrar através de características construtivas, os projetos estruturais, visando o dimensionamento de pilares, de uma edificação residencial de pequeno porte, no qual, usualmente, são habitadas por famílias de baixa renda, tendo as mesmas, características compatíveis com o presente projeto.

Os projetos a serem elaborados consistem em uma edificação residencial habitacional térrea de 30 metros quadrados arredondados, sendo a mesma composta por uma sala, uma cozinha, dois quartos e um banheiro social.

Diante do estudo proposto nesse trabalho, a análise estrutural será limitada ao elemento estrutural de concreto armado denominado de pilar, pois é nesse elemento especificamente que as casas de pequeno porte apresentam uma maior divergência com os requisitos mínimos fixados na NBR 6118:2014.

O projeto de edificação do tipo sobrado foi descartado para análise desse trabalho, pois, devido às limitações impostas pela NBR 15.575:2013-2 item 7.2.2.1, as edificações, para se enquadrarem no tema proposto, devem ter no máximo 6 metros de altura, a contar desde o respaldo da fundação da cota mais baixa até o topo da cobertura, o que torna para esse modelo inviável, uma vez que para cumprir com a dimensão exigida o pé direito da edificação deve ser adotado abaixo do usual, ressaltando que ainda existe a necessidade de instalação de um telhado ou platibanda com telhado, e ainda um possível reservatório interno.

A utilização de um pé direito duplo, no modelo de projeto também foi descartado pelo mesmo motivo da edificação do tipo sobrado, além de aumentar consideravelmente a esbeltez dos pilares, podendo esses serem classificados como excessivamente esbeltos, o que se tornaria inapropriado para os objetivos propostos.

Para análise dos objetivos do presente trabalho serão elaborados cinco projetos com os mesmos layouts, no qual o objetivo principal é variar em cada projeto as dimensões dos pilares. Sendo o primeiro projeto analisado com os pilares e as vigas com as dimensões do  $b_w$

igual a 14 cm, e para os demais projetos as dimensões adotadas dos pilares serão: 12 cm, 11,5 cm, 10 cm e 9 cm.

Mesmo ocorrendo à redução da dimensão do  $b_w$  dos pilares nos projetos, a área da seção transversal dos mesmos será de no mínimo  $360 \text{ cm}^2$ , pois mesmo não havendo a necessidade de cumprir os valores mínimos do dimensionamento dos elementos estruturais a NBR 6118:2014 descreve que mesmo em casos especiais não se permite utilizar pilares com seção transversal de área inferior ao adotado.

A fim de garantir uma melhor harmonia arquitetônica, o projeto que compõe os pilares com  $b_w$  de 14 cm será elaborado com paredes em alvenaria de cerâmica de dimensões  $24 \times 9 \times 14$  cm assentados em posição tipo uma vez. Essa observação é importante, pois influencia diretamente no peso próprio da estrutura.

Já os projetos com dimensionamento de pilares com  $b_w$  iguais a 11,5 e 12 cm serão considerados para cálculo o uso de tijolos com dimensões  $11,5 \times 19 \times 29$  cm.

Por último, nos projetos com pilares com  $b_w$  de 9 e 10 cm serão utilizados novamente as cerâmicas com dimensões  $24 \times 9 \times 14$  cm, porém assentadas em posição meia vez.

As escolhas das dimensões dos tijolos foram feitas visando uma boa combinação com o  $b_w$  dos pilares, a fim de diminuir volume de reboco.

Os tijolos frequentemente disponíveis no mercado da região Centro Goiano também pesaram nas escolhas.

A espessura dos rebocos internos e externos foram consideradas iguais a 2 cm para cada lado.

As cargas de rebocos serão consideradas nos cálculos do dimensionamento sendo o peso específico equivalente  $2100 \text{ kg.m}^3$ .

Todos os 5 projetos serão dimensionados com laje do tipo maciça, com pé direito de 3 metros e platibanda de 80 cm.

As vigas serão dimensionadas de forma a garantir uma melhor trabalhabilidade na etapa de execução, atendendo aos esforços e cumprindo os critérios normativos de dimensionamento.

Portanto, as vigas serão pré-dimensionadas com altura “h” inicial igual a 30 cm e barras longitudinais de 8 mm de diâmetro.

O reservatório de água será do tipo externo, instalado em uma torre fora da estrutura da edificação.

Para todos os projetos a Classe de Agressividade Ambiental (CAA) adotada será categoria II, agressividade moderada, ambiente urbano e com pequeno risco de deterioração da estrutura, conforme tabela 6.1 da NBR 6118:2014.

Para a resistência característica a compressão do concreto, conforme CAA adotada e a tabela 7.1 da mesma norma, a densidade nominal deverá ser de  $f_{ck} \geq 25$  MPa e uma relação água/cimento máxima de 0,60.

Portanto, para o primeiro projeto o concreto utilizado será do tipo Portland CPIIZ-32, com preparação do tipo usinado, resistência de 25 MPa, relação água cimento de 0.60, abatimento de 70 mm, composto por areia de granulometria média e agregado graúdo do tipo brita 0 e brita 1 com dimensões máximas de 19,5 mm.

Já o concreto utilizado para os demais projetos será do tipo Portland CPIIZ-32, usinado, com resistência de 30 MPa, relação água cimento 0.45, abatimento de 70 mm, composto por agregado miúdo do tipo areia média e agregado graúdo do tipo brita zero de dimensões máximas de 9,5mm. O motivo dessa divergência da resistência do concreto será abordado abaixo.

O cobrimento nominal de vigas e pilares para CAA-II, segundo a tabela 7.2 da NBR 6118:2014, é de 30 mm. Porém, para a mesma configuração de agressividade, o mesmo item, permite reduzir o cobrimento dos pilares e vigas em 5 mm quando o concreto utilizado possuir resistência superior ao mínimo, portanto, essa configuração será adotada para os projetos de  $b_w$  12, 11,5, 10, e 9, com o intuito de favorecer a redução das dimensões dos pilares.

No que diz respeito às cargas de vento, seguindo os critérios da NBR 6123:1988, os parâmetros adotados serão para um terreno localizado na região Centro Oeste do país, com as seguintes características: topografia do tipo terreno plano, pouco acidentado e aberto, com poucas árvores e edificações pequenas nas proximidades, para um projeto de residência de dimensão máxima horizontal inferior a 20 m e com alto fator de ocupação.

Os projetos somente terão seu dimensionamento estrutural calculado, se a configuração das seções transversais dos pilares primeiramente satisfizerem os critérios de espaçamento livre mínimo entre as barras longitudinais após a aplicação das configurações mínimas de cobrimento e bitola da armadura, e também cumprindo as dimensões máximas do agregado graúdo, nos quais esses critérios influenciam diretamente nas condições de execução e durabilidade da edificação.

Para o dimensionamento estrutural dos pilares com  $b_w$  igual a 14 e 12 cm, será utilizado como ferramenta de cálculo o software Eberick V8 da AltoQi.

Já para o dimensionamento estrutural dos demais projetos, caso seja necessário, será adotado o cálculo manual.

Caso o gama-z seja menor que 1.10 o método de dimensionamento será do tipo nós fixos e elementos isolados, com análise por pilar padrão de curvatura aproximada para pilares classificados como moderadamente esbeltos, uma vez que o software adotado não permite cálculos para  $b_w$  menor que 12 cm, conforme NBR 6118 vigente no ano de lançamento da versão do programa adotado.

É importante salientar que a metodologia de cálculo de dimensionamento do software utilizado ainda é válida, pois os critérios de área da seção mínima, cobrimento mínimo e área de aço mínima são adotados conforme na norma vigente.

Para os demais itens da NBR 15575:2013 com contextos voltados para o conforto da edificação não serão analisados nesse trabalho, sendo as delimitações vinculadas ao que diz respeito ao dimensionamento de elementos estruturais.

Em todas as análises de projetos serão consideradas os carregamentos com maiores probabilidades de ocorrência.

Conforme apresentado, os ensaios de corpo mole e duro são essenciais para edificações que utilizem os critérios de dimensionamento proposto no item 7.2.2.1, terceiro parágrafo da NBR 15.575:2013, porém, o presente trabalho abordará somente até o ponto de dimensionamento de projeto, excluindo as etapas de análise por ensaios, uma vez que uma análise completa de todo o processo exige uma edificação ou um modelo que receba ações equivalentes para a execução dos ensaios, o que não foi possível, decorrente dos altos custos e do não levantamento orçamentário, tornando-se inviável para esse estudo, além da indisponibilidade dos equipamentos necessários para realização dos mesmos.

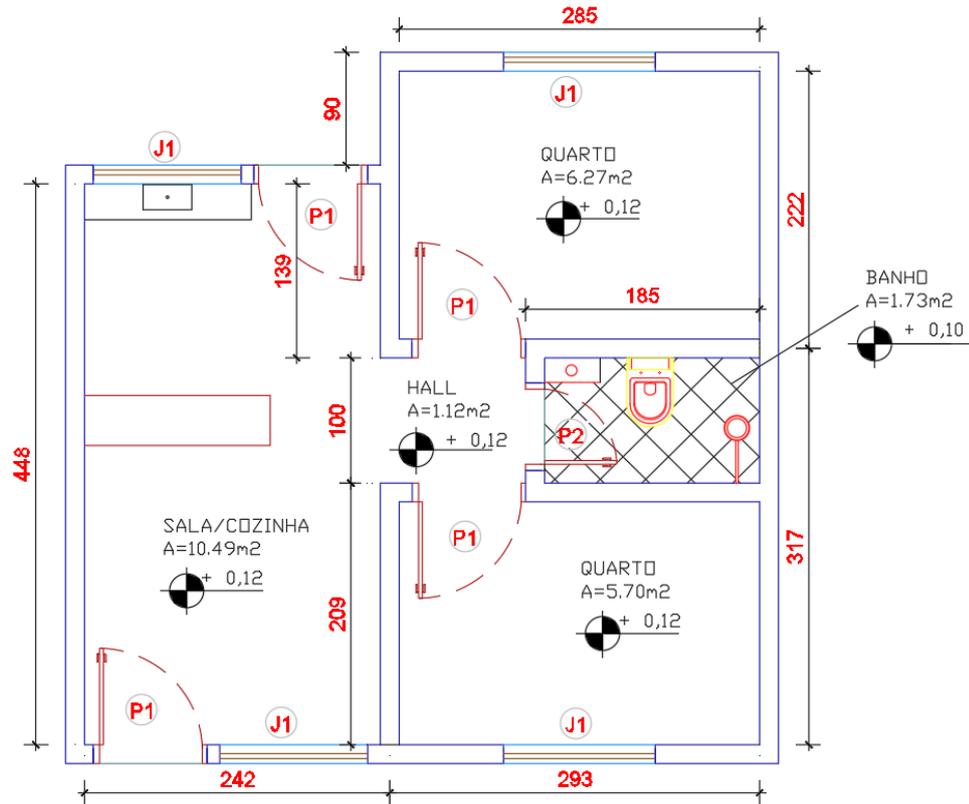
Portanto, foram abordadas somente as diretrizes dos ensaios, ficando excluídos as etapas dos processos e seu detalhamento.

Segue a seguir a planta baixa e planta da fachada da edificação no qual será utilizada como o modelo de estudo.

Segue também a planta de forma do térreo (inferior) e a planta de forma da cobertura (superior) no qual apresenta as disposições dos pilares e vigas.

Na figura 2 na página seguinte pode ser observado o modelo do layout da planta baixa adotada.

