

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA
CAMPUS CAJAZEIRAS

MARIA DAS GRAÇAS OLIVEIRA DE LIMA

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO UTILIZANDO OS MODELOS DE
PÓRTICO PLANO E PÓRTICO ESPACIAL**

Cajazeiras-PB
2025

MARIA DAS GRAÇAS OLIVEIRA DE LIMA

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO UTILIZANDO OS MODELOS DE
PÓRTICO PLANO E PÓRTICO ESPACIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido
à Coordenação do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba-
Campus Cajazeiras, como parte dos
requisitos para a obtenção do Título de
Bacharel em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Daniel Torres Filho.

IFPB / Campus Cajazeiras
Coordenação de Biblioteca
Biblioteca Prof. Ribamar da Silva
Catalogação na fonte: Cícero Luciano Félix CRB-15/750

L732a Lima, Maria das Graças Oliveira de.

Análise estrutural de um edifício utilizando os modelos de pórtico plano e pórtico espacial / Maria das Graças Oliveira de Lima. – Cajazeiras, 2025.

77f. : il.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras, 2025.

Orientador: Prof. Daniel Torres Filho.

1. Construção civil. 2. Análise estrutural. 3. Estrutura de concreto. I. Instituto Federal da Paraíba. II. Título.

IFPB/CZ

CDU: 624.04(043.2)


MARIA DAS GRAÇAS OLIVEIRA DE LIMA

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO UTILIZANDO OS MODELOS DE
PÓRTICO PLANO E PÓRTICO ESPACIAL**


Trabalho de Conclusão de Curso submetido à
Coordenação do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba,
Campus Cajazeiras, como parte dos
requisitos para a obtenção do Título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 13 de março de 2025.


BANCA EXAMINADORA

Documento assinado digitalmente
 DANIEL TORRES FILHO
Data: 20/03/2025 10:30:53-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Daniel Torres Filho – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Orientador

Documento assinado digitalmente
 SARA DE OLIVEIRA MARQUES LUNA
Data: 20/03/2025 12:36:22-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Ma. Sara de Oliveira Marques Luna – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Examinador 1

Documento assinado digitalmente
 KATHARINE TAVEIRA DE BRITO MEDEIROS
Data: 20/03/2025 12:24:02-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Ma. Katharine Taveira de Brito Medeiros – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Examinador 2

Dedico este trabalho aos meus pais, que, com sua dedicação e empenho pela minha educação, me ajudaram a chegar até aqui.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus pelo o dom da vida, por todas as oportunidades concedidas e pelos desafios que colocou no meu caminho, eles me tornaram mais forte e perseverante.

Expresso minha profunda gratidão à minha mãe, Maria Crionizia de Oliveira Lima e ao meu pai, Jarismar de Lima, por todo o amor, carinho, compreensão e principalmente por terem se dedicado incansavelmente para me proporcionar a educação a qual nunca tiveram acesso.

Aos meus irmãos, Cleomar de Oliveira, Antônio Joelson de Oliveira (padim) e Manuel Messias de Oliveira, vocês são para mim a mais pura representação de uma família unida e cheia de amor, que a todo momento fornece apoio e motivação constante para qualquer que seja o objetivo a ser conquistado.

Aos meus sobrinhos, Miguel Dias de Oliveira, Samuel de Sousa Oliveira, Lara Manuella de Sousa Oliveira e José Rafael Dias de Oliveira, vocês são frutos de relacionamentos maravilhosos, a vinda de vocês ao mundo é motivo de alegria e para mim, mais um propósito para que eu continue lutando todos os dias.

Ao professor Daniel Torres Filho, pela paciência, dedicação, conhecimentos compartilhados e auxílio durante todo esse processo, esta pesquisa não seria possível sem você.

Aos meus amigos Thauam Feitoza Bandeira, Alef Lenoan Dantas Mota e Tálysson Alves da Silva, pelos momentos vivenciados, pelos surtos coletivos nas dificuldades da vida acadêmica e em destaque, pela amizade cultivada ao longo desses anos, levarei vocês para a vida.

Ao meu namorado David Harley de Sousa Leite, o amor que tive o prazer de encontrar na faculdade, por todo o companheirismo, motivação e apoio contínuo.

Ao Instituto Federal de Ciência, Tecnologia e Educação da Paraíba (IFPB), *campus* Cajazeiras, assim como aos professores, pela formação técnica exemplar que contribuiu e continuará contribuindo significativamente para a minha trajetória acadêmica e profissional.

A todos mencionados e aos que participaram de alguma maneira durante esse processo, meus sinceros agradecimentos por terem feito parte dessa história de aprendizado.

RESUMO

A partir da década de 1960, houve uma migração exponencial da população das zonas rurais para as zonas urbanas. As cidades, no entanto, não possuíam planejamento para receber esse grande contingente de pessoas, resultando na má distribuição dos espaços. Diante desse cenário, tornou-se necessário otimizar a ocupação dos terrenos, levando à verticalização das edificações, que passaram a ser cada vez mais altas. Para adaptar à nova realidade, intensificou-se o uso do concreto armado nas construções devido à sua resistência, versatilidade e disponibilidade. Conseqüentemente, as análises precisaram se tornar mais refinadas para garantir a segurança das estruturas. Ao longo dos anos, diversos modelos estruturais foram desenvolvidos para que fosse possível analisar o comportamento estrutural dos edifícios, no entanto, modelos mais simples acabaram caindo em desuso com o surgimento de alternativas mais completas, capazes de gerar simulações mais próximas da realidade. Nesse contexto, o presente estudo visa analisar um edifício piloto utilizando os modelos de pórtico plano e pórtico espacial, a fim de comparar os esforços da estrutura para as duas situações. No embasamento teórico, destacou-se a importância da consideração dos efeitos de segunda ordem, da ação do vento e do desaprumo na análise estrutural dos edifícios. Para a obtenção dos resultados, foram empregados dois *softwares* com abordagens distintas: o FTOOL e o TQS. Os dados obtidos foram analisados e evidenciaram que o modelo de pórtico plano gera resultados menores quanto a mobilidade da estrutura, levando a estrutura a ser considerada de nós fixos para três das quatro combinações. Por outro lado, para o modelo de pórtico espacial, a estrutura foi integralmente classificada como sendo de nós móveis, considerando os esforços de segunda ordem. Atrelado a esse fato e a outras considerações, os esforços apresentaram variações em comparação ao modelo de pórtico espacial, especialmente os momentos fletores na viga 1 do térreo, onde no primeiro apoio e meio do vão na cota de 8,0 a 10,0 metros dessa viga, a variação chega a ser de 43% em relação ao modelo de pórtico plano.

Palavras-chave: análise estrutural; pórtico plano; pórtico espacial; estabilidade global.

ABSTRACT

Since the 1960s, there has been an exponential migration of the population from rural areas to urban areas. However, the cities were not planned to accommodate this large influx of people, resulting in poor distribution of space. In light of this scenario, it became necessary to optimize land use, leading to the verticalization of buildings, which began to grow taller. To adapt to this new reality, the use of reinforced concrete in construction was intensified due to its strength, versatility, and availability. Consequently, analyses had to become more refined to ensure the safety of structures. Over the years, various structural models were developed to analyze the structural behavior of buildings; however, simpler models eventually fell into disuse with the emergence of more complete alternatives capable of generating simulations closer to reality. In this context, the present study aims to analyze a pilot building using the plane frame and spatial frame models in order to compare the structural forces for both situations. The theoretical framework emphasized the importance of considering second-order effects, wind action, and out-of-plumb conditions in the structural analysis of buildings. For obtaining the results, two software programs with different approaches were used: FTOOL and TQS. The data obtained were analyzed and showed that the plane frame model produces smaller results concerning the structure's mobility, leading the structure to be considered as having fixed joints for three out of the four combinations. On the other hand, for the spatial frame model, the structure was entirely classified as having movable joints, considering second-order effects. Linked to this fact and other considerations, the forces showed variations compared to the spatial frame model, especially the bending moments in beam 1 on the ground floor, where at the first support and mid-span at the height of 8.0 to 10.0 meters of this beam, the variation reaches 43% compared to the plane frame model.

Keywords: structural analysis; flat portal; space portal; global stability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 - Diagrama tensão versus deformação.	17
Figura 02 - Demonstração do comportamento não linear de uma estrutura.....	18
Figura 03 - Pilar com a demonstração de não linearidade geométrica.....	19
Figura 04 - Vigas contínuas.....	21
Figura 05 - Pórtico Simples.	22
Figura 06 - Grelhas somente de vigas.	22
Figura 07 - Grelhas de vigas e lajes.....	23
Figura 08 - Pórtico plano.	24
Figura 09 - Pórtico espacial.....	26
Figura 10 - Trechos rígidos.	26
Figura 11 – Trecho rígido visto em planta.	27
Figura 12 – Consideração de trecho rígido na mudança de seção de pilares.	27
Figura 13 – Variação de momentos fletores com a modificação da rigidez dos pilares.	28
Figura 14 - Mapa de isopletas.....	33
Figura 15 - Fator topográfico $S1(z)$ para taludes.....	34
Figura 16 - Fator topográfico $S1(z)$ para morros.....	34
Figura 17 - Coeficiente de arrasto para ventos de baixa turbulência.....	38
Figura 18 - Coeficiente de arrasto para ventos de alta turbulência.	38
Figura 19 - Imperfeição geométrica global.	40
Figura 20 - Ação horizontal equivalente ao efeito do desaprumo.	41
Figura 21 - Variáveis para o cálculo do coeficiente γz	49
Figura 22 - Modelagem dos pórticos laterais no FTOOL.	53
Figura 23 - Modelagem do pórtico espacial no TQS.	53

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Parâmetros meteorológicos.	36
Tabela 02 - Fator de rajada para a classe II.	36
Tabela 03 - Valores mínimos do fator estatístico S3.....	36
Tabela 04 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis.....	42
Tabela 05 - Ações variáveis consideradas separadamente.	45
Tabela 06 - Carregamentos verticais para as combinações 1 e 2.	55
Tabela 07 - Carregamentos verticais para as combinações 3 e 4.	56
Tabela 08 – Determinação da força do vento na direção de 0°	57
Tabela 09 - Determinação da força do vento na direção de 90°	57
Tabela 10 - Momento devido a imperfeição global.....	58
Tabela 11 - Carregamentos horizontais	58
Tabela 12 - Momento de tombamento.....	59
Tabela 13 - Momento gerado pelas cargas verticais.....	59
Tabela 14 – Classificação da mobilidade da estrutura.	59
Tabela 15 - Carregamentos horizontais	61
Tabela 16 – Classificação da mobilidade da estrutura.	61

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
2	OBJETIVOS	15
2.1	OBJETIVO GERAL	15
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	15
3	REVISÃO DE LITERATURA	16
3.1	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	16
3.1.1	Análise Linear	16
3.1.2	Análise Não Linear	17
3.1.3	Análise Através de Modelos Físicos	19
3.2	MODELOS ESTRUTURAIS	20
3.2.1	Métodos Aproximados de Vigas Contínuas.....	20
3.2.2	Pórtico H	21
3.2.3	Grelhas Somente de Vigas	22
3.2.4	Grelhas de Vigas e Lajes.....	22
3.2.5	Pórtico Plano	23
3.2.6	Pórtico Espacial.....	25
3.2.6.1	Trechos Rígidos	26
3.2.6.2	Deformação Axial dos Pilares	27
3.3	MÉTODOS DOS ESTADOS LIMITES.....	29
3.3.1	Estado Limite Último (ELU)	29
3.3.2	Estado Limite de Serviço (ELS)	30
3.4	AÇÕES.....	31
3.4.1	Ações Variáveis	31
3.4.1.1	Ação do Vento	32
3.4.2	Ações Permanentes	39

	11
3.4.2.1 Imperfeição Global.....	39
3.4.3 Ações Excepcionais	41
3.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	42
3.5.1 Combinações Últimas	42
3.5.1.1 Combinações Últimas Normais	43
3.5.1.2 Combinações Últimas Especiais ou de Construção.....	44
3.5.1.3 Combinações Últimas Excepcionais	44
3.5.2 Combinações de Serviço	45
3.5.2.1 Combinações Quase Permanente de Serviço	45
3.5.2.2 Combinações Frequentes de Serviço.....	46
3.5.2.3 Combinações Raras de Serviço	46
3.6 ESTABILIDADE GLOBAL.....	46
3.6.1 Coeficiente γ_z	48
4 METODOLOGIA	50
4.1 OBJETO DE ESTUDO.....	50
4.2 NORMAS UTILIZADAS.....	50
4.3 INFORMAÇÕES COMPLEMENTARES	51
4.4 DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS.....	51
4.5 MONTAGEM DO MODELO	52
4.6 ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL.....	53
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	55
5.1 ANÁLISE UTILIZANDO O MODELO DE PÓRTICO PLANO	55
5.1.1 Determinação dos carregamentos verticais.....	55
5.1.2 Determinação dos carregamentos horizontais.....	57
5.1.2.1 Força devido ao vento.....	57
5.1.2.2 Imperfeição Global.....	58

	12
5.1.2.3 Classificação da estrutura quanto à mobilidade dos nós	58
5.2 ANÁLISE UTILIZANDO O MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL.....	60
5.2.1 Forças devido à ação do vento	60
5.2.2 Imperfeição global	60
5.2.3 Classificação da estrutura quanto à mobilidade dos nós.....	61
5.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS DOIS MODELOS ESTRUTURAIS.....	61
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	63
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	65
ANEXO A – PLANTA DE FORMA DOS PAVIMENTOS	68
APÊNDICE A – CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS VERTICAIS	72

1 INTRODUÇÃO

O concreto vem sendo utilizado nas construções ao redor do mundo desde o século XVIII, para conhecer melhor as suas características e peculiaridades, estudos sobre esse material se aprofundaram ao longo dos anos. Atualmente, considera-se que a resistência à tração do concreto corresponde somente a cerca de 10% da sua resistência à compressão. Possuindo ciência desse déficit, engenheiros e pesquisadores da área buscaram soluções para fortalecê-lo, incrementando barras de aço em seu interior, originando o que hoje é designado como concreto armado.