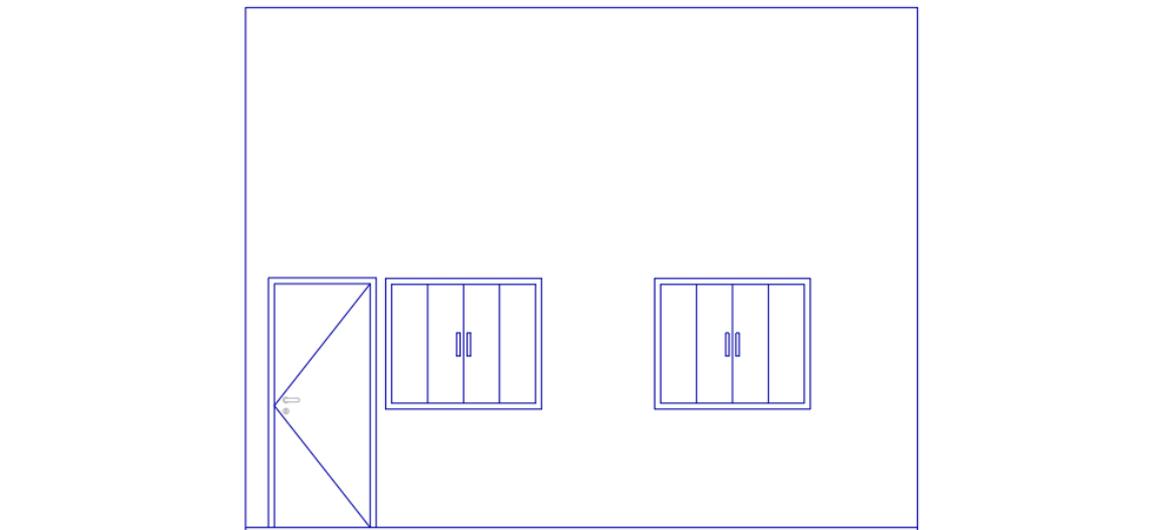
Figura 2 – Planta Baixa (Layout)



Fonte: Aquino L.T., 2017.

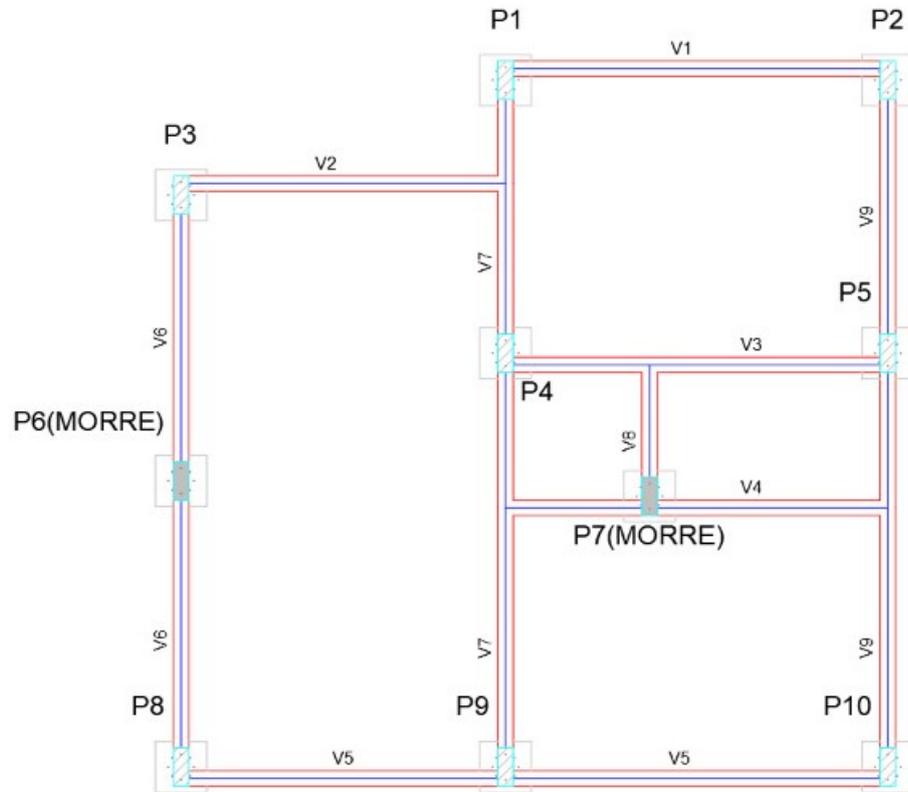
Figura 3 – Fachada.

FACHADA



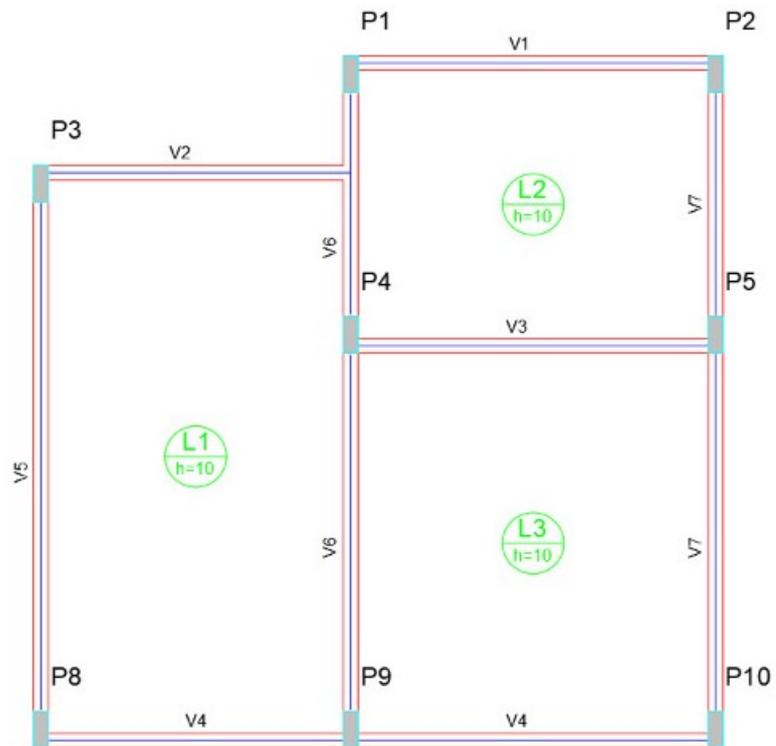
Fonte: Aquino L.T., 2017.

Figura 4 – Planta de formas inferiores.



Fonte: Aquino L.T., 2017.

Figura 5 – Planta de formas superiores



Fonte: Aquino L.T., 2017.

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O capítulo exibirá os resultados obtidos na comparação da análise do dimensionamento dos projetos, comparados aos critérios estabelecidos nas normas que são ferramentas desse trabalho, e posteriormente na conclusão, apresentar possíveis viabilidades ou não na execução desses projetos, do ponto de vista da segurança, da confiabilidade e durabilidade.

Como configurações dos elementos estruturais para um ponto de partida das seguintes análises a serem realizadas para atingir os objetivos propostos, os pilares e vigas terão para cada projeto dimensões e área da seção transversal pré-definidas e particulares para cada um, conforme a tabela 6:

Tabela 6 – Dimensões dos Elementos Estruturais – Pré-Dimensionamento.

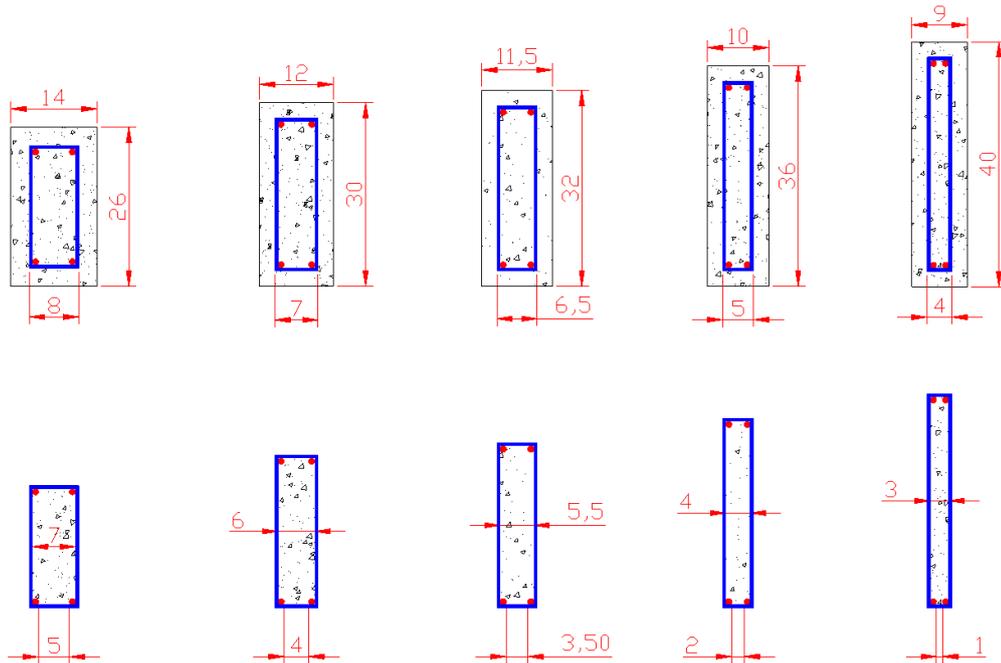
<b>Dimensões dos Elementos Estruturais – Pré-Dimensionamento</b>						
	Dimensões dos Pilares (cm)		Área do Pilar (cm <sup>2</sup> )	Dimensões das Vigas (cm)		Laje (cm)
	$b_w$	h		$b_w$	h	
Projeto 1	14	26	364	14	30	10
Projeto 2	12	30	360	12	30	10
Projeto 3	11,5	32	368	11,5	30	10
Projeto 4	10	36	360	10	30	10
Projeto 5	9	40	360	9	30	10

Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

A primeira análise consiste em verificar se nas diferentes possíveis configurações em pontos de conexão dos elementos estruturais, como por exemplo no encontro de uma viga com um pilar, mediante distintas distribuições das armaduras e formas de execução, se o espaçamento mínimo entre as barras longitudinais foi atendido. Pois de nada adianta o dimensionamento atender aos esforços solicitantes e não atender as configurações do detalhamento.

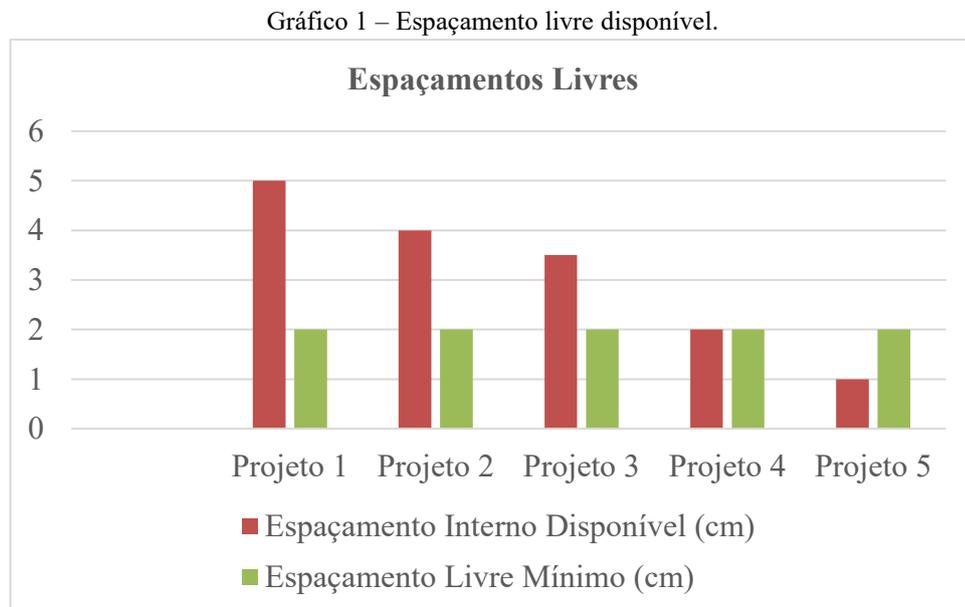
Mediante a análise das seções transversais dos pilares dos respectivos projetos, conforme a próxima figura, notam-se que em situações ao longo da seção, localizados fora de emendas ou junções de mais de um elemento estrutural, o pilar de  $b_w$  igual a 9 cm não atende ao espaçamento livre mínimo interno entre as barras longitudinais de 2cm.

Figura 6 - Planos das Seções Transversais dos Pilares.



Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

Segue o gráfico 1, ilustrando o resumo dos resultados obtidos com base na figura acima:



Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

As especificações do detalhamento dos pilares, os parâmetros adotados nos cálculos, bem como se o espaçamento foi suficiente ou insuficiente podem ser observados na tabela 7:

Tabela 7 - Espaçamento mínimo livre entre barras longitudinais (seção transversal).

<b>Espaçamento Mínimo Livre Entre Barras Longitudinais (Seção Transversal)</b>							
	$b_w$ (cm)	Cobrimento Necessário (cm)	Diâmetro das Armaduras (cm)	Redução do Cobrimento (cm)	Menor Espaçamento Interno Disponível (cm)	Espaçamento Livre Mínimo (cm)	Situação
Projeto 1	14	3	1,5	0	5	2	Suficiente
Projeto 2	12	3	1,5	0,5	4	2	
Projeto 3	11,5	3	1,5	0,5	3,5	2	
Projeto 4	10	3	1,5	0,5	2	2	Insuficiente
Projeto 5	9	3	1,5	0,5	1	2	

O cobrimento foi considerado conforme Classe de Agressividade Ambiental II.  
Os diâmetros das armaduras considerados foram: transversais de 5 mm e longitudinais de 10 mm.  
Redução do cobrimento mediante adoção de um concreto de 30 MPa.  
O espaçamento mínimo livre entre as faces longitudinais foi adotado conforme o item 18.3.2.2 da NBR 6118:2014.  
Dimensão máxima do agregado graúdo: 9,5 mm.

Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

Porém, para análise do espaçamento livre, conforme mencionado acima, algumas situações como emendas e pontos de junções de mais de um elemento estrutural tornam esse parâmetro mais crítico. Portanto, devem também ser analisadas.

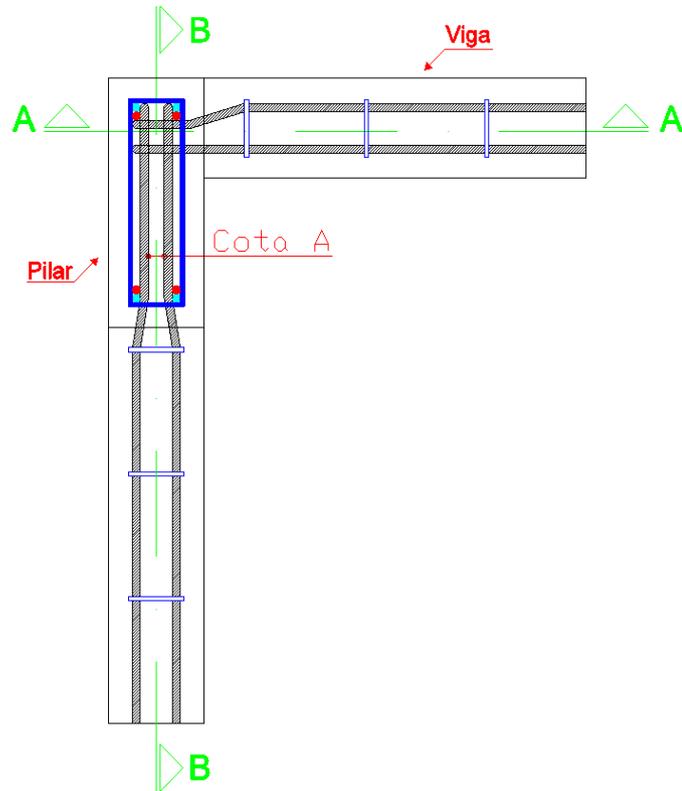
As figuras a seguir, nas quais servirão como parâmetros para análise desse critério foram escolhidos por apresentarem emendas e junções de elementos estruturais em um único ponto, sendo esses, pilares de arranque com pilares e viga baldrame, o qual ocorre a maior possibilidade de se ter maior área de aço e menor possibilidade do cumprimento do espaçamento livre mínimo entre as barras. Disposições conforme o layout do projeto.

Vistas com cortes A e B das seções foram inseridas para facilitar o entendimento das disposições das armaduras e dos elementos estruturais nos pontos escolhidos.

A figura 7, próxima página, demonstra a emenda do pilar de arranque com o pilar juntamente com a conexão das vigas baldrames em um pilar de canto.

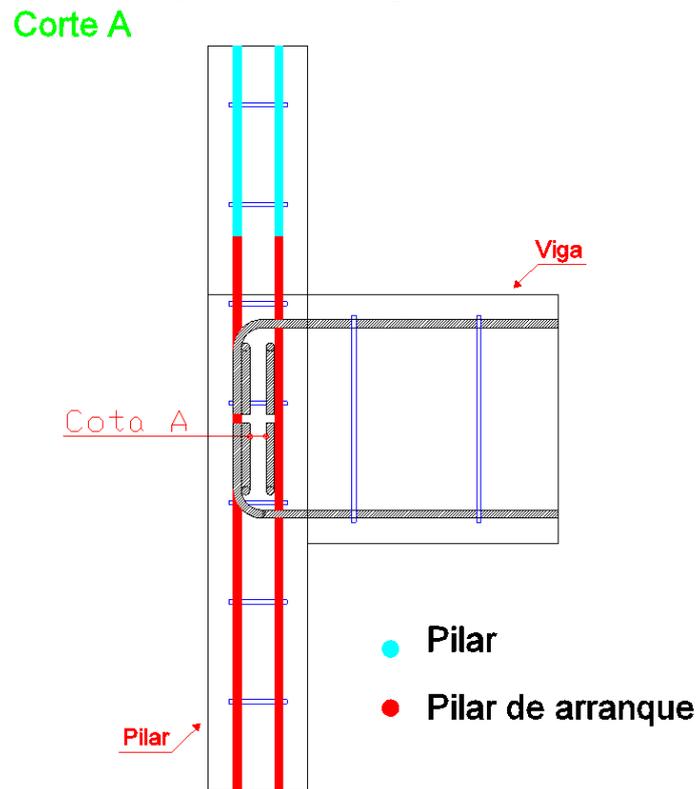
As figuras 10 a 18, subsequentes, são referentes às seções do pilar intermediário e dois modelos de pilares de extremidade respectivamente.

Figura 7 - Vista superior do pilar de canto.



Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

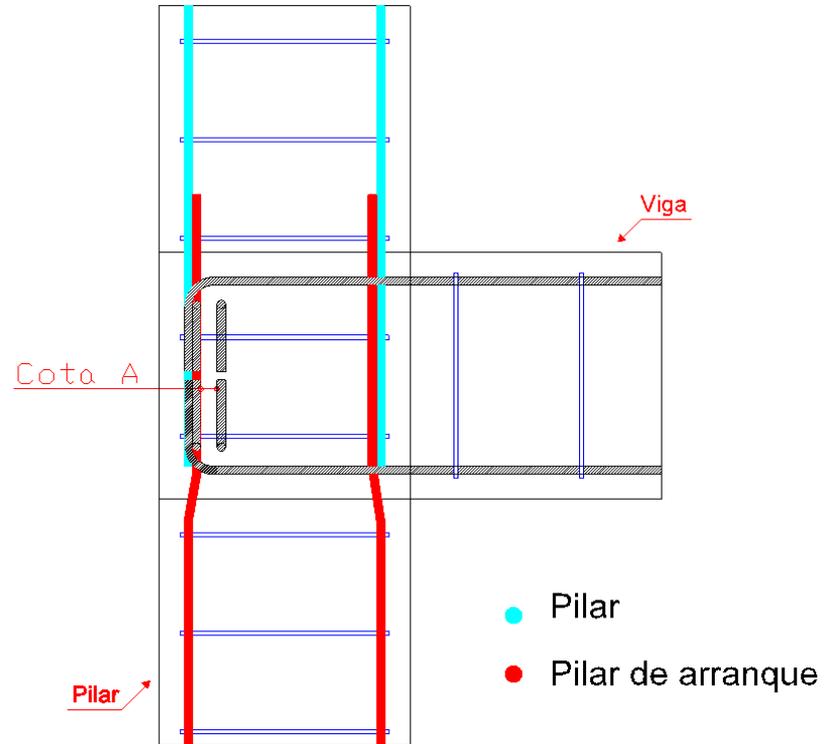
Figura 8 - Corte A do pilar de canto.



Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

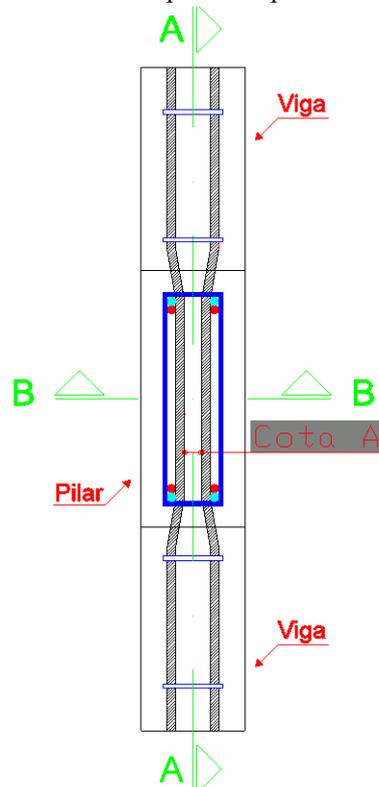
Figura 9 - Corte B do pilar de canto.

Corte B



Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

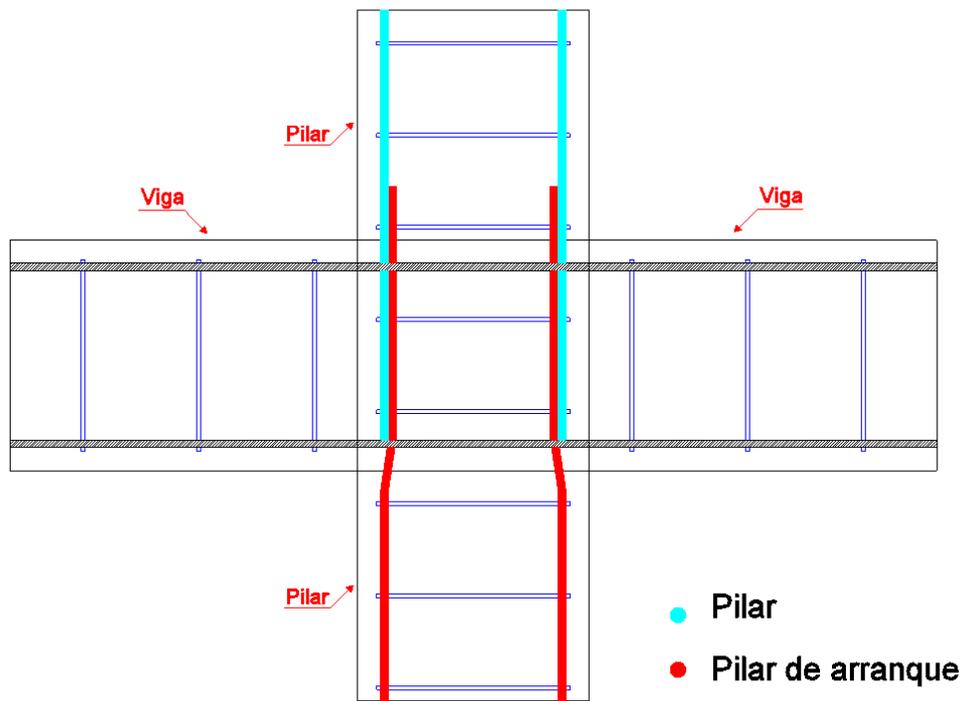
Figura 10 - Vista superior do pilar intermediário.



Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

Figura 11 - Corte A do pilar intermediário.

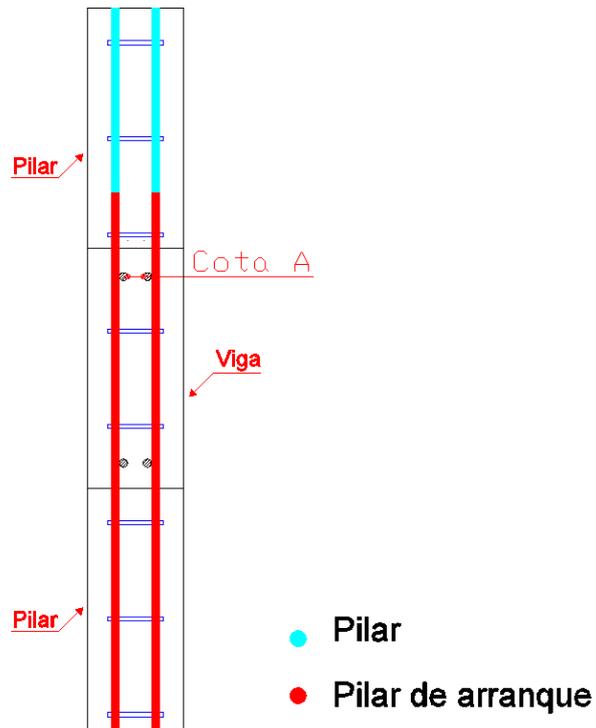
## Corte A



Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

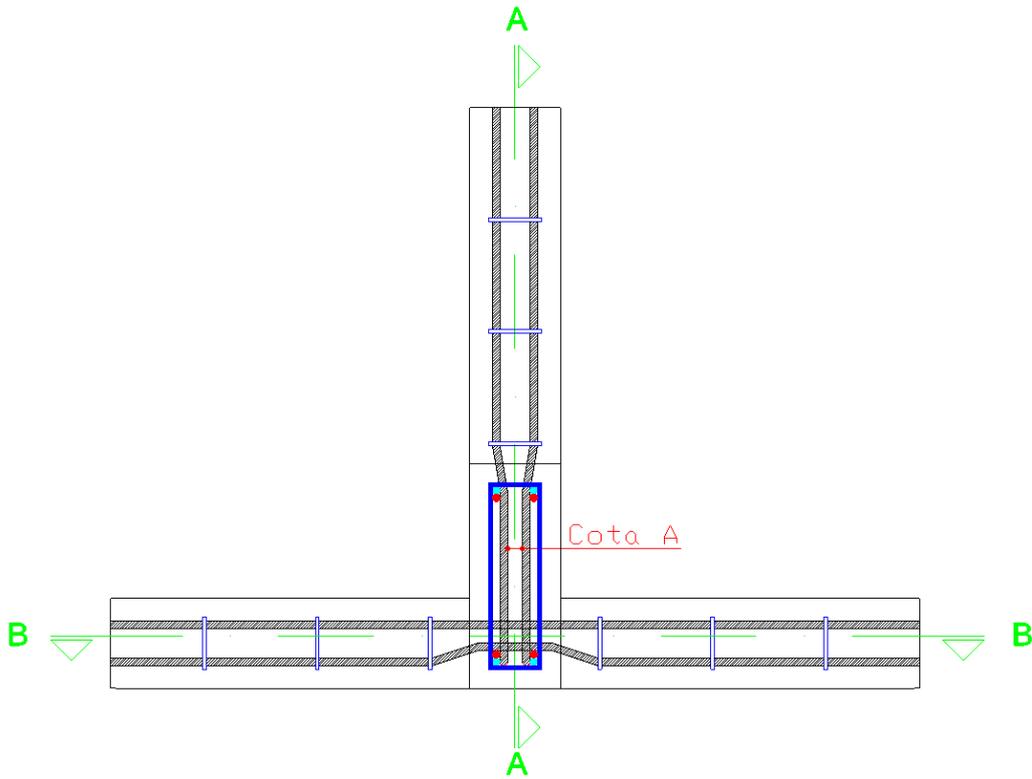
Figura 12 - Corte B do pilar intermediário

## Corte B



Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

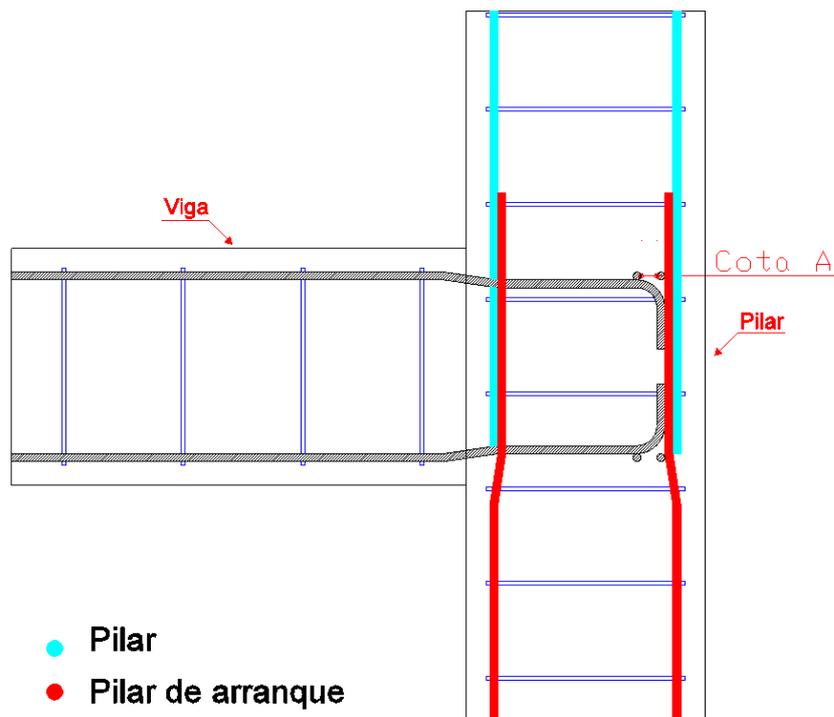
Figura 13 - Vista superior do pilar de extremidade.



Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

Figura 14 - Corte A do pilar de extremidade.

Corte A

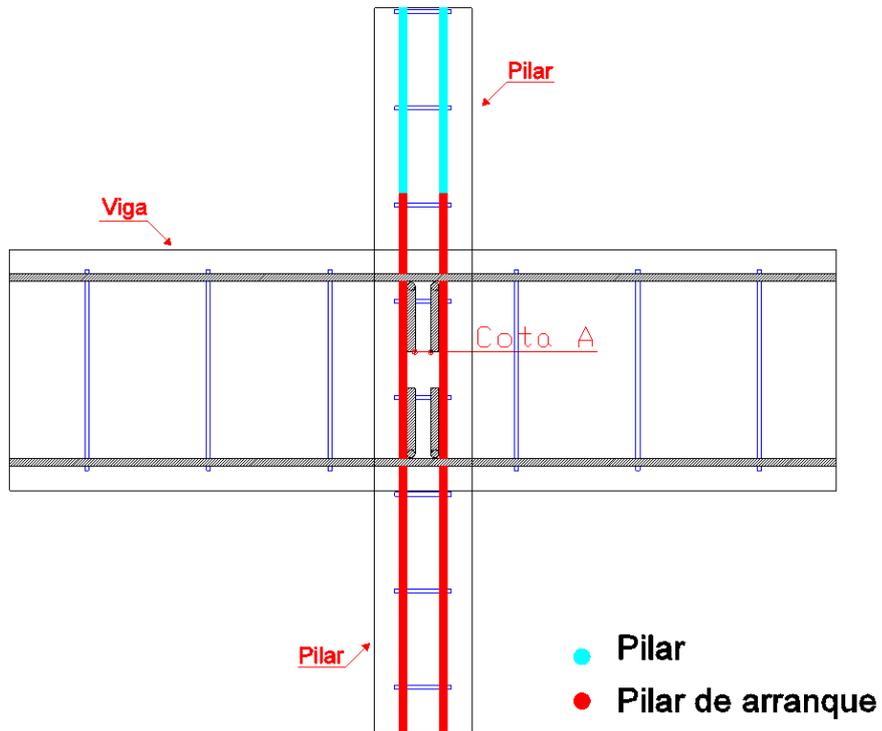


- Pilar
- Pilar de arranque

Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

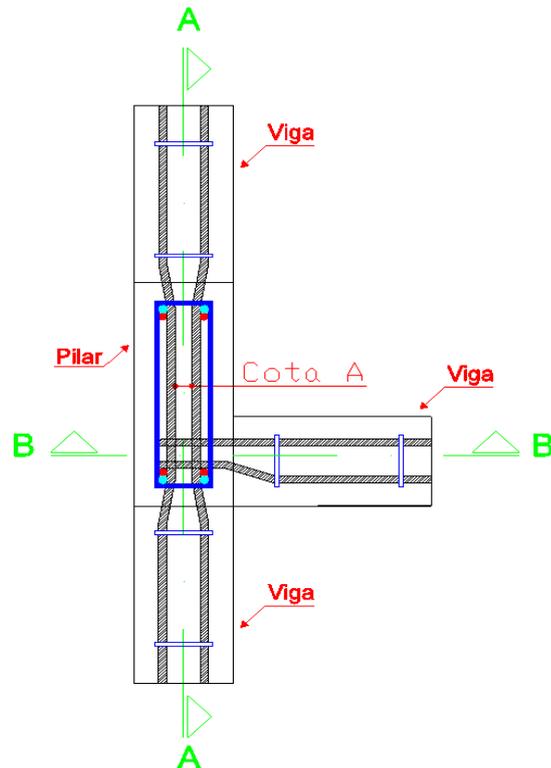
Figura 15 - Corte B do pilar de extremidade.

Corte B



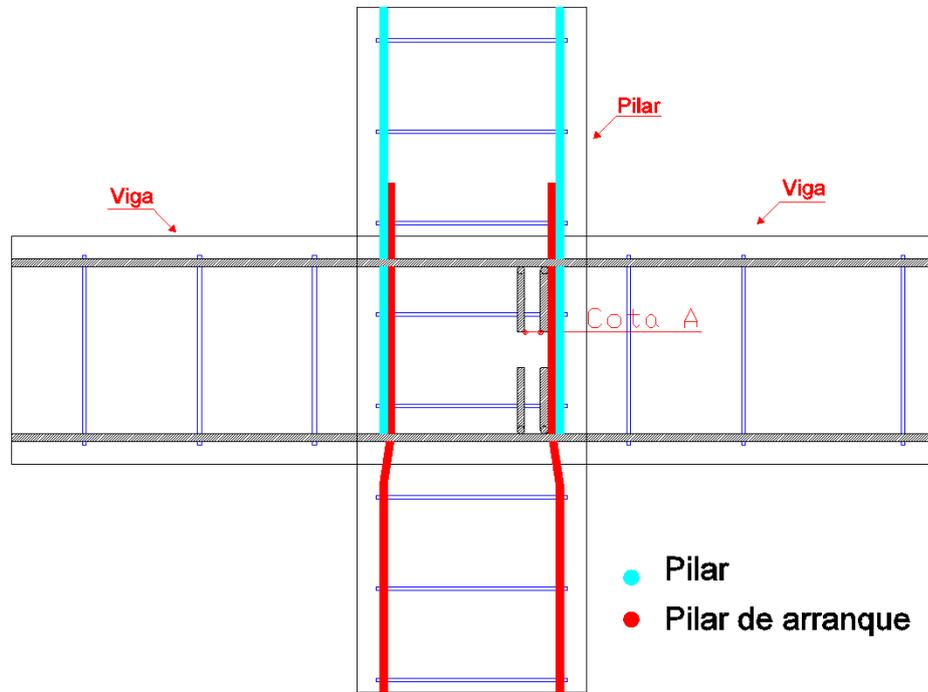
Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

Figura 16 - Vista superior do pilar de extremidade disposto em outro eixo.