A utilização desse sistema no Brasil cresceu significativamente com a intensificação do êxodo rural. O ocorrido se deve ao fato do contingente de pessoas que chegavam às cidades desprovidas de planejamento, limitando o espaço nos centros urbanos, o que culminou no processo de verticalização dessas áreas. Para Diniz, Lages e Barboza (2019), a construção de edifícios surge como uma solução eficiente para a otimização dos espaços horizontais, possibilitando uma maior densidade populacional em terrenos menores. Esse fenômeno, aliado ao avanço tecnológico, resultou na construção de edifícios mais altos e esbeltos, dando nova característica construtiva a esses locais.

De acordo com Barboza (2008), antes da modernização das ferramentas de trabalho dos engenheiros estruturais, a análise ocorria com a divisão da estrutura em elementos isolados, onde se considerava que as lajes isoladas se apoiavam sobre as vigas de borda, que por sua vez descarregavam as cargas nos pilares, esse método facilitava a determinação dos esforços. Quanto ao cálculo da ação do vento, por apresentar uma maior dificuldade para análise, ele era desprezado em edifícios menores.

Com o advento da tecnologia e melhoria constante das análises de esforços e deslocamentos, os edifícios que apresentavam grande rigidez puderam se tornar mais esbeltos. Para isso, houve a necessidade de implementar softwares que contribuíssem com o desenvolvimento de projetos estruturais e assimilassem a estrutura o mais próximo possível da realidade. Segundo Santos (2018), os programas computacionais estão presentes desde a concepção do projeto até a emissão das plantas finais, hoje ganham destaque quando é considerada a análise de segunda ordem, dando ênfase ao cálculo da ação do vento que é imprescindível em edificações de qualquer porte, além da possibilidade de um grande número de combinações de carga.

Para Marinho (2020), observa-se uma evolução na área de desenvolvimento de projetos

estruturais. Anteriormente, quando as régua de cálculo e calculadoras programáveis predominavam no mercado, o processo de elaboração de um projeto durava semanas ou meses. ~~No entanto~~, essa realidade foi substituída pelo uso de softwares especializados e pelo aprofundamento no conhecimento do concreto armado. Nos dias atuais, algumas ferramentas contam com a implementação do Método de Elementos Finitos, tornando possível analisar a estrutura de forma integrada, levando em consideração todos os seus deslocamentos e variações de esforços. Isso possibilita a realização de análises mais complexas e refinadas, trazendo mais segurança para os projetos.

Os elementos estruturais, são peças em que uma ou duas de suas dimensões são preponderantes sobre as demais, a maneira como são arranjadas interfere diretamente em seu comportamento e pode ser nomeado de sistema estrutural (Carvalho e Figueiredo Filho, 2014). Esse sistema é um conjunto de elementos interconectados, com o objetivo de suportar os carregamentos presentes no edifício e conduzi-los de forma segura e eficiente até o solo, que irá variar dependendo do projeto arquitetônico da edificação e não existe apenas uma maneira de designá-lo (Santos, 2017).

Diante desse cenário, a análise estrutural surge como uma forma de determinar todos os esforços que estarão presentes na estrutura, obtendo uma visão do seu comportamento, partindo inicialmente de um modelo estrutural, que pode ser plano ou espacial, para representar a realidade da edificação. Conforme descrito por Fontes (2005), os pórticos planos levam em consideração os elementos que constituem o pórtico e os esforços que são transmitidos entre si em um dado plano, possuindo ligações rígidas, semirrígidas ou flexíveis. O mesmo autor denomina os pórticos espaciais com as mesmas ligações citadas anteriormente, sendo mais completo para análise estrutural, tendo em vista que é capaz de analisar outros esforços internos, como momento torsor e a adição de uma força cortante e um momento fletor, além de apresentar uma maior precisão quando trata-se da análise de carregamento verticais ou horizontais.

Dessa maneira, este trabalho tem como objetivo determinar os esforços de um edifício piloto, utilizando os modelos estruturais de pórtico plano e pórtico espacial. Sendo observadas as variações de esforços, destacando o comportamento do edifício em cada uma das situações analisadas por meio dos softwares FTOOL e TQS, levando em consideração suas características pré-estabelecidas para a análise.

2 OBJETIVOS

Para melhor delimitação da pesquisa em questão e definição das metas a serem alcançadas, dividiu-se o tópico objetivos em objetivo geral e objetivos específicos, que seguem abaixo.

2.1 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho que como objetivo geral realizar a análise estrutural de um edifício piloto utilizando dois modelos estruturais diferentes, pórtico plano e pórtico espacial, destacando os esforços do edifício para as duas situações.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar a análise estrutural de um edifício piloto utilizando os modelos estruturais em pórtico plano e espacial;
- Comparar a variação entre os esforços obtidos através dos diferentes modelos estruturais;
- Verificar a estabilidade global da estrutura para as duas situações analisadas, utilizando como parâmetro o coeficiente Gama Z.

3 REVISÃO DE LITERATURA

Este capítulo reúne uma seleção de livros e normativas na área de estruturas, além de trabalhos acadêmicos que foram criteriosamente escolhidos para embasar o presente estudo. Apresenta uma síntese dos principais tópicos abordados, essenciais para compreensão do tema servindo também como base para o aprofundamento da pesquisadora no assunto.

3.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

A concepção estrutural é a etapa em que se define a posição, forma de ligação e seções dos elementos que irão constituir o arranjo estrutural. Para Kimura (2018), a análise estrutural consiste em calcular todos os esforços e deslocamentos da estrutura solicitada, por meio de um modelo adequado para simular a estrutura real.

Dessa maneira, a análise estrutural é indispensável para avaliar o comportamento de cada elemento e da estrutura como um todo, além de compreender como o edifício reage à ação das cargas. Fazendo corretamente essa análise é possível identificar erros presentes no projeto antes da fase de construção, garantindo que o projeto final seja seguro, funcional e esteja em conformidade com as normas técnicas.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023a), a análise estrutural pode ser feita através de cinco métodos, que irão se diferir nas hipóteses admitidas para os materiais do qual a estrutura é constituída. A seguir, três métodos serão explicados: análise linear, análise não linear e análise através de modelos físicos. Para todas as análises admite-se que os deslocamentos na estrutura sejam pequenos.

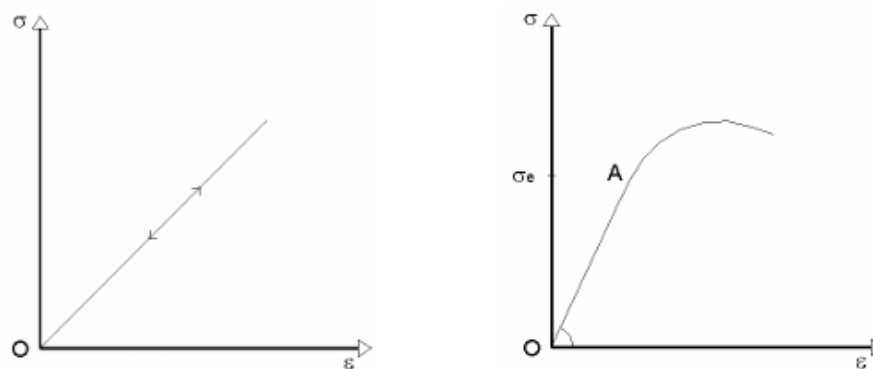
3.1.1 Análise Linear

A análise linear dos elementos estruturais é realizada considerando que os materiais possuem comportamento elástico-linear. A condição elástica de um material está associada à sua capacidade de se deformar sob carregamento e retornar ao seu estado inicial após a remoção dessa carga.

A NBR 6118 (ABNT, 2023a) menciona que a análise linear é utilizada para a verificação dos estados limite de serviço (ELS) e também pode ser aplicada no dimensionamento dos elementos no estado limite último (ELU), desde que haja ductilidade mínima das peças, observando os domínios de deformação.

Em seu trabalho, Fontes (2005) retrata que o material que consegue retornar à sua forma original após a presença de esforços externos é considerado perfeitamente elástico, mas se apenas parte dessa deformação volta ao estado inicial, é considerado parcialmente elástico. A elasticidade é explicada através da relação entre tensão e deformação, conforme a lei de Hooke, que pode ser observada na Figura 01. O ponto em que a relação linear entre essa tensão e a deformação deixa de existir é denominado como o limite de proporcionalidade, onde a linearidade deixa de existir.

Figura 01 - Diagrama tensão versus deformação.



Fonte: Fontes (2005).

Ainda de acordo com o supracitado autor (apud Côrrea, 1991), a análise linear é viável, pois é possível considerar a superposição dos efeitos, podendo ser utilizada na primeira aproximação para a análise não linear, além de basear processos não-lineares em sucessivas iterações lineares.

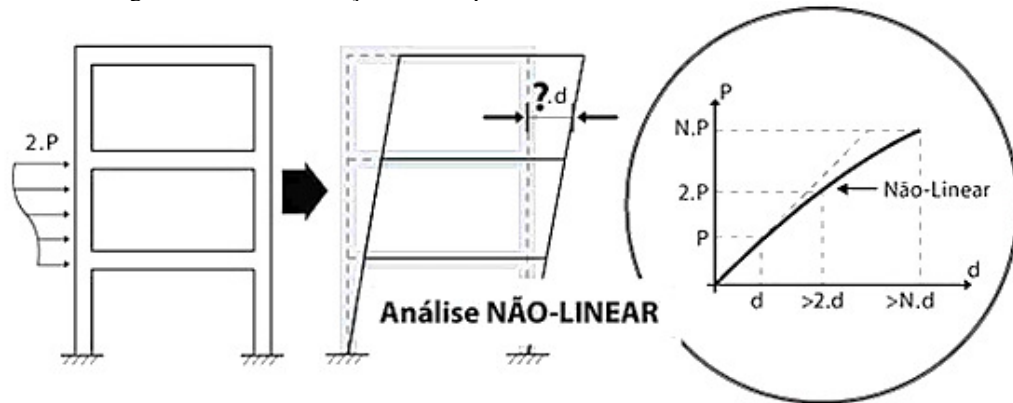
3.1.2 Análise Não Linear

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023a), para que a análise não linear seja efetuada, é necessário que haja conhecimento de toda a geometria e armações da estrutura, gerando uma resposta concisa. Essa análise admite o comportamento não linear dos materiais. Esse tipo de análise pode ser adotado para as verificações de estado limites últimos e estados limites de serviço, seguindo algumas determinações.

Segundo Fontes (2005), a relação não linear do material não é definida por uma constante. Essa análise é mais precisa e próxima da realidade, pois, com ela, as armaduras e as seções dos elementos que foram calculados através da análise linear são determinadas de modo iterativo. Dessa forma, os novos esforços encontrados através da desconsideração do equilíbrio de forças, geram novas armaduras e o processo se repete até convergir em uma armadura final.

Para Kimura (2018), a análise não linear gera um comportamento desproporcional ao acréscimo de cargas aplicadas a estrutura. É possível observar isso na Figura 02, enquanto a aplicação da carga P é dobrada, o deslocamento não é $2d$. Por isso a curva força versus deslocamento não é linear.

Figura 02 - Demonstração do comportamento não linear de uma estrutura.



Fonte: Kimura (2018).

A não linearidade física (NLF) está diretamente relacionada ao comportamento dos materiais empregados na estrutura, no que se refere a deformações e tensões. De acordo com Fontes (2005), ela é acrescida com a presença de deformação, fissuração, escoamento das armaduras e fluência do concreto. Para considerá-la é necessário determinar a rigidez de cada elemento estrutural com iterações feitas através de análises lineares, onde varia-se a quantidade de armaduras, sua disposição e os carregamentos.