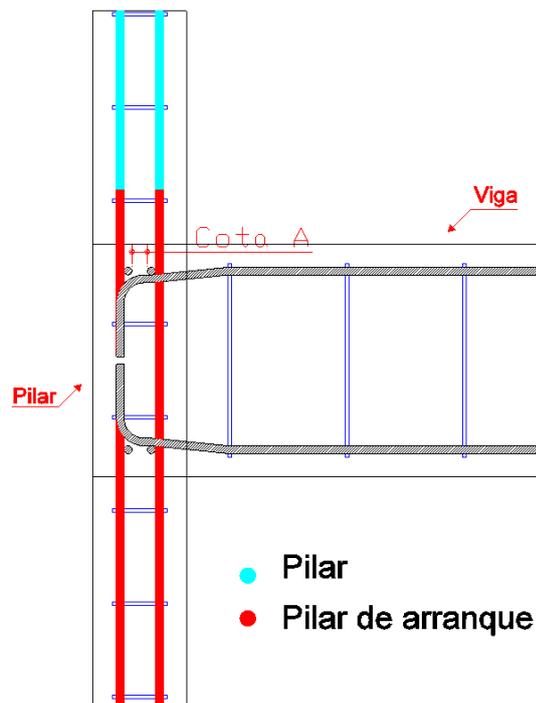
Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

Figura 17 - Corte A do pilar de extremidade disposto em outro eixo.  
**Corte A**



Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

Figura 18 - Corte B do pilar de extremidade disposto em outro eixo.  
**Corte B**



Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

Os resultados da análise das cinco diferentes seções podem ser observados na tabela 8, onde a análise 1 a 5 correspondem a pilares com 4 barras longitudinais de 10 mm de diâmetro e vigas com 4 barras longitudinais de 8 mm de diâmetro. Para as análises de 6 a 10, correspondem ao pré-dimensionamento de pilares com 4 barras longitudinais de 10 mm e 4 barras longitudinais de 10 mm para as vigas. As dimensões das seções, a área da seção transversal, o  $b_w$ , o diâmetro do aço dos estribos, o cobrimento utilizado, assim como o resultado do espaçamento no qual foi representado pela coluna “Cota A” podem ser observados na tabela 8.

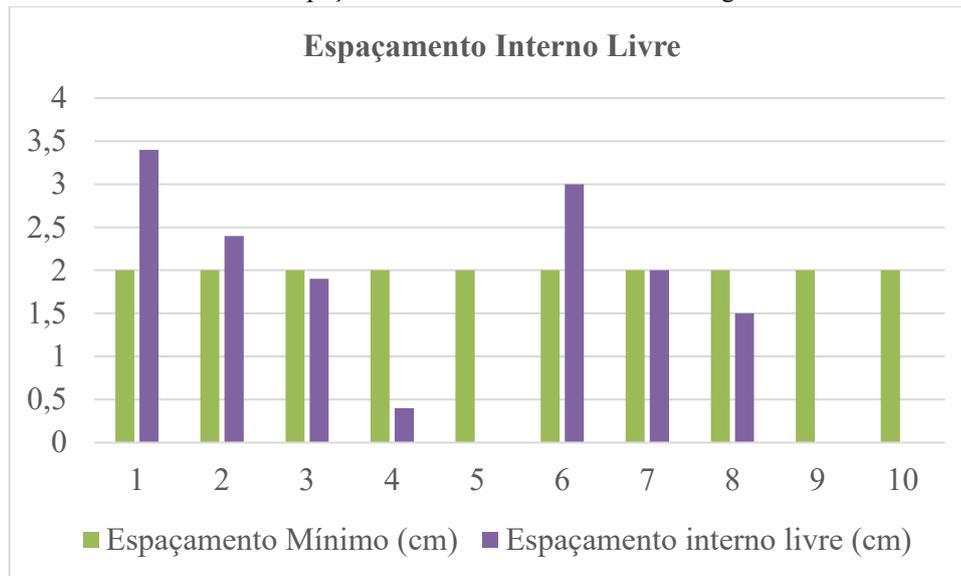
Tabela 8 - Acomodação das barras longitudinais nos pilares.

<b>Acomodação das barras longitudinais nos Pilares</b>								
Análise	Seção (cm)	Área da Seção Transversal (cm <sup>2</sup> )	$b_w$ (cm)	Ø das Barras Longitudinais dos Pilares (mm)		Ø dos Estribos (mm)	Cobrimento (cm)	Cota A (cm)
				Pilares	Vigas			
1	14x26	364	14	10	8	5	3	3,4
2	12x30	360	12	10	8	5	2,5	2,4
3	11,5x32	368	11,5	10	8	5	2,5	1,9
4	10x36	360	10	10	8	5	2,5	0,4
5	9x40	360	9	10	8	5	2,5	0
6	14x26	364	14	10	10	5	3	3
7	12x30	360	12	10	10	5	2,5	2
8	11,5x32	368	11,5	10	10	5	2,5	1,5
9	10x36	360	10	10	10	5	2,5	0
10	9x40	360	9	10	10	5	2,5	0

Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

Para um melhor entendimento dos resultados obtidos, quanto ao espaçamento mínimo livre na parte interna entre as barras longitudinais, no qual para o projeto analisado deve ser de no mínimo 2 cm, podem ser observados no gráfico 2, que apresenta o espaçamento mínimo versus o espaçamento disponível.

Gráfico 2 - Espaçamento interno livre entre barras longitudinais



Analisando os resultados obtidos, pode-se observar que o espaçamento interno livre não foi atendido para os projetos com pilares de  $b_w$  menores e iguais a 11,5 cm.

Portanto, os projetos 3, 4 e 5 com  $b_w$  11,5 cm, 10 cm e 9 cm respectivamente não terão os projetos dimensionados, pois não atenderam ao critério, no qual é fundamental para que o concreto seja bem distribuído nas formas no momento da concretagem, evitando heterogeneização dos materiais. E caso o espaçamento interno seja ampliado para as mesmas seções, o cobrimento das armaduras deixaria de ser cumprido, o que não resolveria o problema, pois a falta do cumprimento do cobrimento prejudicaria diretamente a durabilidade e vida útil da edificação.

Mediante os resultados obtidos no dimensionamento estrutural dos projetos 1 e 2 ( $b_w$  de 14 e 12) realizado utilizando o software Eberick V8, foram obtidos os seguintes resultados conforme podem ser observados abaixo e com mais detalhes no relatório de cálculo no apêndice.

A tabela 9 apresenta os pilares dos projetos 1 e 2 que sofreram os maiores esforços tanto de carga axial, de momento fletores e maiores índices de esbeltez, ou seja, as piores situações independentes do eixo em que elemento está localizado. Apresenta ainda as áreas de aço necessárias para satisfazer os esforços solicitantes e consequentemente atender as normativas.

Nota-se ainda que os pilares foram classificados quanto ao índice de esbeltez como pilares moderadamente esbeltos, considerando os efeitos locais de 1ª e 2ª ordem.

A intensidade dos momentos fletores sofridos pelo pilar P3 do segundo projeto exigiu uma área de aço maior que os demais, comparando aos demais pilares, o número de barras de

10mm subiu de 4 para 6. Enquanto que o pilar P3 do primeiro projeto solicitou somente a área de aço mínima.

Tabela 9 - Maiores esforços atuantes nos pilares.

<b>Maiores Esforços Atuantes Nos Pilares</b>							
Projeto	Pilar	Seção	Qtd de Barras	Área de Aço	Maior Esbeltez	Carga Axial	Momento Solicitante de Cálculo
1	P3	14x26	4	3,14 cm <sup>2</sup>	74,14	4,25 tf	1279 kgf.m
	P4	14x26	4	3,14 cm <sup>2</sup>	74,14	7,14 tf	462 kgf.m
	P8	14x26	4	3,14 cm <sup>2</sup>	74,14	3,84 tf	1211 kgf.m
	P9	14x26	4	3,14 cm <sup>2</sup>	74,14	5,49 tf	648 kgf.m
2	P3	12x30	6	4,71 cm <sup>2</sup>	86,5	4,63 tf	1347 kgf.m
	P4	12x30	4	3,14 cm <sup>2</sup>	86,5	7,49 tf	531 kgf.m
	P8	14x30	4	3,14 cm <sup>2</sup>	86,5	4,19 tf	1314 kgf.m
	P9	12x30	4	3,14 cm <sup>2</sup>	86,5	6,08 tf	675 kgf.m

Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

Esse aumento da área de aço possivelmente poderá ser resolvido modificando os vínculos do pilar com a viga, modificando o vínculo de engastado para nós semirrígidos ou rotulado, portanto será analisado abaixo.

Aplicando-se um nó semirrígido na junção da viga superior V5 com o pilar P3 do segundo projeto, no qual se tem o maior esforço de momento fletor, tem-se os seguintes resultados apresentados na tabela 10.

Tabela 10 - Maiores esforços atuantes nos pilares - redimensionados.

<b>Maiores Esforços Atuantes Nos Pilares</b>							
Projeto	Pilar	Seção	Qtd de Barras	Área de Aço	Maior Esbeltez	Carga Axial	Momento Solicitante de Cálculo
1	P3	14x26	4	3,14 cm <sup>2</sup>	74,14	4,25 tf	1279 kgf.m
	P4	14x26	4	3,14 cm <sup>2</sup>	74,14	7,14 tf	462 kgf.m
	P8	14x26	4	3,14 cm <sup>2</sup>	74,14	3,84 tf	1211 kgf.m
	P9	14x26	4	3,14 cm <sup>2</sup>	74,14	5,49 tf	648 kgf.m
2	P3	12x30	4	3,14 cm <sup>2</sup>	86,5	4,58 tf	1225 kgf.m
	P4	12x30	4	3,14 cm <sup>2</sup>	86,5	7,49 tf	531 kgf.m
	P8	12x30	4	3,14 cm <sup>2</sup>	86,5	4,24 tf	1328 kgf.m
	P9	12x30	4	3,14 cm <sup>2</sup>	86,5	6,08 tf	675 kgf.m

Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

Pode observar que a área de aço solicitante no pilar P3 foi reduzida para a mínima, no qual corresponde a quatro barras de 10mm de diâmetro. Consequentemente o pilar P8 passou a

sofrer um pequeno aumento na solicitação de esforços, mas manteve-se com o dimensionamento de 4 barras de 10mm.

Quanto a análise dos esforços globais, tabela 11, os resultados obtidos ficaram abaixo do parâmetro de análise de 1.10, sendo, portanto, o conjunto dos elementos estruturais da edificação classificados como estrutura rígida de nós fixos e dispensando a análise global de 2ª ordem.

Tabela 11 - Análise Global da Estrutura pelo Coeficiente  $\gamma_z$

<b>Análise Global da Estrutura pelo Coeficiente <math>\gamma_z</math></b>				
	Direção X	Direção Y	Parâmetro de Análise	Situação
Projeto 1	1,03	1,01	1,10	Estrutura rígida de nós fixos
Projeto 2	1,04	1,01		Estrutura rígida de nós fixos
Projeto 3			Projeto Recusado	
Projeto 4			Projeto Recusado	
Projeto 5			Projeto Recusado	

Os projetos 3, 4 e 5 foram excluídos do dimensionamento por não atenderem ao espaçamento mínimo livre entre as barras longitudinais.

Fonte: Almeida O.F.; Oliveira T.F., 2018.

Para análise do estado limite de deformação da estrutura, segue as figuras 19 e 20, localizadas nas próximas páginas, referentes aos projetos 1 e 2 respectivamente.

As figuras são fontes de um dos mecanismos de análise do Eberick V8 e apresentam o pórtico global das vigas e pilares, representando por meio de escala de cores os elementos que sofreram o menor ao maior deslocamento.

Os elementos estruturais que menor sofreram deformações estão apresentados na cor verde, já os elementos que apresentaram cores laranja seguida do vermelho, correspondem aos elementos que maior sofreram deformações gradativamente.

As apresentações dos elementos em cor vermelha não indicam que os elementos estão com deformações acima do permitido normativamente, mas somente que são os elementos que maior sofreram deformações.

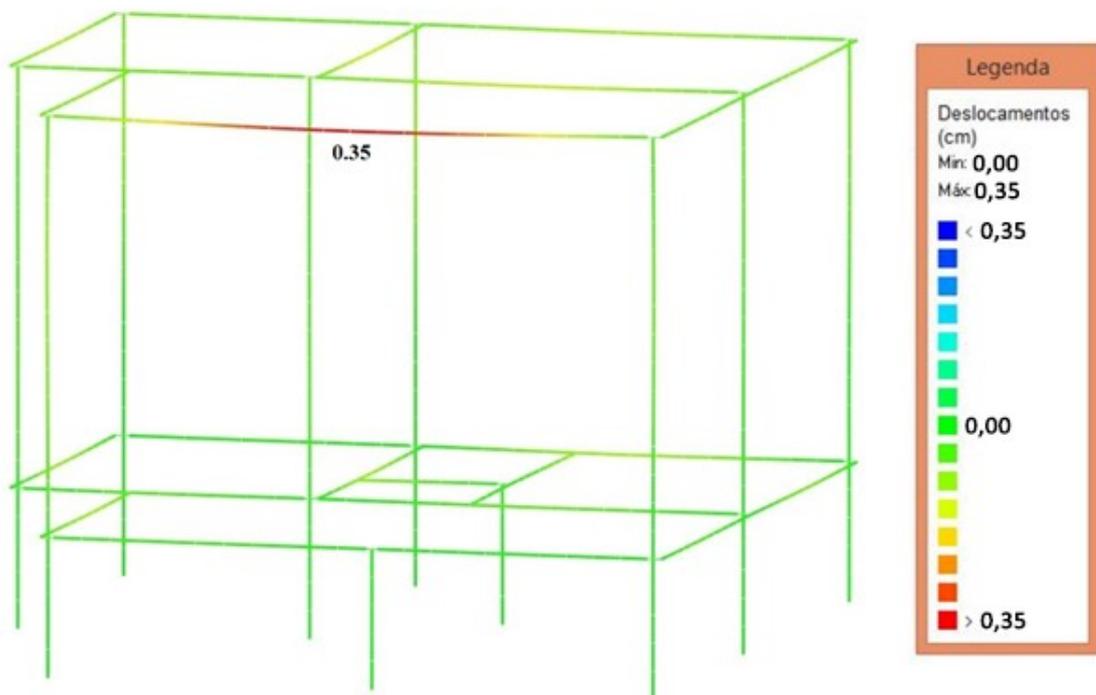
A NBR 6118:2014 apresenta em sua tabela 13.3 – Limites para deslocamentos – os valores máximos de deslocamentos permitidos para os elementos estruturais, no qual apresenta os valores práticos para verificação do estado-limite de serviço.

Para a aceitabilidade sensorial visual, no qual corresponde aos deslocamentos visíveis dos elementos estruturais, a norma firma que o deslocamento limite deve ser de no máximo  $l/250$ . Onde  $l$  corresponde ao comprimento total do elemento.

Portanto, conforme as figuras seguintes, tanto para o projeto 1 quanto para o projeto 2, o elemento que maior sofreu deformação foi a viga superior V5, com valores de 0,35 cm para o projeto 1 e de 0,31 cm para o projeto 2.

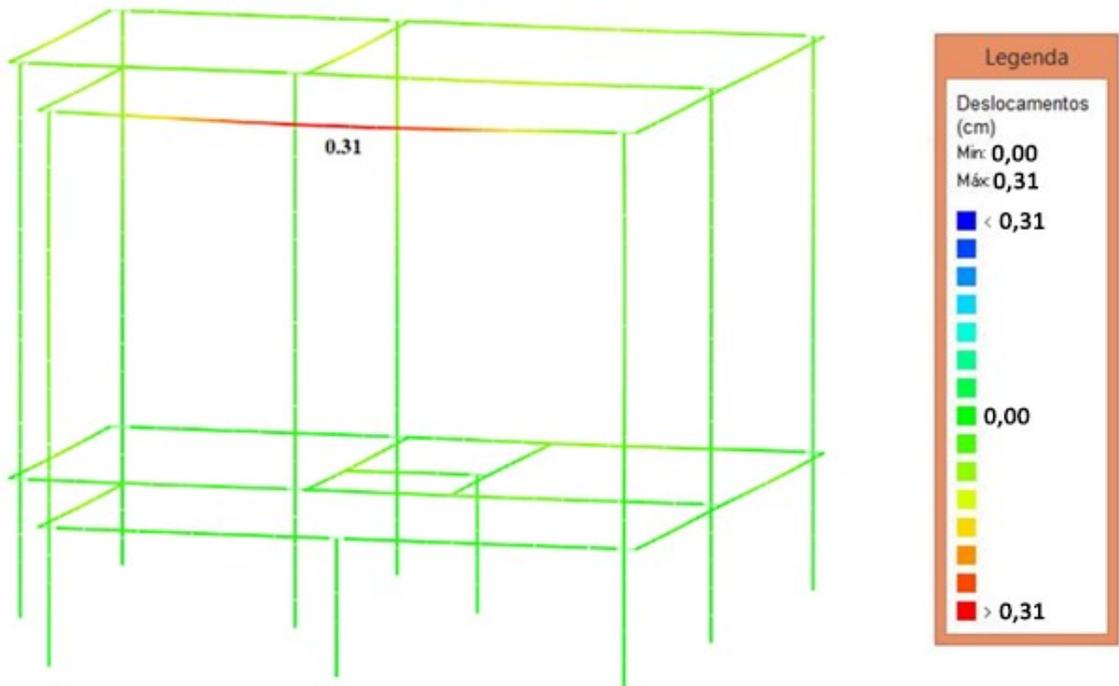
Portanto, conforme os resultados apresentados abaixo, todos os elementos apresentados estão abaixo do valor limite de deformação fixado pela norma, ou seja, ambos os resultados abaixo foram satisfatórios para o cumprimento dessa análise.

Figura 19 - Deslocamentos Projeto 1.



Fonte: Eberick V8

Figura 20 - Deslocamentos Projeto 2



Fonte: Eberick V8

## 6. CONCLUSÃO

O desenvolvimento do presente trabalho possibilitou realizar uma análise de duas normas que regem os critérios para o dimensionamento estrutural de concreto armado aplicado numa edificação habitacional de até 6 metros de altura, adotando os elementos estruturais denominados pilares com dimensões inferiores as mínimas exigidas pela norma específica, além de uma reflexão acerca dos critérios necessários para que uma estrutura tenha uma vida útil satisfatória.

Através da análise dos resultados, conclui-se que é possível fazer o dimensionamento dos pilares utilizando uma dimensão  $b_w$  inferior a 14 cm e ainda estar amparado pelas normas brasileiras.

Esses resultados contribuem para atender possíveis soluções técnicas no dimensionamento de edificações que necessitam ter uma compatibilização estrutural com a arquitetura, como por exemplo, para ampliação do espaço ou para cumprir algum outro requisito de espaçamento mínimo exigido por norma, ou ainda, dar soluções para limitações do terreno da edificação.

Assim, o trabalho contribui também como auxílio, aos profissionais e interessados, para o entendimento da associação e aplicação de ambas as normas.

Nesse trabalho não foi realizado o levantamento quantitativo dos materiais e tampouco o orçamento da obra, mas mediante essa análise é possível ainda calcular a possibilidade econômica, dada as diferenças das composições dos materiais decorrentes das alterações das dimensões dos elementos estruturais.

Mediante os resultados apresentados no capítulo cinco pode-se notar que o dimensionamento dos pilares com  $b_w$  menor que 12 cm não conseguem atender todos os demais critérios da NBR 6118:2014 que não foram dispensados pela norma NBR 15.575:2013, como por exemplo, o cobrimento, espaçamento livre mínimo entre as barras, dimensões mínimas das armaduras e a área mínima da seção transversal.

Consequentemente, a falta do atendimento a um desses critérios normativos pode afetar diretamente ou indiretamente de forma negativa na vida útil das armaduras dos elementos estruturais, na trabalhabilidade e qualidade da concretagem dos mesmos, a funcionalidade para qual a edificação foi projetada, a confiabilidade, ou seja, de forma geral pode afetar a vida útil da edificação e colocar em risco a segurança dos usuários.

Já no dimensionamento do projeto 2, dos pilares com  $b_w$  de 12 cm, mediante a associação das normas NBR 6118:2014 e 15.575:2013, e com a adoção de um concreto

favorável ao objetivo do trabalho, possibilitou realizar o dimensionamento de toda a edificação satisfazendo a todos os esforços solicitantes e cumprindo com os demais critérios normativos.

Do mesmo modo, em locais de traspasse, em que se acumula uma maior área de aço, aumentando as chances de se ter uma redução no espaçamento interno livre, também foi possível atender as normativas.

Ainda nos resultados, pode-se observar pelas tabelas que, para os projetos 1 e 2 os esforços solicitantes, como cargas axiais, momentos fletores, índice de esbeltez, deslocamento dos elementos e efeitos locais e globais de 1ª e 2ª ordem, mesmo nas piores situações, apresentaram resultados não críticos e de boa trabalhabilidade.

Uma vez que o dimensionamento de uma estrutura de nós móveis tendem a exigir mais experiência do projetista do que o dimensionamento de uma estrutura de nós fixos.

É importante fixar que a norma de desempenho firma que para se comprovar a eficiência do dimensionamento faz-se necessário se guardar da demonstração da segurança e estabilidade da edificação através dos ensaios de corpo mole e corpo duro.

Dessa forma, o ensaio de corpo mole e corpo duro comprovam ou não, mediante as ações das cargas que a estrutura se encontra submetida, se a estrutura possua rigidez suficiente para que não sofra deformações e não ocorram avarias nos elementos estruturais, evitando patologias que poderiam vir a causar problemas de desconforto aos usuários e afetando também a estética.

Portanto, através dos resultados apresentados acima, é possível afirmar que o projeto 2, com pilares configurados com  $b_w$  igual a 12 cm, atende com todos os critérios de dimensionamento de projeto estrutural de concreto armado, de ambas as normas, satisfazendo os estados limites, segurança e vida útil da edificação, permitindo assim, que os objetivos propostos fossem alcançados.

Os resultados também evidenciam que pilares com  $b_w$  superior a 12 cm também devem atender aos critérios normativos, desde que os materiais adotados no dimensionamento contribuam para o resultado que se pretende alcançar, mas não deixando em hipótese alguma de atender aos esforços solicitantes da edificação em particular.

Pensando em custos, é possível que os ensaios de corpo mole e corpo duro sejam viáveis para situações em que um mesmo projeto seja repetido diversas vezes, como na construção de um conjunto habitacional, pois estaria aproveitando um único ensaio para inúmeras edificações. Nessa situação, um estudo quantitativo poderia determinar em que quantidade mínima de edificações o investimento se tornaria viável, levando se em conta os materiais e a mão de obra.