Uma forma simplificada de considerar a NLF é reduzir a rigidez do elemento estrutural. Na NBR 6118 (ABNT, 2023a), essa consideração é feita de acordo com a Equação 01 para lajes, para as vigas é feito conforme as Equações 02 e 03 e para os pilares, através da Equação 04.

$$(EI)_{sec} = 0,3E_cI_c \quad (1)$$

$$(EI)_{sec} = 0,4E_cI_c, \text{ para } A'_s \neq A_s \quad (2)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5E_cI_c, \text{ para } A'_s = A_s \quad (3)$$

$$(EI)_{sec} = 0,8E_cI_c \quad (4)$$

onde:

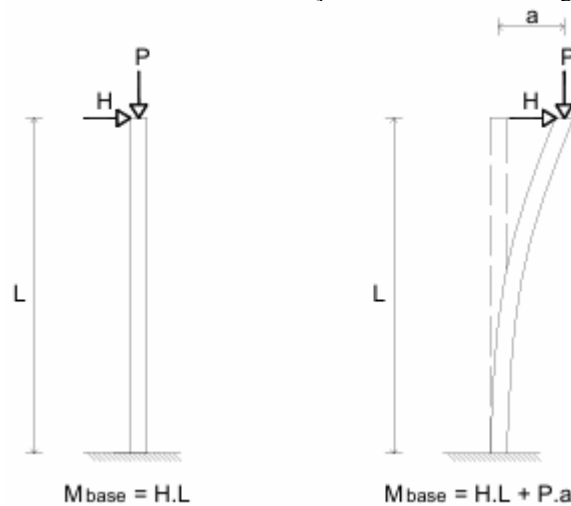
- E_c é o módulo de deformação do concreto;

- I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto.

Já a não linearidade geométrica (NLG) refere-se a análise da deformada da estrutura após a aplicação de um carregamento. De acordo com Fontes (2005), usualmente, os efeitos de segunda ordem nas estruturas se manifestam de maneira desproporcional em relação às cargas aplicadas. Esse acréscimo de esforços deve ser somado aos efeitos de primeira ordem.

A Figura 03, mostra a deformação de um pilar após ser submetido a uma carga horizontal H , resultando em uma excentricidade a que muda a posição de aplicação do carregamento vertical. Essa variação no local do carregamento P resulta em um acréscimo de momento fletor na base do pilar.

Figura 03 - Pilar com a demonstração de não linearidade geométrica.



Fonte: Fontes (2005).

Sendo assim, a análise não linear é mais refinada e pode representar uma parcela significativa na verificação dos esforços presentes em qualquer edificação, especialmente em estruturas de maior porte, onde os efeitos de segunda ordem não podem ser ignorados. O concreto, por ser um material não linear, se comporta de maneiras diferentes sob condições variadas de carregamento. A aplicação dessa análise permite considerar a desproporcionalidade dos esforços resultantes dos carregamentos ao longo do tempo.

3.1.3 Análise Através de Modelos Físicos

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023a), a análise através de modelos físicos é empregada quando não há prescrições previstas na norma ou quando essas não são suficientes para a concepção da estrutura. A análise é realizada com modelos físicos de concreto, considerando a semelhança mecânica do material empregado e utilizando uma metodologia que

assegure a confiabilidade dos resultados. Além disso, esses resultados devem ser teoricamente justificados por outros modelos nos pontos críticos da estrutura.

Conforme mencionado por Fontes (2005), a utilização de modelos físicos é mais onerosa e requer equipamentos sofisticados. As obras que usufruem dessa tecnologia são principalmente as barragens e coberturas de grande porte. Para tal procedimento, é necessária a correção da escala por similaridade, tanto para representação quanto para a validação dos esforços. Os equipamentos utilizados precisam ser leves para não afetar o comportamento da estrutura. Essa análise é mais utilizada ao reduzir o tamanho de um edifício para uma escala menor, uma vez que a construção em tamanho real é inviável quando não há um elevado número de repetições para a obra.

3.2 MODELOS ESTRUTURAIS

À medida que a tecnologia avança, os modelos estruturais tornam-se cada vez mais complexos, pois, com o apoio computacional as análises puderam se tornar mais detalhadas e precisas, deixando de lado algumas simplificações. O modelo estrutural escolhido para a análise interfere diretamente na determinação das tensões, deformações, deslocamentos e esforços da estrutura. As ações impostas sobre cada modelo geram uma resposta diferente, tendo em vista que eles possuem peculiaridades e modos distintos de interagir entre os elementos.

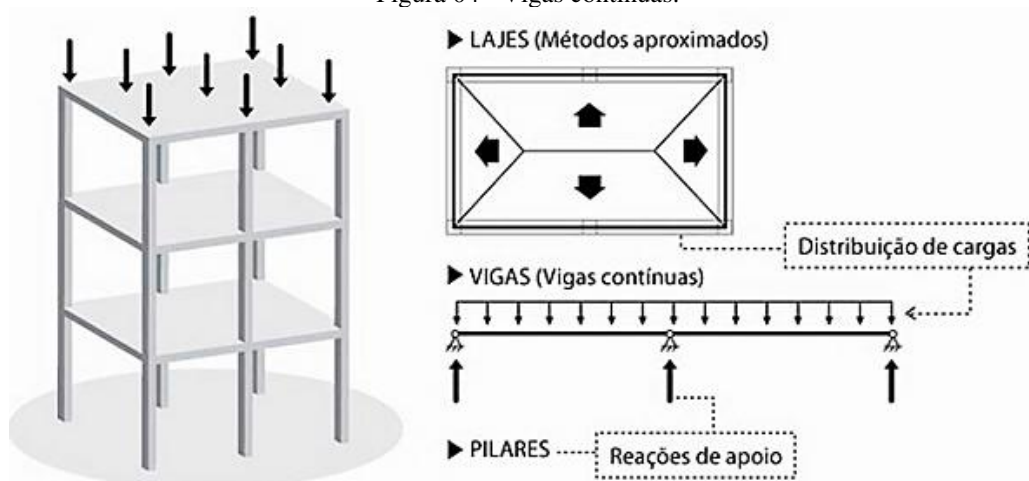
De acordo com Kimura (2018), para iniciar uma análise estrutural no computador, é necessário adotar um modelo estrutural, que transformará a estrutura real em um protótipo. Segundo Nogueira (2011), durante a concepção, a escolha do modelo permite definir as características dos materiais empregados, os limites dos deslocamentos e das deformações que a estrutura pode estar submetida, além da relação entre forças e tensões presentes. Para realizar essa análise complexa, são aplicados estudos previamente desenvolvidos, juntamente com métodos comprovados, que fornecem a base necessária para a avaliação da estrutura.

3.2.1 Métodos Aproximados de Vigas Contínuas

O método aproximado de vigas contínuas é simples, pois cada elemento estrutural é analisado e calculado de maneira individual, permitindo uma fácil visualização da trajetória de cargas aplicadas, como pode ser observado na Figura 04. Para Kimura (2018), por ser um método mais simples, ele possui algumas limitações e não pode ser utilizado para o cálculo de estruturas muito complexas. Mesmo tendo caído em desuso ainda é útil para a validação de resultados.

Algumas das limitações incluem: não transferência de momento fletor entre pilares e vigas, apenas lajes de geometria regular podem ser calculadas, o descarregamento nas vigas só é possível através das áreas de influência bem definidas e as ações horizontais não são consideradas.

Figura 04 - Vigas contínuas.



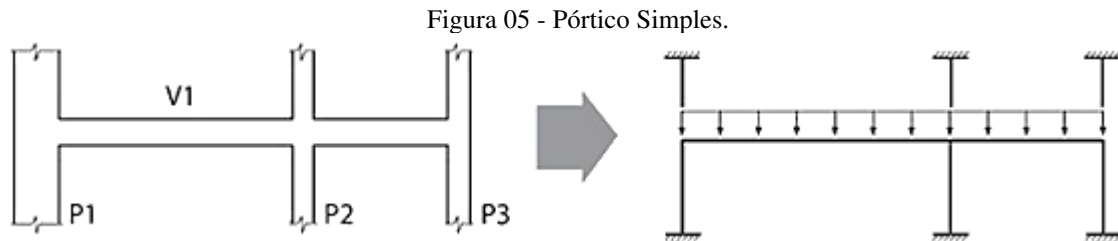
Fonte: Kimura (2018).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023a), para o modelo de vigas contínuas, são necessárias algumas correções na análise da aplicação das cargas verticais, que são as seguintes:

- o momento positivo não pode ser inferior ao valor considerado em caso de engaste perfeito nos apoios internos das vigas;
- o momento negativo, de valor absoluto não pode ser menor que o valor encontrado utilizando engaste perfeito, desde que a viga seja solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio for maior que a quarta parte da altura do pilar;
- nos apoios extremos, o momento fletor considerado deve ser igual ao momento de engastamento perfeito, sendo multiplicado por coeficientes pré-estabelecidos na referida norma, em caso do cálculo impreciso da influência da solidariedade de pilares com as vigas.

3.2.2 Pórtico H

Esse modelo é mais desenvolvido que o anterior. Anteriormente, não havia a consideração da interação entre vigas e pilares, mas agora passa a ter elementos conectados e a estrutura começa a se tornar, em parte, monolítica, como pode ser observado na Figura 05. Essa conexão entre os elementos estruturais permite a transferência de momentos fletores. No entanto, o método ainda é pouco utilizado.



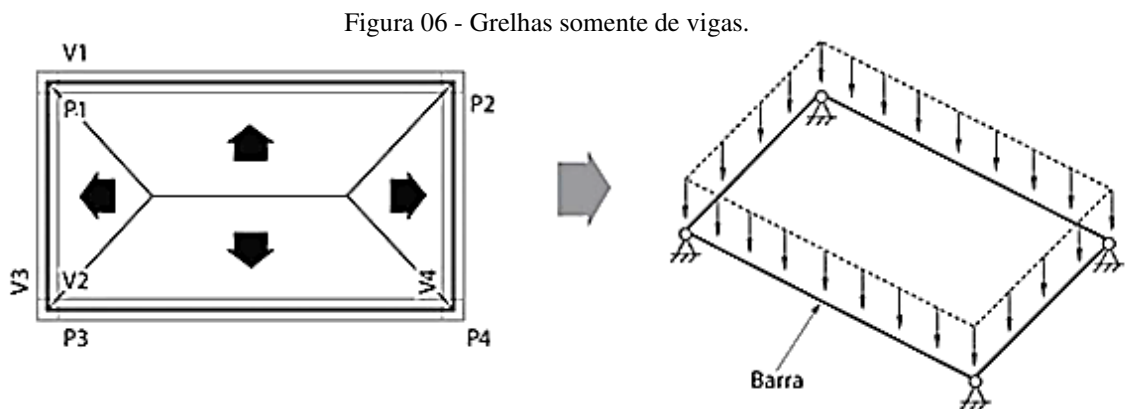
Fonte: Kimura (2018).

Segundo Chagas (2012), para a utilização desse método, é necessário o arredondamento do diagrama de momentos fletores. Esses momentos não podem ser inferiores aos encontrados através da análise das extremidades engastadas.

3.2.3 Grelhas Somente de Vigas

A utilização desse modelo, de acordo com Chagas (2012), destina-se à análise estrutural de um pavimento. As vigas são representadas por elementos lineares chamados de barras, que são submetidas a cargas verticais.

Segundo Kimura (2018), todas as vigas estão interligadas, enquanto as lajes ainda são analisadas de maneira individual e transmitem os esforços através das áreas de influência. Ao observar a Figura 06, é possível perceber que os pilares são representados por apoios de primeiro gênero. O encontro entre dois elementos de barra resulta em três graus de liberdade, possibilitando a obtenção de esforços e deslocamentos. Esse modelo é utilizado em menor escala, pois não considera os efeitos das ações horizontais, como o vento e o empuxo.



Fonte: Kimura (2018).

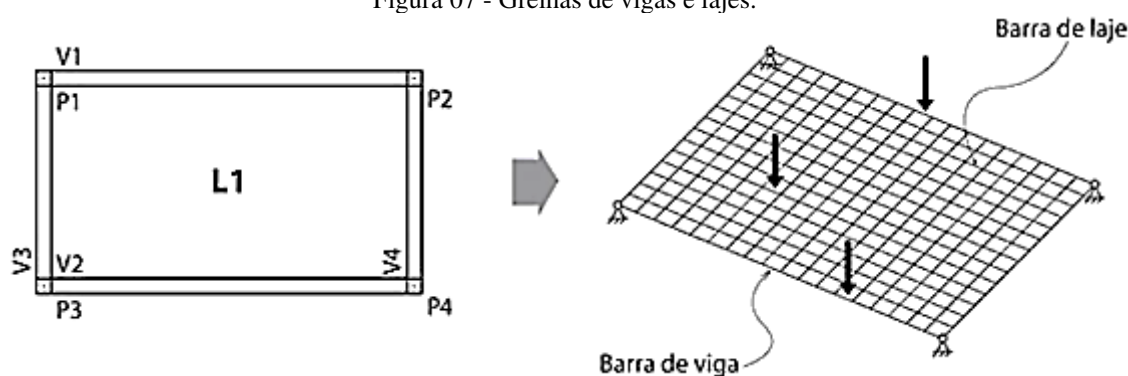
3.2.4 Grelhas de Vigas e Lajes

Kimura (2018) explica que o modelo de grelhas de vigas e lajes é mais utilizado para a análise de um pavimento, pois é mais completo e abrange praticamente todos os tipos de lajes

existentes. A diferença em relação ao modelo anterior está principalmente na vinculação entre as vigas e as lajes, aproximando do funcionamento real. As vigas são tidas como elementos de barras, sendo possível obter esforços e deslocamentos.

Ainda de acordo com Kimura (2018), as lajes também passam a ser representadas por elementos de barras e a interseção entre elas e as vigas apresentam três graus de liberdade. Essas barras são distribuídas longitudinalmente e transversalmente, conforme pode ser observado na Figura 07, denominando-se discretização, e não deve ultrapassar um comprimento linear de 50 cm. Quanto menor for o espaçamento entre as barras, mais refinada e precisa será a análise estrutural, especialmente em regiões de grande concentração de esforços, onde as malhas devem ser mais densas.

Figura 07 - Grelhas de vigas e lajes.



Fonte: Kimura (2018).

Chagas (2012) aponta que, segundo recomendações, deve-se reduzir totalmente a capacidade da laje de sofrer uma torção, extinguindo os esforços de torção nas barras. Para as vigas, devido à fissuração, a capacidade total deve ser reduzida em 15%.

3.2.5 Pórtico Plano

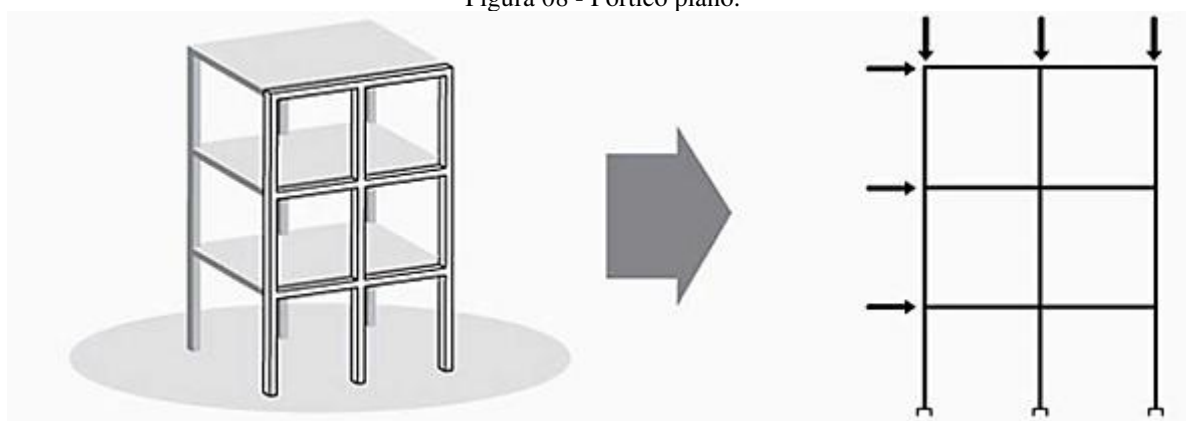
Os pórticos são estruturas compostas por elementos lineares, vigas e pilares, que são interligados, permitindo uma distribuição eficaz das cargas ao longo da estrutura. As vigas e pilares, conectados, são responsáveis por absorver as cargas e as transmitem até às fundações, onde as tensões são descarregadas no solo.

Segundo Chagas (2012), esse modelo pode ser utilizado na análise da estabilidade global, considerando as ações horizontais e verticais. O pórtico é composto por barras verticais, que correspondem aos pilares, e por barras horizontais, que simulam as vigas. As lajes ainda não fazem parte diretamente desse modelo, sendo necessário utilizar modelos aproximados para analisar sua interação com os outros elementos e a distribuição de esforços.

Para Fontes (2005), os pórticos planos são utilizados para determinar os esforços presentes na estrutura, incluindo as ações horizontais. Em um edifício, os pórticos que oferecem rigidez em uma dada direção são alinhados em sequência e ligados entre si por barras, para simular o efeito diafragma da laje durante a realização da análise. Dessa forma, os nós das ligações entre vigas e pilares situados no mesmo plano da laje se deslocam horizontalmente no mesmo sentido.

De acordo com Kimura (2018), a análise desse modelo é mais simples e foi utilizada durante muito tempo para considerar o efeito da ação do vento, que não era possível utilizando os modelos estruturais descritos anteriormente. A visualização da montagem do pórtico pode ser observada na Figura 08, cada conexão entre os elementos verticais e horizontais é denominada de nó e possui três graus de liberdade. Esses graus de liberdade permitem analisar as translações e rotações, obtendo, assim, todos os deslocamentos e as forças normal e cortante, além o momento fletor.

Figura 08 - Pórtico plano.



Fonte: Kimura (2018).

Para a utilização desse modelo, devem ser feitas aproximações para considerar os carregamentos oriundos das lajes, que são descarregados nas vigas por meio de cargas distribuídas. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023a), para lajes maciças, as charneiras plásticas são retangulares ou trapezoidais e, quando não há análise plástica, a área de influência é determinada considerando retas inclinadas, através dos seguintes critérios:

- 45° entre apoios do mesmo tipo;
- 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
- 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

3.2.6 *Pórtico Espacial*

Considerando a definição de Chagas (2012), os pórticos espaciais possibilitam uma avaliação completa e eficiente da estrutura. A estrutura é analisada de maneira mais realista, com resultados coerentes e a correta trajetória dos esforços. Diferente dos modelos citados anteriormente, este é mais preciso devido à quantidade de graus de liberdade presentes em cada nó, sendo seis no total.

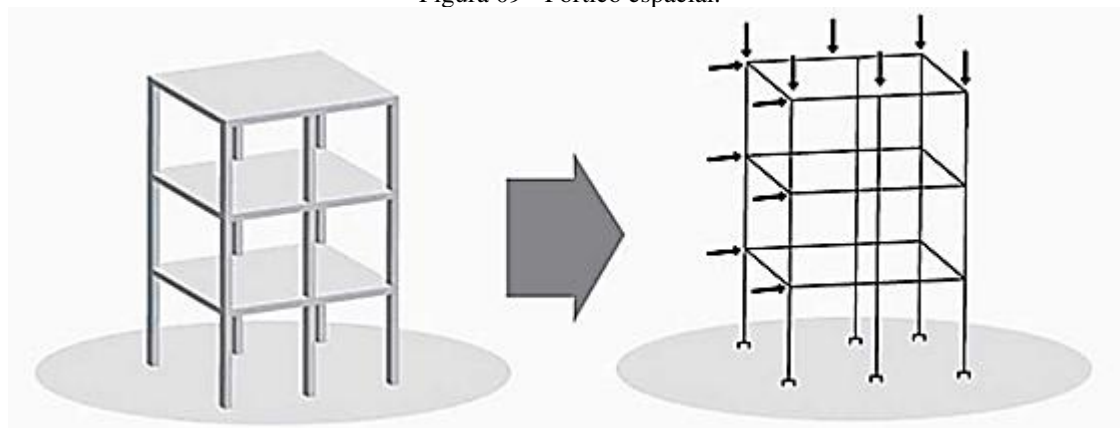
Segundo Kimura (2018), os graus de liberdade geram os seguintes resultados: três rotações designam dois momentos fletores e um momento torsor, e as três translações correspondem, respectivamente, a duas forças cortantes e uma força normal. Para Moncayo (2011), a montagem do pórtico espacial ocorre através das ligações entre as vigas e os pilares, sendo que as lajes não são consideradas nesse modelo. Com a montagem do modelo estrutural, é feita a análise global do edifício. Quanto maior a rigidez de determinado elemento, maior será sua capacidade de absorção de cargas, assim, a rigidez das lajes à flexão é totalmente ignorada.

Considerando um edifício de múltiplos pavimentos, a ação das cargas horizontais não ocorre de forma proporcional ao longo de sua extensão. Nas regiões mais altas, as cargas são maiores, sendo necessário verificar a área de influência de atuação das forças. Segundo Fontes (2005), a consideração dos diafragmas rígidos implementados nesse método é feita através do nó mestre. Esses nós são distribuídos no centro geométrico dos planos dos pavimentos em cada andar, e interagem com os demais nós por meio dos graus de liberdade. As cargas obtidas a partir das áreas de influência e a ação imposta naquela área são aplicadas em cada nó correspondente.

Kimura (2018) afirma que os pórticos espaciais não são utilizados apenas para o estudo do comportamento global da estrutura, mas também para a análise de pavimentos de concreto formados por vigas e lajes. Essa adoção se justifica pela consideração de ações como a retração e a protensão, que são obtidas a partir dos esforços horizontais presentes em cada pavimento. Isso é possível devido à quantidade de graus de liberdade presentes em cada nó, que proporciona a avaliação de todos os esforços e deslocamentos da infraestrutura.

De acordo com Bernadi (2007), o modelo de pórtico espacial é o mais utilizado atualmente nos escritórios de projeto e está ganhando mais espaço a cada dia, devido à sua alta capacidade de analisar cálculos complexos. Como consequência disso, tem-se o aumento da produtividade, devido à rapidez na obtenção de resultados. Um exemplo desse modelo pode ser visualizado na Figura 09.

Figura 09 - Pórtico espacial.



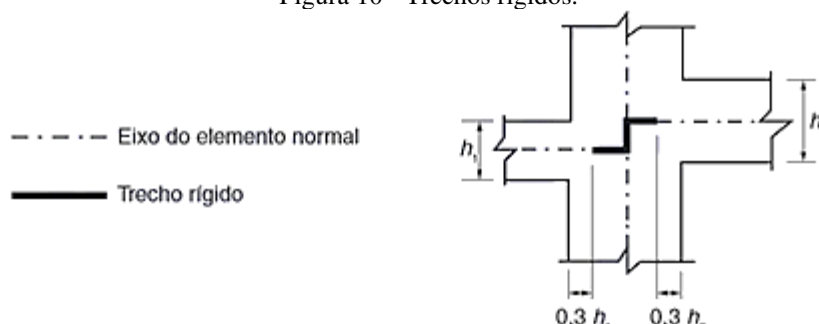
Fonte: Kimura (2018).

3.2.6.1 Trechos Rígidos

As estruturas de concreto armado, quando finalizadas, são consideradas monolíticas. Em edifícios e residências, a interação entre vigas e pilares faz com que esses elementos sejam conectados durante a concretagem.

Dependendo das dimensões das vigas e dos pilares, o encontro entre esses dois elementos estruturais é tido como trechos rígidos. A NBR 6118 (ABNT, 2023a) considera trecho rígido aquele compreendido entre a ligação viga pilar, descontando 30% da altura da viga, como pode ser visto na Figura 10.

Figura 10 - Trechos rígidos.

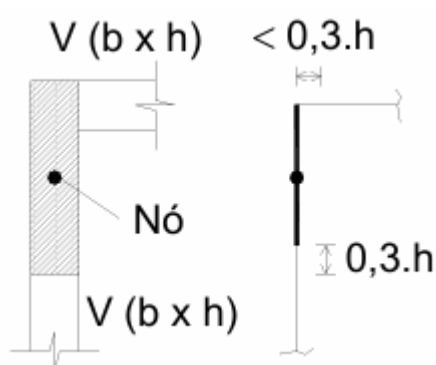


Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023a).

De acordo com Kimura (2018), a desconsideração dos trechos rígidos nos cálculos estruturais pode levar a alterações significativas no comportamento estrutural. Nem todas as ligações são consideradas altamente rígidas. A consideração no cálculo se dá através da barra rígida, onde são incorporadas novas barras de alta rigidez ao modelo, ou por meio dos *offsets* rígidos, nos quais os elementos que já estão presentes na conexão têm o cálculo de sua rigidez modificado.

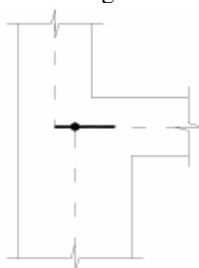
Vigas que possuem o valor corresponde a 30% da sua altura maior do que a distância entre a face do pilar e o eixo de sua seção transversal, devem ser representadas por uma única barra no sentido perpendicular a essa viga. Nas mudanças de seções de pilares também há a consideração de trechos rígidos, como pode ser observado nas Figuras 11 e 12, onde o início da barra se dá em relação ao eixo do pilar superior, alinhado com o eixo da viga e o final corresponde ao distanciamento de 3/10 da altura da viga em relação à face do pilar inferior (Fontes, 2005).

Figura 11 – Trecho rígido visto em planta.



Fonte: Fontes (2005).

Figura 12 – Consideração de trecho rígido na mudança de seção de pilares.