Por fim, conclui-se que é possível dimensionar um projeto de concreto armado, para edificações habitacionais, aplicando pilares com dimensões inferiores a mínima fixada pela norma específica NBR 6118:2014, desde que, associando-a a norma de desempenho NBR 15.5575:2013 e cumprindo os critérios normativos de ambas as normas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento**. Rio de Janeiro – RJ, 2014.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 15.575-2: **Edificações habitacionais – Desempenho: Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais**. Rio de Janeiro – RJ, 2013.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro – RJ, 2003.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. 1 v.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. 2 v.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. 3 v.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos (coord.). **Pilares de Concreto Armado**. 97 f. Notas de aula – Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2005.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 1. ed. v. 2. São Paulo: PINI, 2009.

FONTES, F.F. (2005). **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. Dissertação (Mestrado). São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos Materiais**. 5. ed. São Paulo: Pearson, 2004.

MARTINS, José Carlos. **Desempenho de Edificações Habitacionais: Guia orientativo para atendimento à norma ABNT NBR 15575:2013**. 2. ed. Brasília - DF: CBIC - Câmara Brasileira da Indústria da Construção, 2013.

MARTINS, José Carlos. **Dúvidas Sobre a Norma de Desempenho: Especialistas respondem às principais dúvidas e elencam requisitos de suportes para elaboração de projetos**. Brasília – DF: CBIC – Câmara Brasileira da Indústria da Construção, 2015.

PFEIL, Walter do Couto; PFEIL, Michèle Schubert. **Estruturas De Aço: Dimensionamento Prático**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2014.

SANTOS, L. M.; FRANCO, M. **Instabilidade e Efeitos de Segunda Ordem nas Estruturas de Concreto**. In: III Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto, Anais, p.137-149, São Paulo, dez. 1993.

YIN, Robert K. **Estudo de caso – planejamento e métodos**. (2Ed.). Porto Alegre: Bookman. 2001.

YURA, J. A. **The Effective Length of Columns in Unbraced Frames**. AISC Journal Engineering, V. 8(2), p. 37-42, April, 1971.

# APÊNDICES

## APÊNDICE A – Cálculo dos Pilares – Projeto 1.

Cobertura  
Lance 2

$f_{ck} = 250.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 238000 \text{ kgf/cm}^2$   
 $cobr = 3.00 \text{ cm}$

Peso Espec =  $2500.00 \text{ kgf/m}^3$

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B  lih vínc esb H  (cm)	Nd máx Nd mín (tf) ni Zr	MBd topo MBd base  MHd topo MHd base  (kgf.m)	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase  MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	Madtopo Madcentro Madbase  MB2d MBcd  MH2d MHcd (kgf.m)	Processo de Cálculo	As b(cm <sup>2</sup> )  As h  % armad
P1	14.00 X 26.00	300.00 RR 74.14 300.00 RR 39.92	2.99 1.53 0.05 0.00 0.00	353 330 343 370	353 141 330 220 97 243	35 18 35 74 4 27 1	Msd(x) = 485 kgf.m Msd(y) = 276 kgf.m Mrd(x) = 696 kgf.m Mrd(y) = 395 kgf.m Mrd/Msd=1.43	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.9
P2	14.00 X 26.00	300.00 RR 74.14 300.00 RR 39.92	2.66 1.31 0.04 0.00 0.00	422 393 234 221	422 169 393 122 49 103	32 16 32 69 4 20 0	Msd(x) = 567 kgf.m Msd(y) = 152 kgf.m Mrd(x) = 728 kgf.m Mrd(y) = 196 kgf.m Mrd/Msd=1.29	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.9
P3	14.00 X 26.00	300.00 RR 74.14 300.00 RR 39.92	4.25 2.43 0.07 0.00 0.00	329 344 1279 709	223 95 238 1279 511 709	50 25 50 93 4 56 5	Msd(x) = 279 kgf.m Msd(y) = 1661 kgf.m Mrd(x) = 283 kgf.m Mrd(y) = 1681 kgf.m Mrd/Msd=1.01	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.9
P4	14.00 X 26.00	300.00 RR 74.14 300.00 RR 39.92	7.14 4.14 0.11 0.00 0.00	395 349 462 274	395 158 349 313 135 132	84 42 84 155 11 53 3	Msd(x) = 598 kgf.m Msd(y) = 391 kgf.m Mrd(x) = 794 kgf.m Mrd(y) = 519 kgf.m Mrd/Msd=1.33	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.9
P5	14.00 X 26.00	300.00 RR 74.14 300.00 RR 39.92	5.17 2.93 0.08 0.00 0.00	456 403 431 408	456 183 403 279 112 264	61 31 61 122 9 41 2	Msd(x) = 647 kgf.m Msd(y) = 349 kgf.m Mrd(x) = 763 kgf.m Mrd(y) = 412 kgf.m Mrd/Msd=1.18	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.9
P8	14.00 X	300.00 RR 74.14	3.84 2.10	226 221	108 43 102	45 23 45	Msd(x) = 136 kgf.m Msd(y) = 1571 kgf.m	1.57 2 ø 10.0 1.57

Dados					Resultados				
Pilar	Seção (cm)	lib vinc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni Zr	MBd topo MBd base (kgf.m)	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	MHd topo MHd base (kgf.m)	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm²) As h % armad
	26.00	300.00 RR 39.92	0.06 0.00 0.00	1211 605	1211 485 605		76 2 51 4	Mrd(x) = 146 kgf.m Mrd(y) = 1693 kgf.m Mrd/Msd=1.08	2 ø 10.0 0.9
P9	14.00 X 26.00	300.00 RR 74.14	5.49 3.20	178 165	178 71 165		64 32 64 109	Msd(x) = 302 kgf.m Msd(y) = 703 kgf.m	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0
		300.00 RR 39.92	0.08 0.00 0.00	648 444	562 225 342		4 54 3	Mrd(x) = 562 kgf.m Mrd(y) = 1307 kgf.m Mrd/Msd=1.86	0.9
P10	14.00 X 26.00	300.00 RR 74.14	3.32 1.79	361 342	361 144 342		40 20 40 81	Msd(x) = 501 kgf.m Msd(y) = 670 kgf.m	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0
		300.00 RR 39.92	0.05 0.00 0.00	618 536	536 214 442		4 38 2	Mrd(x) = 615 kgf.m Mrd(y) = 823 kgf.m Mrd/Msd=1.23	0.9

(\*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

## APÊNDICE B – Resultados dos Pilares – Projeto 1.

Dados							Resultados			
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni Zr	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b	Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	14.00 X 26.00	300.00 300.00	300.00 RR 300.00 RR	2.39 1.22	353 330	343 370	1.57 1.57 0.9	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	74.14 39.92
P2 1:20	14.00 X 26.00	300.00 300.00	300.00 RR 300.00 RR	2.13 1.04	422 393	234 221	1.57 1.57 0.9	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	74.14 39.92
P3 1:20	14.00 X 26.00	300.00 300.00	300.00 RR 300.00 RR	3.40 1.95	329 344	1279 709	1.57 1.57 0.9	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	74.14 39.92
P4 1:20	14.00 X 26.00	300.00 300.00	300.00 RR 300.00 RR	5.71 3.31	395 349	462 274	1.57 1.57 0.9	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	74.14 39.92

Dados								Resultados			
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib lih (cm)	vinc vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b As h % armad total	Ferros	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P5 1:20	14.00 X 26.00	300.00	300.00	RR	4.14	456	431	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	74.14 39.92
		300.00	300.00	RR	2.34	403	408	1.57	2 ø 10.0		
								0.9	4 ø 10.0		
P8 1:20	14.00 X 26.00	300.00	300.00	RR	3.07	226	1211	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	74.14 39.92
		300.00	300.00	RR	1.68	221	605	1.57	2 ø 10.0		
								0.9	4 ø 10.0		
P9 1:20	14.00 X 26.00	300.00	300.00	RR	4.39	178	648	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	74.14 39.92
		300.00	300.00	RR	2.56	165	444	1.57	2 ø 10.0		
								0.9	4 ø 10.0		
P10 1:20	14.00 X 26.00	300.00	300.00	RR	2.66	361	618	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	74.14 39.92
		300.00	300.00	RR	1.43	342	536	1.57	2 ø 10.0		
								0.9	4 ø 10.0		

### APÊNDICE C – Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta – Projeto 1.

Caso 4 Acidental									
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)				
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem		
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo Y
Cobertura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Terreo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Varição no deslocamento do topo da edificação: 1.49%

Caso 6 Vento X+									
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)				
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem		
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo Y
Cobertura	0.14	0.00	0.14	0.00	0.44	0.00	0.46	0.00	0.00
Terreo	0.01	0.00	0.01	0.00	0.03	0.00	0.03	0.00	0.00

Varição no deslocamento do topo da edificação: 2.65%

Caso 7 Vento X-									
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)				
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem		
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo Y
Cobertura	-0.14	0.00	-0.14	0.00	-0.44	0.00	-0.46	0.00	0.00
Terreo	-0.01	0.00	-0.01	0.00	-0.03	0.00	-0.03	0.00	0.00

Varição no deslocamento do topo da edificação: 2.65%

Caso 8 Vento Y+									
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)				
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem		
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo Y
Cobertura	0.00	0.06	0.00	0.06	0.00	0.43	0.00	0.44	0.00

Caso 8 Vento Y+								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Terreo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.03

Variação no deslocamento do topo da edificação: 1.06%

Caso 9 Vento Y-								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	0.00	-0.06	0.00	-0.06	0.00	-0.43	0.00	-0.44
Terreo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.03	0.00	-0.03

Variação no deslocamento do topo da edificação: 1.06%

Caso 10 Desaprumo X+								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	0.02	0.00	0.03	0.00	0.07	0.00	0.08	0.00
Terreo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.10	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 2.61%

Caso 11 Desaprumo X-								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	-0.02	0.00	-0.03	0.00	-0.07	0.00	-0.08	0.00
Terreo	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.10	0.00	-0.10	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 2.61%

Caso 12 Desaprumo Y+								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.07	0.00	0.07
Terreo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.10

Variação no deslocamento do topo da edificação: 1.05%

Caso 13 Desaprumo Y-								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	0.00	-0.01	0.00	-0.01	0.00	-0.07	0.00	-0.07
Terreo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.10	0.00	-0.10

Variação no deslocamento do topo da edificação: 1.05%

**APÊNDICE D** – Verificação da Estabilidade Global da Estrutura – Projeto 1.

<b>Eixo X (1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1)</b>						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	400	27.55	0.37	0.37	0.16	0.01
Terreo	100	38.98	0.03	0.03	0.01	0.00

<b>Eixo Y (1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3)</b>						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	400	27.55	0.37	0.37	0.05	0.06
Terreo	100	38.98	0.03	0.03	0.01	0.01

<b>Coefficiente Gama-Z</b>		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	1.52	1.49
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	0.05	0.02
Gama-Z	1.03	1.01

Valor limite: 1.10

<b>Gama-Z por Combinação</b>						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.4G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V1	2.53	2.48	0.07	0.01	1.03	1.00
1.4G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V2	2.53	2.48	0.07	0.01	1.03	1.00
1.4G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V3	2.53	2.48	0.01	0.03	1.01	1.01
1.4G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V4	2.53	2.48	0.01	0.03	1.01	1.01
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1	1.52	1.49	0.05	0.01	<b>1.03</b>	1.00
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2	1.52	1.49	0.05	0.01	1.03	1.00
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3	1.52	1.49	0.02	0.02	1.01	<b>1.01</b>
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4	1.52	1.49	0.02	0.02	1.01	1.01
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4V1	2.53	2.48	0.07	0.00	1.03	1.00
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4V2	2.53	2.48	0.07	0.00	1.03	1.00
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4V3	2.53	2.48	0.01	0.03	1.01	1.01
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4V4	2.53	2.48	0.01	0.03	1.01	1.01
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V1	2.53	2.48	0.05	0.00	1.02	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V2	2.53	2.48	0.05	0.00	1.02	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V3	2.53	2.48	0.01	0.02	1.00	1.01
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V4	2.53	2.48	0.01	0.02	1.00	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V1	1.52	1.49	0.03	0.00	1.02	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V2	1.52	1.49	0.03	0.00	1.02	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V3	1.52	1.49	0.01	0.01	1.01	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V4	1.52	1.49	0.01	0.01	1.01	1.01
G1+G2+S+1.4V1	2.53	2.48	0.05	0.00	1.02	1.00
G1+G2+S+1.4V2	2.53	2.48	0.05	0.00	1.02	1.00
G1+G2+S+1.4V3	2.53	2.48	0.01	0.02	1.00	1.01
G1+G2+S+1.4V4	2.53	2.48	0.01	0.02	1.00	1.01