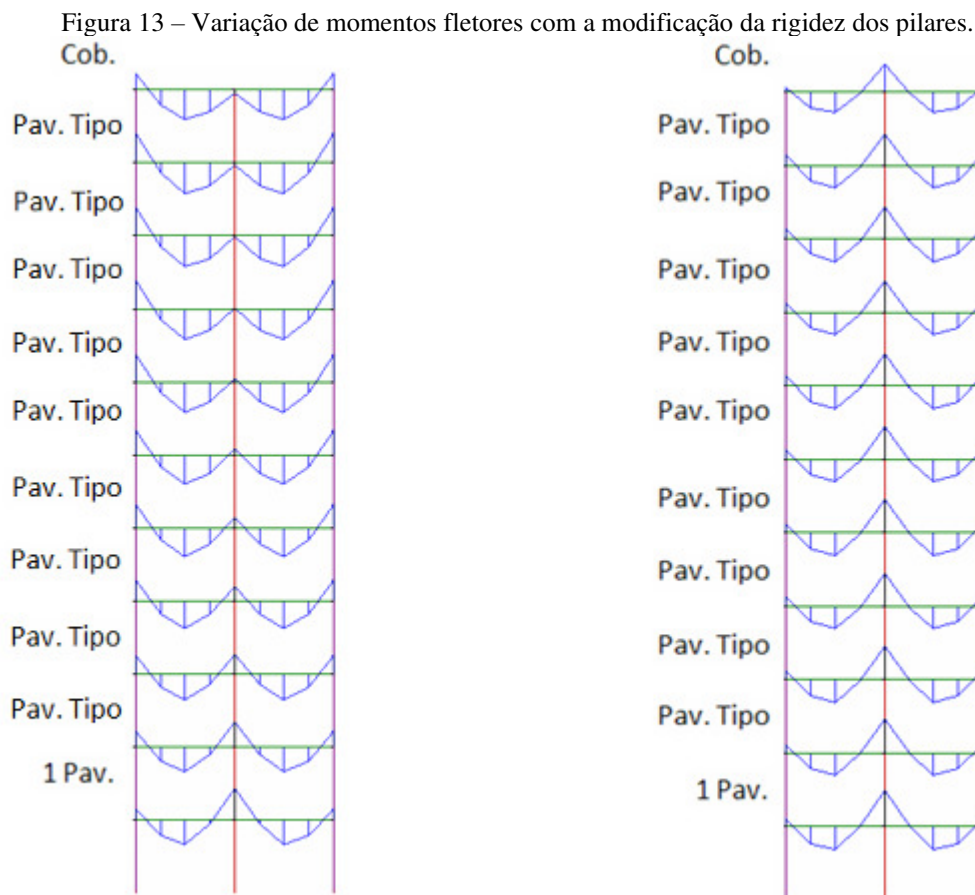
Fonte: Fontes (2005).

3.2.6.2 Deformação Axial dos Pilares

Para a construção de um prédio de múltiplos andares, é necessário que a estrutura do pavimento inferior seja concluída antes que o próximo andar possa ser executado. Conforme mencionado por Kimura (2018), na utilização do modelo de pórticos espaciais, a análise da estrutura é feita de uma vez, sem considerar a realidade, onde a construção ocorre em etapas. Essa maneira de analisar a estrutura pode gerar resultados diferentes da realidade.

Ainda de acordo com o autor supracitado, à medida que novos pavimentos vão sendo construídos, a estrutura é nivelada, dessa forma, existe uma correção na deformação axial dos

pilares. Por isso, ao analisar a estrutura como um todo, a deformação axial dos pilares pode interferir na distribuição dos momentos fletores nas vigas. Dessa maneira, é preciso corrigir artificialmente a deformação dos pilares, aumentando sua rigidez axial. A Figura 13 demonstra essa relação, onde, no primeiro momento, foi considerada a rigidez real, e posteriormente, a rigidez aumentada.



Fonte: Moncayo (2011).

Em sua obra, Moncayo (2011), discorre sobre a correção que pode ser utilizada nos softwares computacionais. Após o lançamento de toda a estrutura, com as seções dos elementos estruturais já definidas e compatíveis com os esforços, a rigidez dos pilares dos pavimentos inferiores deve ser aumentada exclusivamente para a análise estrutural, sem alterar a seção originalmente dimensionada. Utilizando o *software* TQS para essa análise, o termo referente a essa correção é denominado *Mulaxi*.

Para Wordell (2003), a consideração desses efeitos construtivos é necessária para a correta análise da estrutura, além de contribuir para a correção de futuras deformações decorrentes da aplicação de sobrecargas e cargas acidentais. Sua sugestão para minimizar esse efeito é aumentar a rigidez axial dos pilares em 3 vezes.

3.3 MÉTODOS DOS ESTADOS LIMITES

Durante todas as etapas da elaboração de um projeto estrutural, as normas técnicas de referência precisam ser seguidas e atendidas plenamente para garantir a segurança e a integridade de qualquer edificação. O método dos estados limites define as solicitações máximas que a estrutura pode suportar e as resistências que não devem ser ultrapassadas. Ao adequar-se a esses métodos, as construções se tornam seguras, sem fissurações excessivas, que causam desconforto aos usuários.

Para Kimura (2018), os estados limites indicam o momento em que uma estrutura deixa de atender aos requisitos básicos para o seu pleno funcionamento, em relação ao desempenho e em termos de segurança. Portanto, é fundamental que, em todos os projetos, seja feita a análise estrutural detalhada, considerando o cálculo dos esforços existentes e o dimensionamento das armaduras de maneira adequada, para que atenda ao ELU e ao ELS em relação às flechas e deslocamentos excessivos.

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), os estados limites de uma estrutura são ultrapassados quando esta apresenta desempenho inadequado, não cumprindo a finalidade para a qual foi construída. Em seu livro, Carvalho e Figueiredo Filho (2014) discorrem sobre o conceito de ruína, que não se aplica apenas ao colapso total da estrutura, mas também à ameaça que representa para vida dos ocupantes da edificação.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023a), existem condições analíticas de segurança que precisam ser atendidas. Dessa forma, ela especifica que a resistência de projeto precisa ser maior ou igual às solicitações de cálculo, em todos os tipos de construção, para todos os carregamentos, e que atenda a todos os estados-limites.

3.3.1 Estado Limite Último (ELU)

Segundo Araújo (2010), os estados limites últimos “são aqueles relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura”.

Uma estrutura é dimensionada de maneira a resistir e distribuir todos os esforços que foram previstos e levados em consideração durante a análise estrutural. Após a conclusão da edificação, modificações que não levam em consideração essa análise podem levar à ruína. Um exemplo disso, é a retirada de um pilar: em um primeiro momento, pode não apresentar problemas visíveis, mas, com o tempo, a redistribuições dos esforços pela falta daquele

elemento estrutural, pode levar ao comprometimento dos componentes da edificação. Isso pode resultar em um colapso parcial da estrutura, podendo evoluir para o colapso total, desatendendo assim, ao ELU.

Para determinar quando ocorre o estado limite último, devem ser observadas algumas situações, descritas pela NBR 8681 (ABNT, 2004):

- a) quando há perda de equilíbrio global ou parcial da estrutura;
- b) presença de deformações excessivas dos materiais ou ruptura;
- c) transformação da estrutura em um sistema hipostático, no todo ou em parte;
- d) após as deformações, apresentar instabilidade;
- e) apresentar instabilidade dinâmica.

3.3.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

O estado limite de serviço refere-se ao conforto e à funcionalidade de uma edificação durante o seu uso. O concreto apresenta fissurações e deformações na maior parte do tempo, mas estas precisam ser restritas por meio de valores limites para que não se tornem excessivas. Dessa forma, a segurança e integridade da estrutura ficam resguardadas, garantindo um conforto visual nas construções.

Outro quesito que pode deixar a desejar em uma edificação são as vibrações excessivas, que passam a ser perceptíveis com cargas cíclicas ou, principalmente em elementos esbeltos ou com vínculos mais flexíveis.

Para determinar quando o estado limite de serviço foi ultrapassado, devem ser observadas algumas situações descritas pela NBR 8681 (ABNT, 2004):

- a) quando ocorrerem danos locais ou ligeiros, que comprometam a durabilidade da estrutura ou a estética da construção;
- b) presença de deformações excessivas que afetam a utilização e a estética da edificação;
- c) notável vibração que causa desconforto.

Ainda de acordo com a referida norma, o ELS acontece de três maneiras distintas nas combinações:

- a) combinações quase permanentes: quando, em pelo menos metade da vida da estrutura, houve a presença dessas combinações;
- b) combinações frequentes: quando ocorreu cerca de 10^5 vezes durante a vida útil da estrutura;

- c) combinações raras: quando atuam apenas algumas horas durante todo o tempo de vida da estrutura.

3.4 AÇÕES

As ações são forças e efeitos que atuam na estrutura ao longo da sua vida útil. Segundo Kimura (2018), essas ações também podem ser originadas das características dos materiais ou dos aspectos construtivos, os quais geram esforços adicionais e não devem ser ignorados na etapa de projeto. Na análise estrutural, todas as ações que produzem efeitos significativos para a segurança da estrutura devem ser levadas em consideração, estando de acordo com os estados limites último e de serviço (NBR 6118, ABNT, 2023).

Os edifícios são projetados e construídos para que sejam seguros e eficientes, no entanto, não é possível prever todos os fatores aleatórios que podem surgir e afetar sua resistência (Carvalho e Figueiredo Filho, 2014). Se todas as ações possíveis fossem consideradas, atuando em sua totalidade e simultaneamente, haveria um superdimensionamento dos elementos estruturais, o que elevaria o custo final da obra. Uma peça superdimensionada não estaria no domínio que deve ser considerado e representaria riscos a segurança, uma vez que pode romper sem avisos prévios.

Sendo assim, é necessário determinar quais tipos de ações a estrutura está submetida. A NBR 8681 (ABNT, 2004), separa as ações em três categorias: ações variáveis, ações permanentes e ações excepcionais.

3.4.1 Ações Variáveis

As ações variáveis possuem valores significativos durante a vida da construção e, como seu próprio nome indica, se alteram ao longo do tempo. Segundo Araújo (2010), essas ações correspondem a cargas que atuam nas edificações em função de sua finalidade e, existe uma probabilidade de 25% a 30% de serem ultrapassadas desfavoravelmente durante a vida útil do edifício.

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014), essas cargas devem ser simplificadas quando as normas de referência estrutural permitirem e consideradas de maneira mais desfavorável nas posições do elemento analisado. O vento é uma ação variável que não deve ser ignorada, por ser de grande relevância e representar riscos para a integridade estrutural.

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2004), há uma separação entre as ações variáveis em ações variáveis normais e ações variáveis especiais. As ações variáveis normais possuem

grande probabilidade de ocorrência e devem obrigatoriamente serem consideradas. Já as ações variáveis especiais, como impactos acidentais e vibração de equipamentos, possuem uma baixa probabilidade de ocorrência, a combinação dos esforços gerados deve levar em consideração a situação específica encontrada.

Ainda de acordo com a norma citada anteriormente, as ações variáveis são cargas acidentais nas construções e alguns de seus efeitos implicam no funcionamento da estrutura, devendo ser considerados quando necessários. Alguns desses efeitos são “forças de frenação, de impacto e centrífugas, os efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas” (NBR 8681, ABNT 2004, p. 03).

3.4.1.1 Ação do Vento

Durante muito tempo, a ação do vento foi simplificada na análise estrutural de edifícios de concreto armado. Atualmente, com o avanço computacional e o desenvolvimento de métodos estruturais mais complexos, que traduzem melhor a estrutura real, isso foi corrigido. O vento, principalmente em construções mais altas, causa muitos impactos, chegando a ser superior aos efeitos de desaprumo. As cargas horizontais advindas dessa ação causam impacto não somente nos esforços referentes a elas, mas também em cada direção, podendo gerar excentricidade na aplicação dos carregamentos verticais existentes.

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 2023b), a ação do vento é calculada seguindo alguns critérios, sendo necessário primeiro definir a velocidade básica do vento (V_0).

O Brasil possui um mapa de isopletras, disponível na Figura 14, que mostra essas velocidades variando em intervalos de 5,0 m/s. Como regra geral, admite-se que o sopro do vento básico pode ser em qualquer direção horizontal, devendo ser analisado em obras excepcionais através de estudos específicos, como o caso de edifícios classificados como arranha-céus, onde deve-se fazer uso de ensaios em túneis de vento.

Para determinar a velocidade característica, utiliza-se a Equação 5.

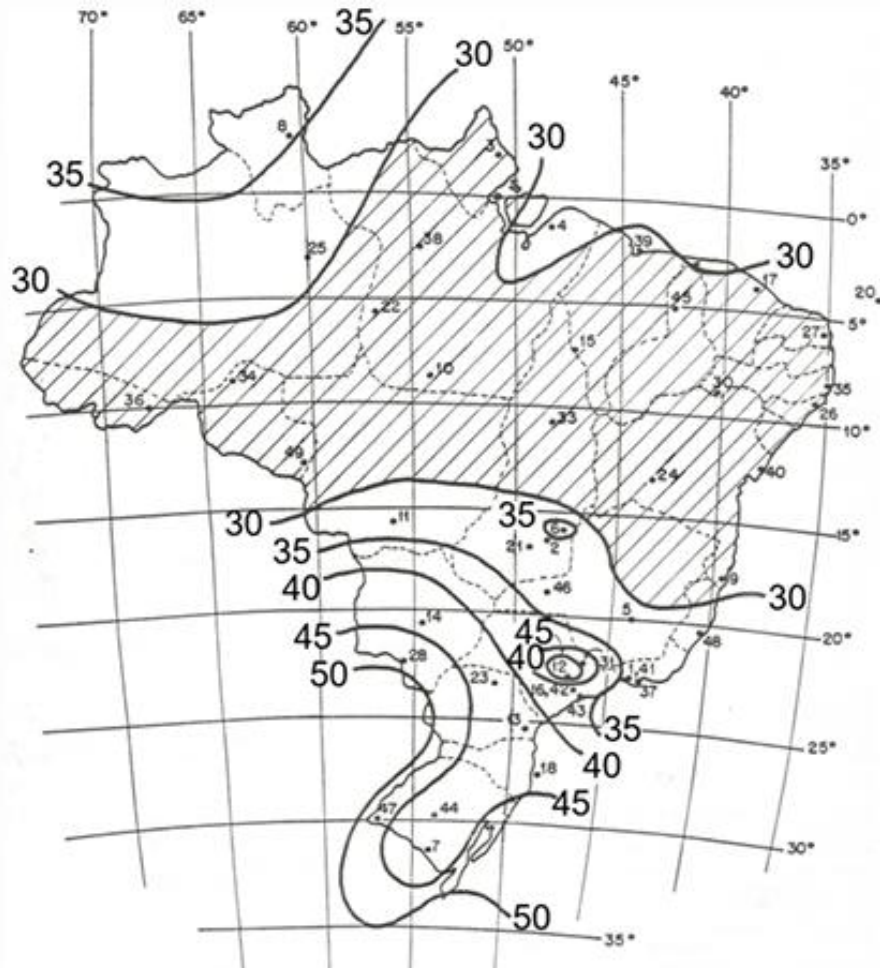
$$Vk = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (5)$$

onde:

- Vk é a velocidade característica;
- V_0 é a velocidade básica;
- S_1 é o fator topográfico;

- S_2 é a rugosidade do terreno;
- S_3 é o fator estatístico.