## APÊNDICE E – Cálculo dos Pilares – Projeto 2.

Cobertura  
Lance 2

$f_{ck} = 300.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 260716 \text{ kgf/cm}^2$   
 $\text{cobr} = 2.50 \text{ cm}$

Peso Espec =  $2500.00 \text{ kgf/m}^3$

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vinc esb B  lih vinc esb H  (cm)	Nd máx Nd mín (tf) ni  Zr	MBd topo MBd base  MHd topo MHd base  (kgf.m)	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase  MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	Madtopo Madcentro Madbase  MB2d MBcd  MH2d MHcd (kgf.m)	Processo de Cálculo	As b(cm <sup>2</sup> )  As h  % armad
P1	12.00 X 30.00	300.00 RR 86.50  300.00 RR 34.60	3.39 1.75  0.04 0.00 0.00	332 300  380 382	332 133 300  254 101 248	37 18 37 93 5 23 1	Msd(x) = 498 kgf.m Msd(y) = 342 kgf.m  Mrd(x) = 635 kgf.m Mrd(y) = 437 kgf.m Mrd/Msd=1.27	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0  0.9
P2	12.00 X 30.00	300.00 RR 86.50  300.00 RR 34.60	2.93 1.45  0.04 0.00 0.00	395 361  220 201	395 158 361  109 44 80	32 16 32 84 5 15 0	Msd(x) = 577 kgf.m Msd(y) = 147 kgf.m  Mrd(x) = 668 kgf.m Mrd(y) = 170 kgf.m Mrd/Msd=1.16	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0  0.9
P3	12.00 X 30.00	300.00 RR 86.50  300.00 RR 34.60	4.58 2.63  0.06 0.00 0.00	296 298  1225 687	296 119 298  1139 463 551	50 25 50 120 6 46 3	Msd(x) = 468 kgf.m Msd(y) = 1538 kgf.m  Mrd(x) = 472 kgf.m Mrd(y) = 1551 kgf.m Mrd/Msd=1.01	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0  0.9
P4	12.00 X 30.00	300.00 RR 86.50  300.00 RR 34.60	7.48 4.32  0.10 0.00 0.00	355 302  561 402	355 142 302  410 164 255	81 40 81 187 12 44 2	Msd(x) = 589 kgf.m Msd(y) = 553 kgf.m  Mrd(x) = 710 kgf.m Mrd(y) = 668 kgf.m Mrd/Msd=1.21	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0  0.9
P5	12.00 X 30.00	300.00 RR 86.50  300.00 RR 34.60	5.52 3.13  0.07 0.00 0.00	409 354  465 416	409 164 354  315 126 271	60 30 60 147 10 33 1	Msd(x) = 634 kgf.m Msd(y) = 425 kgf.m  Mrd(x) = 695 kgf.m Mrd(y) = 466 kgf.m Mrd/Msd=1.10	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0  0.9
P8		300.00 RR	4.24	215	215	47		1.57

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vinc esb B  lih vinc esb H  (cm)	Nd máx Nd mín (tf)  Zr	MBd topo MBd base  MHd topo MHd base  (kgf.m)	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase  MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase  (kgf.m)	Madtopo Madcentro Madbase  MB2d MBcd  MH2d MHcd  (kgf.m)	Processo de Cálculo	As b(cm²)  As h  % armad
	12.00 X 30.00	86.50  300.00 RR 34.60	2.33  0.05 0.00 0.00	207  1328 614	86 207  1242 551 486	23 47 108 4 45 3	Msd(x) = 354 kgf.m Msd(y) = 1676 kgf.m  Mrd(x) = 400 kgf.m Mrd(y) = 1898 kgf.m Mrd/Msd=1.13	2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0  0.9
P9	12.00 X 30.00	300.00 RR 86.50  300.00 RR 34.60	6.07 3.55  0.08 0.00 0.00	185 171  663 428	185 74 171  582 233 325	65 33 65 144 6 44 2	Msd(x) = 338 kgf.m Msd(y) = 786 kgf.m  Mrd(x) = 555 kgf.m Mrd(y) = 1293 kgf.m Mrd/Msd=1.65	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0  0.9
P10	12.00 X 30.00	300.00 RR 86.50  300.00 RR 34.60	3.69 2.00  0.05 0.00 0.00	327 302  680 536	327 131 302  603 241 442	41 20 41 101 5 33 1	Msd(x) = 496 kgf.m Msd(y) = 814 kgf.m  Mrd(x) = 560 kgf.m Mrd(y) = 919 kgf.m Mrd/Msd=1.13	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0  0.9

(\*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

## APÊNDICE F – Resultados dos Pilares – Projeto 2.

**Cobertura** fck = 300.00 kgf/cm²

E = 260716 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

**Lance 2**

cobr = 2.50 cm

Dados							Resultados			
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b As h % armad total	Ferros	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	12.00 X 30.00	300.00 300.00	300.00 RR 300.00 RR	2.51 1.30	332 300	380 382	1.57 1.57 0.9	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	86.50 34.60
P2 1:20	12.00 X 30.00	300.00 300.00	300.00 RR 300.00 RR	2.17 1.07	395 361	220 201	1.57 1.57 0.9	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	86.50 34.60
P3 1:20	12.00 X 30.00	300.00 300.00	300.00 RR 300.00 RR	3.40 1.95	296 298	1225 687	1.57 1.57	2 ø 10.0 2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	86.50 34.60

Dados							Resultados				
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib lih (cm)	vinc vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b As h % armad total	Ferros 2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
	30.00							0.9 4 ø 10.0			
P4 1:20	12.00 X 30.00	300.00 300.00	300.00 300.00	RR RR	5.54 3.20	355 302	561 402	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.9 4 ø 10.0		ø 5.0 c/ 12	86.50 34.60
P5 1:20	12.00 X 30.00	300.00 300.00	300.00 300.00	RR RR	4.09 2.32	409 354	465 416	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.9 4 ø 10.0		ø 5.0 c/ 12	86.50 34.60
P8 1:20	12.00 X 30.00	300.00 300.00	300.00 300.00	RR RR	3.14 1.73	215 207	1328 614	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.9 4 ø 10.0		ø 5.0 c/ 12	86.50 34.60
P9 1:20	12.00 X 30.00	300.00 300.00	300.00 300.00	RR RR	4.49 2.63	185 171	663 428	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.9 4 ø 10.0		ø 5.0 c/ 12	86.50 34.60
P10 1:20	12.00 X 30.00	300.00 300.00	300.00 300.00	RR RR	2.73 1.48	327 302	680 536	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.9 4 ø 10.0		ø 5.0 c/ 12	86.50 34.60

### APÊNDICE G – Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta – Projeto 2.

Caso 4 Acidental									
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)				
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem		
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo Y
cobertura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
térreo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Varição no deslocamento do topo da edificação: 1.36%

Caso 6 Vento X+									
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)				
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem		
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo Y
cobertura	0.17	0.00	0.17	0.00	0.44	0.00	0.46	0.00	0.00
térreo	0.01	0.00	0.01	0.00	0.03	0.00	0.02	0.00	0.00

Varição no deslocamento do topo da edificação: 3.24%

Caso 7 Vento X-									
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)				
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem		
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo Y
cobertura	-0.17	0.00	-0.17	0.00	-0.44	0.00	-0.46	0.00	0.00
térreo	-0.01	0.00	-0.01	0.00	-0.03	0.00	-0.02	0.00	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 3.24%

Caso 8 Vento Y+								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
cobertura	0.00	0.05	0.00	0.05	0.00	0.43	0.00	0.44
térreo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.03

Variação no deslocamento do topo da edificação: 0.87%

Caso 9 Vento Y-								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
cobertura	0.00	-0.05	0.00	-0.05	0.00	-0.43	0.00	-0.44
térreo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.03	0.00	-0.03

Variação no deslocamento do topo da edificação: 0.87%

Caso 10 Desaprumo X+								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
cobertura	0.03	0.00	0.03	0.00	0.07	0.00	0.08	0.00
térreo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	0.00	0.09	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 3.19%

Caso 11 Desaprumo X-								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
cobertura	-0.03	0.00	-0.03	0.00	-0.07	0.00	-0.08	0.00
térreo	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.09	0.00	-0.09	0.00

Variação no deslocamento do topo da edificação: 3.19%

Caso 12 Desaprumo Y+								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
cobertura	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.07	0.00	0.07
térreo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	0.00	0.09

Variação no deslocamento do topo da edificação: 0.86%

Caso 13 Desaprumo Y-								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
cobertura	0.00	-0.01	0.00	-0.01	0.00	-0.07	0.00	-0.07
térreo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.09	0.00	-0.09

Variação no deslocamento do topo da edificação: 0.86%

## APÊNDICE H - Verificação da Estabilidade Global da Estrutura – Projeto 2.

Eixo X (1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
cobertura	400	27.73	0.37	0.37	0.18	0.01
térreo	100	33.95	0.03	0.03	0.01	0.00

Eixo Y (1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
cobertura	400	27.73	0.37	0.37	0.04	0.05
térreo	100	33.95	0.03	0.03	0.01	0.01

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	1.52	1.49
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	0.06	0.02
Gama-Z	1.04	1.01

Valor limite: 1.10

Gama-Z por Combinação						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.4G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V1	2.53	2.48	0.08	0.00	1.03	1.00
1.4G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V2	2.53	2.48	0.08	0.00	1.03	1.00
1.4G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V3	2.53	2.48	0.01	0.02	1.01	1.01
1.4G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V4	2.53	2.48	0.01	0.02	1.01	1.01
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1	1.52	1.49	0.06	0.00	<b>1.04</b>	1.00
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2	1.52	1.49	0.06	0.00	1.04	1.00
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3	1.52	1.49	0.01	0.02	1.01	<b>1.01</b>
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4	1.52	1.49	0.01	0.02	1.01	1.01
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4V1	2.53	2.48	0.08	0.00	1.03	1.00
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4V2	2.53	2.48	0.08	0.00	1.03	1.00
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4V3	2.53	2.48	0.01	0.02	1.00	1.01
1.4G1+1.4G2+1.4S+1.4V4	2.53	2.48	0.01	0.02	1.00	1.01
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V1	2.53	2.48	0.06	0.00	1.02	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V2	2.53	2.48	0.06	0.00	1.02	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V3	2.53	2.48	0.01	0.02	1.00	1.01
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V4	2.53	2.48	0.01	0.02	1.00	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V1	1.52	1.49	0.04	0.00	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V2	1.52	1.49	0.04	0.00	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V3	1.52	1.49	0.01	0.01	1.00	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V4	1.52	1.49	0.01	0.01	1.00	1.01
G1+G2+S+1.4V1	2.53	2.48	0.05	0.00	1.02	1.00
G1+G2+S+1.4V2	2.53	2.48	0.05	0.00	1.02	1.00
G1+G2+S+1.4V3	2.53	2.48	0.01	0.01	1.00	1.01
G1+G2+S+1.4V4	2.53	2.48	0.01	0.01	1.00	1.01