Figura 14 - Mapa de isopletas.



Fonte: NBR 6123, (ABNT, 2023b).

O fator topográfico (S_1) caracteriza a influência do relevo na ação do vento, podendo aumentá-la ou reduzi-la. Sendo assim, são feitas três análises para determinar esse fator, sendo elas:

- a) Terreno plano ou fracamente acidentado:

$$S_1 = 1,0;$$

- b) Taludes e morros:

- analisando as Figuras 15 e 16, tem-se que, para o ponto A (morros) e os pontos A e C (taludes), $S_1 = 1,0$;

- para o ponto B, o valor varia de acordo com a inclinação do relevo. Quando $\theta_t \leq 3^\circ$, tem-se $S_1 = 1,0$. Para $6^\circ \leq \theta_t \leq 17^\circ$, utiliza-se a Equação 6, e para $\theta_t \geq 45^\circ$, aplica-se a Equação 7.

$$S_{1(z)} = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{dt}\right) \operatorname{tg}(\theta_t - 3^\circ) \geq 1 \quad (6)$$

$$S_{1(z)} = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{dt}\right) 0,31 \geq 1 \quad (7)$$

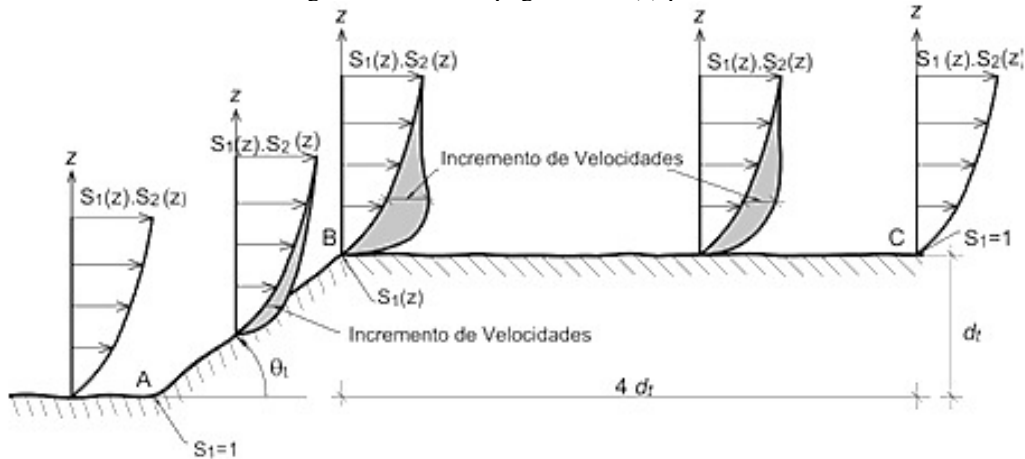
onde:

- z é a altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;
- d_t é a diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;
- θ_t é a inclinação média do talude ou encosta de morro.

c) Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

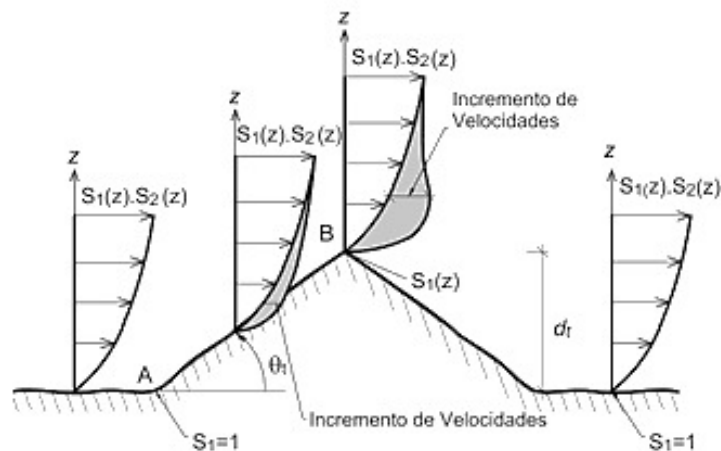
Os valores que estão no intervalo entre 3° e 6° e entre 17° e 45° , devem ser interpolados linearmente para encontrar o fator topográfico específico. Em casos mais complexos da variação do terreno, deve-se utilizar ensaios do modelo topográfico em túneis de vento.

Figura 15 - Fator topográfico $S_1(z)$ para taludes.



Fonte: NBR 6123, (ABNT, 2023b).

Figura 16 - Fator topográfico $S_1(z)$ para morros.



Fonte: NBR 6123, (ABNT, 2023b).

O fator de rugosidade do terreno (S_2) está correlacionado com a dimensão da edificação e a velocidade do vento em função da altura acima do terreno. A NBR 6123 (ABNT, 2023b) divide essas características em cinco classificações, sendo elas:

- a) Categoria I: superfícies lisas com mais de 5,0 quilômetros de extensão, medidas na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: lagoas e rios;
- b) Categoria II: terrenos abertos, sem muito desnível, com poucos obstáculos isolados, como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é igual ou menor a 1,0 metro. Exemplos: campos de aviação, pântanos com vegetação rala e fazendas sem sebes ou muros;
- c) Categoria III: terrenos planos ou ondulados, com edificações baixas e sem muita proximidade, sem muitas árvores, a cota média considerada do topo dos obstáculos é de 3,0 metros. Exemplos: granjas e casas de campo, fazenda com sebes e/ou muros, casas baixas e esparsas.
- d) Categoria IV: terrenos com obstáculos pouco espaçados e em quantidade significativa, em zonas florestais, industriais ou urbanizadas, a cota média considerando o topo dos obstáculos é de 10,0 metros. Exemplos: cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas;
- e) Categoria V: terrenos com obstáculos numerosos, altos e grandes, com espaçamento reduzido, a cota média considerando o topo dos obstáculos é de 25,0 metros. Exemplos: florestas com árvores altas de copas isoladas e centros de grandes cidades.

Além das categorias mencionadas anteriormente, a referida norma estabelece três classes para analisar a edificação em relação a sua maior dimensão, são elas:

- a) Classe A: edificações possuindo a maior dimensão, seja vertical ou horizontal, menor ou igual a 20,0 metros;
- b) Classe B: edificações ou partes delas possuindo a maior dimensão, seja vertical ou horizontal, maior que 20,0 metros e menor ou igual a 50,0 metros;
- c) Classe C: edificações ou partes delas cuja maior dimensão horizontal ou vertical exceda 50,0 metros.

O cálculo do fator topográfico S_2 é feito através da Equação 8.

$$S_2 = b * F_r * \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (8)$$

As variáveis são apresentadas na Tabela 01, onde z representa a altura do ponto em relação ao nível do terreno, b e p são os parâmetros meteorológicos correspondentes às suas classes, e F_r é o fator de rajada, para a categoria II, com valores indicados na Tabela 02.

Por último, há o fator estatístico S_3 , que leva em consideração a vida útil e a segurança da estrutura, classificando as edificações em grupos. Os seus respectivos valores podem ser encontrados na Tabela 03.

Tabela 01 - Parâmetros meteorológicos.

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

Fonte: Adaptada da NBR 6123 (ABNT, 2023b).

Tabela 02 - Fator de rajada para a classe II.

F_r	Classes		
	A	B	C
	1,00	0,98	0,95

Fonte: Adaptada da NBR 6123 (ABNT, 2023b).

Tabela 03 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 .

Grupo	Descrição	S_3	T_p (anos)
1	Estruturas cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva; pontes rodoviárias e ferroviárias; estruturas que abrigam substâncias inflamáveis, tóxicas e/ou explosivas; vedações das edificações do grupo 1.	1,11	100

Grupo	Descrição	S ₃	T _P (anos)
2	Estruturas cuja ruína represente substancial risco à vida humana, particularmente a pessoas em aglomerações; vedações das edificações do grupo 2.	1,06	75
3	Edificações para residências, hotéis, comércio, indústrias; estruturas ou elementos estruturais desmontáveis com vistas a reutilização; vedações das edificações do grupo 3.	1,00	50
4	Edificações não destinadas à ocupação humana e sem circulação de pessoas no entorno; vedações das edificações do grupo 4.	0,95	37
5	Edificações temporárias não reutilizáveis; estruturas dos grupos 1 a 4 durante a construção; vedações das edificações do grupo 5.	0,83	15

Fonte: Adaptada da NBR 6123 (ABNT, 2023b).

Após obter o valor da velocidade característica, é possível utilizá-lo para determinar o valor correspondente à pressão dinâmica do vento, através da Equação 9.

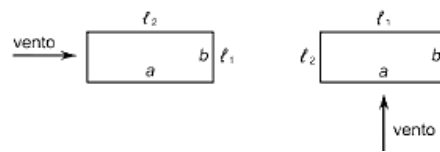
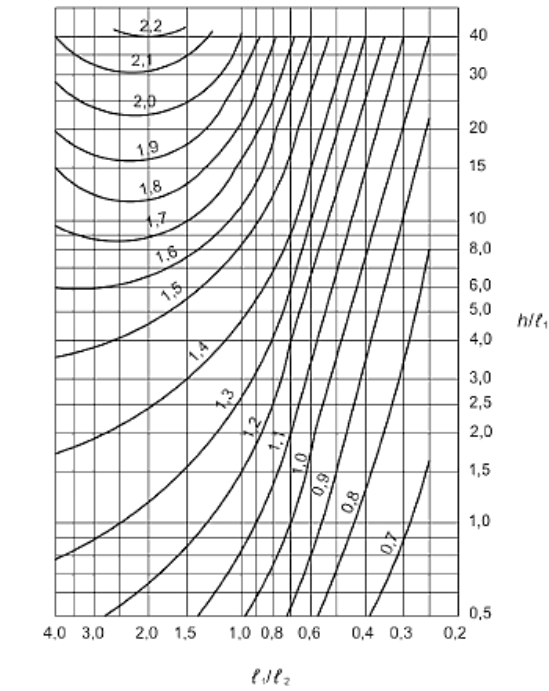
$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (9)$$

A componente da força global na direção do vento, chamada de força de arrasto, é calculada pela Equação 10.

$$F_a = C_a * q * A_e * f_v \quad (10)$$

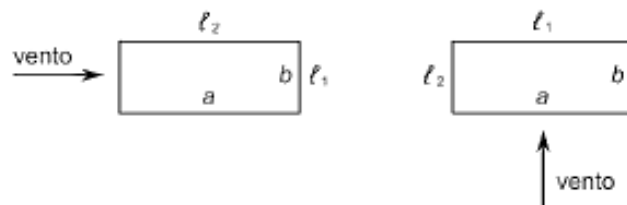
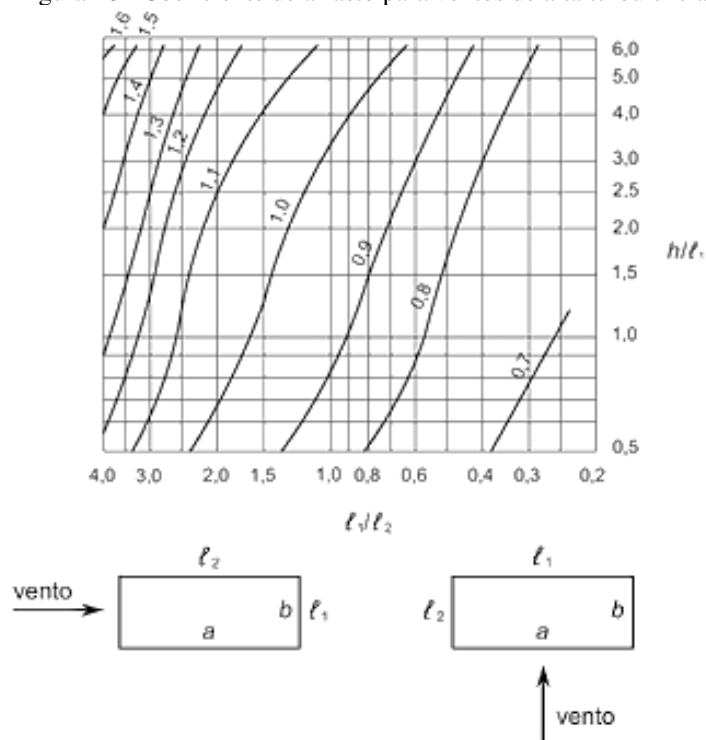
De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 2023b), A_e é a área de incidência do vento, onde o vento incide perpendicularmente, f_v é o fator de vizinhança e C_a é o coeficiente de arrasto, que varia de acordo com as relações de $\frac{h}{l_1}$ e $\frac{l_1}{l_2}$. Esse coeficiente é determinado para edificações paralelepípedicas e varia de acordo com a situação de alta turbulência (locais com numerosos edifícios altos) ou baixa turbulência, o valor é encontrado através dos ábacos apresentados nas Figuras 17 e 18.

Figura 17 - Coeficiente de arrasto para ventos de baixa turbulência.



Fonte: NBR 6123, (ABNT, 2023b).

Figura 18 - Coeficiente de arrasto para ventos de alta turbulência.



Fonte: NBR 6123, (ABNT, 2023b).

3.4.2 Ações Permanentes

De acordo com Araújo (2010), as ações permanentes são aquelas que ocorrem constantemente ou apresentam pequena variabilidade durante a vida útil da edificação. Também se considera o efeito de ações que crescem no tempo e tendem a um limite constante.

A NBR 8681 (ABNT, 2004) divide as ações permanentes em diretas e indiretas. As ações permanentes diretas referem-se ao peso próprio dos elementos construtivos e da estrutura, aos equipamentos e ao empuxo da terra. Já as ações permanentes indiretas incluem recalques de apoio, retração, protensão e imperfeição global.

3.4.2.1 Imperfeição Global

No ambiente de desenvolvimento de um projeto estrutural, a montagem da estrutura é realizada de forma precisa, com auxílio de *softwares*. No entanto, por mais que a equipe de execução seja especialista e cuidadosa, sempre pode ocorrer desaprumos nos elementos estruturais.

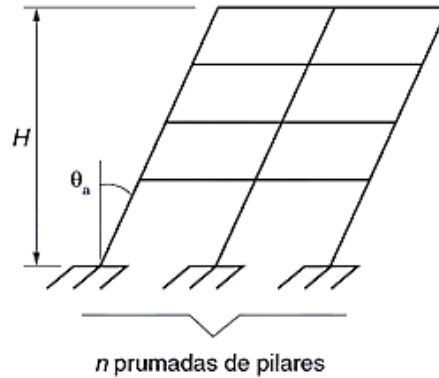
Segundo Moncayo (2011), qualquer edifício em que o sistema estrutural seja de concreto armado está sujeito a imperfeição, “na posição e na forma dos elementos estruturais, na forma e nas dimensões da seção transversal, na distribuição da armadura, entre outros”.

Ainda de acordo com o mesmo autor, muitos desses desalinhamentos são compensados pelos coeficientes de segurança. No entanto, esses coeficientes não são suficientes quando se trata do desaprumo nos eixos das peças estruturais.

Para Kimura (2018), toda estrutura é geometricamente imperfeita. Desconsiderar as imperfeições infere riscos significativos, pois a estrutura é afetada tanto global quanto localmente, podendo ficar inclinada para um dos lados, o que resulta em uma adição de esforços devido à presença simultânea de cargas verticais. Dessa maneira, o elemento estrutural mais afetado é o pilar, pois está na vertical e é responsável por resistir a esses esforços adicionais.

Para levar em consideração esse desaprumo, assume-se que a estrutura apresenta um grau de inclinação. A NBR 6118 (ABNT, 2023a) apresenta na Figura 19 a representação da imperfeição global e define as fórmulas a serem utilizadas para calcular o valor de θa .

Figura 19 - Imperfeição geométrica global.



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023a).

Para encontrar o valor de θ_a é utilizada a Equação 11.

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}} \quad (11)$$

Para determinar o valor de θ_1 é utilizada a Equação 12.

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (12)$$

onde:

- H corresponde a altura total do edifício, expressa em metros;
- n é o número de pilares que contribuem para o efeito do desaprumo global;
- $\theta_{1min} = \frac{1}{300}$, para estruturas reticuladas;
- $\theta_{1max} = \frac{1}{200}$.

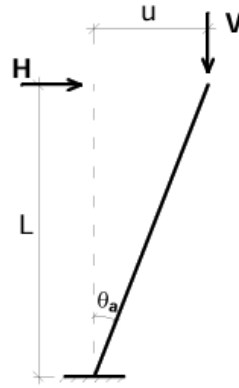
Ainda de acordo com a referida norma, em edifícios com a predominância de lajes lisas ou cogumelo, deve-se adotar $\theta_a = \theta_1$. Para pilares isolados em balanço, o valor de θ_1 deve ser igual a $\frac{1}{200}$. Lembrando que, o valor de $\theta_{1max} = \frac{1}{200}$, ou seja, se o divisor for menor que 200, deve-se considerar o valor igual a 200.

A consideração das imperfeições geométricas globais acontece com a adição de uma força horizontal no ponto de ligação entre cada pavimento, que corresponde ao local de aplicação das forças verticais. De acordo com Moncayo (2011), a ação horizontal equivalente ao efeito do desaprumo (H) é calculada multiplicando o ângulo θ_a pela força vertical do pavimento.

Analisando a Figura 20, é possível observar que, quando um ângulo é muito pequeno, a tangente desse ângulo pode ser considerada igual a ele mesmo. Logo, o valor do deslocamento

u é igual a $L * \theta_a$. Com esse deslocamento, surge um momento na base dessa haste, que equivale a $V * u$. O momento equivale a $H * L$, dessa forma, o valor da ação horizontal H , que gera o mesmo momento na base gerado por V é igual a $V * \theta_a$.

Figura 20 - Ação horizontal equivalente ao efeito do desaprumo.



Fonte: Moncayo (2011).

A consideração da imperfeição geométrica global deve ocorrer em prédios mais baixos ou concomitantemente com a ação do vento. A NBR 6118 (ABNT, 2023a), descreve as situações para determinar quando aplicar essas ações, são elas:

- para levar em consideração apenas a ação do vento, 30% dessa ação deve ser comparada com a ação total de desaprumo, e o valor resultante deve ser maior;
- quando 30% da ação de desaprumo for maior do que a ação total do vento, apenas o desaprumo será considerado, respeitando o valor de $\theta_1 = \frac{1}{300}$;
- para as demais situações, as ações de vento e desaprumo são combinadas, somando a carga do vento ao valor equivalente da carga de desaprumo, devendo atuar na mesma direção e no mesmo sentido.

3.4.3 Ações Excepcionais

As ações excepcionais atingem a edificação por um curto período de tempo e têm uma probabilidade muito baixa de ocorrer durante toda a sua vida útil. De acordo com a NBR 8186 (ABNT, 2004), são considerados como ação excepcional os sismos excepcionais, enchentes, choques de veículos, explosões e incêndios. Os incêndios podem ser retratados através desse tipo de ação, ou considerando uma redução da resistência dos materiais empregados na estrutura.

3.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Em qualquer prédio ou residência, há diversas cargas atuando, que podem ser permanentes, variáveis ou excepcionais, como já mencionadas anteriormente. No entanto, existe uma baixa probabilidade de que todas estejam agindo simultaneamente, tornando necessário combiná-las para saber qual a situação mais desfavorável, que irá gerar resultados críticos para a estrutura.

Segundo Kimura (2018), o uso de sistemas computacionais permite que cada ação seja analisada de maneira isolada, permitindo a visualização do comportamento da estrutura perante a atuação de forças. No entanto, para o desenvolvimento do projeto estrutural, o que deve ser utilizado são as combinações dessas ações, pois elas representam a estrutura real e dimensionam os elementos estruturais de maneira coerente.

De acordo a NBR 8681 (ABNT, 2004), por questões de segurança, para cada tipo de carregamento atuante, deve-se considerar a combinação de ações que geram resultados desfavoráveis nas seções críticas da estrutura. As ações permanentes devem sempre ser consideradas em sua totalidade e majoradas quando representarem situações desfavoráveis. As ações variáveis, por sua vez, são reduzidas, considerando-se apenas as partes que geram riscos à estrutura.

3.5.1 Combinações Últimas

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014), as combinações últimas representam o fim da capacidade de resistência dos elementos de concreto armado. Elas são separadas em três categorias: normais, especiais ou de construção e excepcionais.

As combinações são calculadas para determinar a pior situação possível na qual a estrutura precisará resistir, as ações e os coeficientes utilizados podem ser observados na Tabela 04.

Tabela 04 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis.

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevada concentração de pessoas (edificações residenciais)	0,5	0,4	0,3

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas (edificações comerciais)	0,7	0,6	0,4
Biblioteca, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0

Fonte: Adaptada da NBR 8681 (ABNT, 2004).

A referida norma ainda estabelece que para combinações excepcionais, onde a ação principal ação for sismos, o valor de ψ_2 será igual a zero. E para as mesmas combinações, quando se tratar de fogo como ação principal, o valor do redutor poderá ser reduzido ainda mais, multiplicando o seu valor por 0,7.

3.5.1.1 Combinações Últimas Normais

De acordo com Araújo (2010), as combinações últimas normais referem-se às cargas decorrentes do uso da construção, com a durabilidade proporcional à vida útil da estrutura. Os valores considerados para as ações permanentes são os característicos, e as demais ações variáveis são combinadas para determinação dos esforços atuantes. A Equação 13 determina a maneira de cálculo para esse tipo de combinação.

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon g} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon g} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (13)$$

onde:

- F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;
- F_{gk} representa as ações permanentes diretas;
- $F_{\varepsilon gk}$ representa as ações permanentes indiretas;
- F_{q1k} representa a ação variável principal direta;
- $F_{\varepsilon qk}$ representa a ação variável indireta;
- $\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon g}$ são coeficientes de ponderação das ações e para edifícios são iguais a 1,4;
- $\psi_{0j}, \psi_{0\varepsilon}$ são fatores de redução, seus valores podem ser encontrados na Tabela 04.

Observando a equação acima, percebe-se que a letra “g” designa as ações principais, sendo o primeiro grupo as diretas e o segundo, as indiretas. A letra “q” representa as ações

variáveis, onde o primeiro grupo são as diretas e o segundo, as indiretas. Os coeficientes γ são os de ponderação e variam de acordo com o tipo de estrutura ou elemento construtivo. Já os coeficientes ψ são chamados de redutores e não devem ser aplicados nas ações permanentes, pois estas atuam em sua totalidade.

3.5.1.2 Combinações Últimas Especiais ou de Construção

Segundo Araújo (2010), os carregamentos especiais possuem uma duração muito curta quando comparado à vida útil da estrutura, que é de 50 anos, mas seus efeitos podem ser superiores aos efeitos do carregamento normal. A sua consideração só é feita quando houver risco de ocorrência para o estado limite em determinada fase, fazendo o cálculo das combinações para determinar seu impacto. A Equação 14 determina a maneira de fazer essa combinação.

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{g,j} F_{gk,j} + \gamma_{q,1} F_{qk,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{q,i} \psi_{0i,ef} F_{qk,i} \quad (14)$$

A diferença em relação a equação de combinação última normal é referente ao valor de ψ , que, devido a duração curta, deve ser utilizado os valores de ψ_2 , conforme indicado na Tabela 04.

3.5.1.3 Combinações Últimas Excepcionais

De acordo com Araújo (2010), as combinações últimas excepcionais tratam-se de carregamentos transitórios, de duração extremamente curta, mas que podem gerar efeitos catastróficos. Durante a fase de projeto, elas devem ser consideradas quando as ações excepcionais não puderem ser desprezadas ou na etapa de concepção, quando não houver soluções para minimizar os riscos dessas ações, como os sismos. A Equação 15 é utilizada para o cálculo.

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{g,j} F_{gk,j} + F_{q,exc} + \sum_{i=2}^n \gamma_{q,i} \psi_{0i,ef} F_{qk,i} \quad (15)$$

Os demais termos já foram identificados e explicados anteriormente, a mudança em relação as outras equações está presente no segundo termo da Equação 15, onde $F_{q,exc}$ é o valor representativo da ação transitória excepcional. Assim como na combinação especial ou de

construção, o valor de ψ , deve ser obtido através dos valores de ψ_2 , conforme indicado na Tabela 04.

3.5.2 Combinações de Serviço

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023a), as combinações de serviço englobam todas as ações permanentes, inclusive as deformações advindas das ações permanentes indiretas. Para a consideração das ações variáveis, divide-se em três categorias de combinações: as combinações quase permanentes de serviço, combinações frequentes de serviço e combinações raras de serviço. A Tabela 05 exibe os valores que majoram as ações variáveis que são aplicadas nas combinações de serviço.

Tabela 05 - Ações variáveis consideradas separadamente.

Combinação	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeitos de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeitos de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

¹⁾ Ações truncadas são ações variáveis, em que o seu valor não pode superar o limite correspondente.

Fonte: Adaptada da NBR 8681 (ABNT, 2004).

3.5.2.1 Combinações Quase Permanente de Serviço

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), as combinações quase permanentes de serviço envolvem ações que atuam durante um tempo muito longo, considerando o período de vida útil da estrutura. A consideração dessas ações se faz necessária para verificar o estado limite em relação a deformações excessivas. A Equação 16 é utilizada para esse tipo de combinação.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{qi,k} \quad (16)$$

Através da Equação 16, percebe-se que as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes, expressos por $\psi_{2j} F_{qi,k}$. A primeira parcela corresponde às ações permanentes, enquanto a segunda refere-se às ações variáveis.

3.5.2.2 Combinações Frequentes de Serviço

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), nesse tipo de combinação, as ações se repetem inúmeras vezes ao longo da vida útil da estrutura. A combinação é feita para analisar a abertura de fissuras e vibrações excessivas, podendo também ser considerada na verificação dos estados limites de deformações excessivas, como as causadas por variações de vento ou temperatura, que podem comprometer as vedações. Seu valor é determinado através da Equação 17.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \psi_1 F_{qi,k} \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (17)$$

Nesse tipo de combinação, a ação variável principal é multiplicada por ψ_1 , representando seu valor frequente, enquanto as outras ações variáveis são multiplicadas por ψ_2 , correspondendo aos valores quase permanentes.

3.5.2.3 Combinações Raras de Serviço

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a frequência desse tipo de combinação é baixa durante a vida útil da estrutura. Sua aplicação é fundamental para verificar a formação de fissuras. A Equação 18 descreve as incógnitas aplicadas para obter o resultado dessa combinação.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + F_{qi,k} \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{qj,k} \quad (18)$$

A primeira parcela, referente às ações variáveis, utiliza os valores característicos, enquanto as demais parcelas referem-se aos valores frequentes e são multiplicados por ψ_2 .

3.6 ESTABILIDADE GLOBAL

A análise da estabilidade global é uma das etapas mais importantes no desenvolvimento de um projeto estrutural, principalmente em edifícios mais altos, nos quais os elementos se tornam mais esbeltos e, conseqüentemente mais suscetíveis a deslocamentos maiores.

Com o uso de *softwares*, essa tarefa se tornou mais fácil e precisa, em função do maior poder de processamento e da agilidade oferecida. Mesmo com todo o avanço tecnológico, não é possível substituir o engenheiro, pois os programas computacionais são apenas calculadoras avançadas. Quem insere os dados de entrada e analisa efetivamente os resultados obtidos, determinando a sua coerência com a estrutura é o profissional capacitado.

Segundo Moncayo (2011), a análise da estabilidade global visa garantir a segurança da estrutura, verificando seu comportamento no estado limite último de instabilidade. Ao atingir esse limite, significa que ocorreu a perda total da capacidade resistente da estrutura, possivelmente devido ao aumento das deformações.

De acordo com Kimura (2018), a verificação da estabilidade global não é uma tarefa simples, sendo impossível realizá-la por meio de uma análise visual. Para obter resultados coerentes e concisos, é necessário conhecer bem a problemática e ter capacidade técnica para avaliar as condições de equilíbrio. Em projetos bem desenvolvidos, todos os dados são avaliados para que nunca atinja o estado limite último de instabilidade.

São diversos os fatores que influenciam diretamente na estabilidade global de um edifício, como os materiais empregados, as ações atuantes, a seção e posicionamento dos elementos estruturais. Esse último pode ser alterado durante a fase de concepção do projeto, pois a rigidez dos elementos precisa ser distribuída estrategicamente em situações mais desfavoráveis para garantir a integridade da estrutura. Por exemplo, é importante garantir que a maior inércia de um pilar esteja voltada para o maior vão ou que ele resista naquela direção a ação do vento que está sendo imposta.

Para verificação da estabilidade global, é necessário primeiramente classificar a estrutura em relação a sua mobilidade. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023a), as estruturas são classificadas como de nós fixos ou de nós móveis. As estruturas de nós fixos apresentam deslocamentos horizontais pequenos, e os efeitos de segunda ordem produzidos não correspondem nem a 10% dos efeitos de primeira ordem.

Ainda de acordo com a referida norma, são denominadas estruturas de nós móveis aquelas que apresentam grandes deslocamentos horizontais, portanto, apresentam os efeitos de segunda ordem superior a 10% dos efeitos de primeira ordem, devendo ser devidamente contabilizados. Contudo, há um caso em que os efeitos de segunda ordem podem ser

dispensados, mesmo para deslocamentos horizontais elevados, quando houver forças normais baixas.

De acordo com Moncayo (2011), as estruturas de nós fixos não são realmente rígidas, são deslocáveis, mas possuem deslocamentos horizontais muito pequenos que podem ser desprezados. Por outro lado, as estruturas de nós móveis não se deslocam de maneira excessiva, mas produzem efeitos que precisam ser considerados nos cálculos dos esforços.

Para a determinação das estruturas quanto à mobilidade existem alguns parâmetros, como o parâmetro α e o parâmetro $P\Delta$, nesta pesquisa será utilizado o coeficiente γ_z .

3.6.1 Coeficiente γ_z

Esse coeficiente tem como objetivo principal simplificar a classificação da mobilidade de uma estrutura e estimar com certa precisão, os efeitos de segunda ordem, dispensando a análise de segunda ordem (Wordell, 2003).

Segundo Barboza (2008), o coeficiente é utilizado para majorar os esforços de primeira ordem e obter os esforços finais. A sua aplicação refere-se à classificação das estruturas quanto a mobilidade dos seus nós, comparando o valor obtido com o valor limite estabelecido para determinar se a estrutura é de nós móveis ou não.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023a), o valor de γ_z é determinado através da Equação 19.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (19)$$

onde:

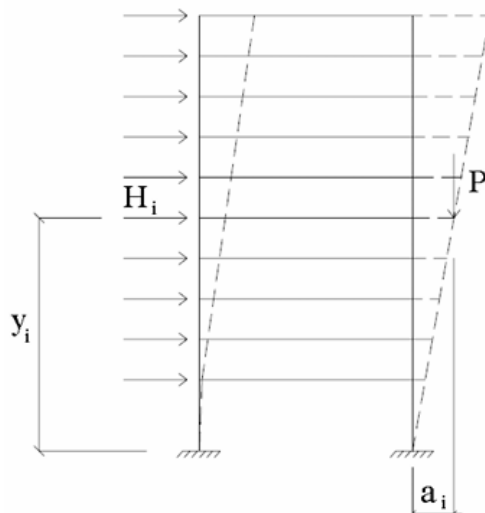
- $M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação consideradas, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;
- $\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem.

Para Bernadi (2010), a Figura 21 representa as variáveis envolvidas para a obtenção das parcelas referentes ao cálculo do γ_z . Onde o momento de tombamento e a somatória de todos os esforços verticais são obtidos respectivamente pelas Equações 20 e 21, descritas abaixo.

$$M_{1,tot,d} = \sum H_i y_i \quad (20)$$

$$\Delta M_{tot,d} = \sum P_i a_i \quad (21)$$

Figura 21 - Variáveis para o cálculo do coeficiente γ_z .



Fonte: Bernadi (2010).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023a), o coeficiente γ_z só poderá ser calculado para estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares. Quando utilizado, deverá ser obrigatoriamente incluído os efeitos da não linearidade física, reduzindo a rigidez dos elementos estruturais, como visto anteriormente.

Para Moncayo (2011), existe essa limitação pois, em edifícios com menos de quatro andares ainda não foi determinado qual o coeficiente redutor da rigidez dos pilares para a aproximação da não linearidade física. Outro motivo apontado, é que em prédios com menos pavimentos, geralmente adota-se certa irregularidade em sua geometria, sendo a regularidade um dos princípios básicos para a adoção desse coeficiente.

Considerando o 1 igual a 100%, à medida que esse valor é aumentado, por exemplo, 1,05, significa que há 5% de efeitos de segunda ordem em relação aos efeitos de primeira ordem. O limite estabelecido para a consideração da estrutura como sendo de nós fixos é de até 1,1 e para estruturas de nós móveis, esse valor deve estar entre o intervalo de 1,1 a 1,3.

Para a consideração dos efeitos de segunda ordem e obtenção dos esforços finais caso a estrutura seja classificada como sendo de nós móveis, as cargas horizontais devem ser multiplicadas por $0,95 \cdot \gamma_z$.

4 METODOLOGIA

Neste capítulo, apresenta-se a metodologia seguida a fim de atingir os objetivos propostos. O uso de pesquisa bibliográfica é indispensável para o desenvolvimento de trabalhos científicos, é ela que norteia sobre o desenvolvimento do estudo a ser realizado, traz consigo referências passadas de trabalhos similares e fornece conhecimento para o leitor. Portanto, o presente trabalho teve início com a realização de uma pesquisa bibliográfica sobre o tema de estudo, nas bases de pesquisa científica: *Google Acadêmico*, *Scientific Electronic Library Online* (SciELO) e Biblioteca Digital Brasileira de Teses e Dissertações (BDTD).

É necessário definir o procedimento de uma pesquisa e também a sua abordagem. De acordo com Mussi *et al.* (2019), a pesquisa quantitativa aproxima-se bastante do modelo estatístico, onde os números são utilizados para dar ênfase aos resultados obtidos e comprovar a eficácia da análise.

4.1 OBJETO DE ESTUDO

Para o desenvolvimento da presente pesquisa, foi adotado como base o projeto do edifício presente no livro “Estruturas de Concreto Armado” do autor Torres Filho (2021). A planta de fôrma do primeiro pavimento foi ampliada, resultando em um edifício com 5,0 metros de largura e 18,0 metros de comprimento, de modo que o espelho da escada estivesse de acordo com as normas de acessibilidade. Outrossim, foi o aumento do número de pavimentos com o objetivo de analisar a estabilidade global, ficando dessa forma, cinco pavimentos, sendo um térreo, três tipos e um de cobertura. As plantas de fôrma de todos os pavimentos estão presentes no Anexo A, onde é possível observar a geometria dos elementos e a sua disposição.

Considerou-se o edifício localizado na Cidade de Cajazeiras – PB, Bairro Centro, rodeado por residências, com cota máxima de 3,0 metros, totalizando uma edificação de 12,0 metros de altura e que ocupa uma área de 90,0 metros quadrados.

4.2 NORMAS UTILIZADAS

As normas utilizadas para o desenvolvimento do presente estudo são da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), conforme descritas no Quadro 01.

Quadro 01 – Normas brasileiras utilizadas.

NBR 6120 (2019)	Ações para o cálculo de estruturas de edificações
NBR 6123 (2023)	Forças devidas ao vento em edificações
NBR 6118 (2023)	Projeto de estrutura de concreto
NBR 8681 (2003)	Ações e seguranças nas estruturas - Procedimento

Fonte: Autora (2025).

4.3 INFORMAÇÕES COMPLEMENTARES

A resistência à compressão característica do concreto (f_{ck}) adotada foi de 25 MPa. De acordo com a localização do edifício e o mapa de isopletas presente na NBR 6123 (ABNT, 2023b), a velocidade básica do vento (V_0) é de 30 m/s. Para determinar a velocidade característica do vento, é necessário definir alguns fatores, são eles: o fator estatístico (S_1), foi considerado como sendo igual a 1,0, por ser classificado como um terreno plano e com poucas ondulações; o fator do terreno (S_2), considerando que o edifício está enquadrado na categoria III e classe A, sendo esse valor variável de acordo com a cota do pavimento que está sendo analisado; e o fator topográfico (S_3) foi atribuído o valor 1,0, por ser um prédio destinado ao uso residencial.

Após determinar a velocidade característica do vento, o coeficiente de arrasto foi determinado atribuindo um vento de baixa turbulência. A força de arrasto calculada através desse coeficiente foi delimitada através da área de influência de cada andar. A edificação apresenta planta baixa simétrica e retangular, dessa maneira, a análise da ação do vento deu-se em duas de suas fachadas, para as direções de 0° e 90°.

4.4 DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Para a análise dos carregamentos presentes na edificação, foram consideradas quatro combinações, englobando as seguintes cargas: peso próprio da estrutura (PP), cargas permanentes (CP), cargas acidentais (SC) e vento, ora atuando na direção de 0° e ora na direção de 90°. Essas combinações estão detalhadas no Quadro 02.

Quadro 02 – Descrição das combinações.

Combinações	Descrição
1	$1,4 * (PP + CP + SC) + (1,4 * 0,6 * VENTO 0^\circ)$
2	$1,4 * (PP + CP + SC) + (1,4 * 0,6 * VENTO 90^\circ)$
3	$1,4 * (PP + CP + VENTO 0^\circ) + (1,4 * 0,5 * SC)$
4	$1,4 * (PP + CP + VENTO 90^\circ) + (1,4 * 0,5 * SC)$

Fonte: Autora, 2025.

De acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019), foi determinado os carregamentos a serem utilizados, onde todas as informações estão presentes no Quadro 03.

Quadro 03 – Descrição dos carregamentos.

Descrição	Carregamento adotado
Laje de cobertura	2,5 kN/m ²
Laje pavimento tipo	3,0 kN/m ²
Escada	3,0 kN/m ²
Alvenaria	13 kN/m ³
Revestimento	1,0 kN/m ²
Forro	0,5 kN/m ²
Carga acidental	2,0 kN/m ²

Fonte: Autora, 2025.

A análise estrutural foi realizada no Estado Limite Último (ELU), para que além do efeito da ação do vento, fosse possível considerar o efeito do desaprumo quando necessário. Essa imperfeição global trata-se de uma carga permanente indireta, que quando comparada com a ação do vento, pode resultar em três cenários: uso apenas do momento de vento, uso apenas do momento de imperfeição global e a soma dessas duas solicitações.

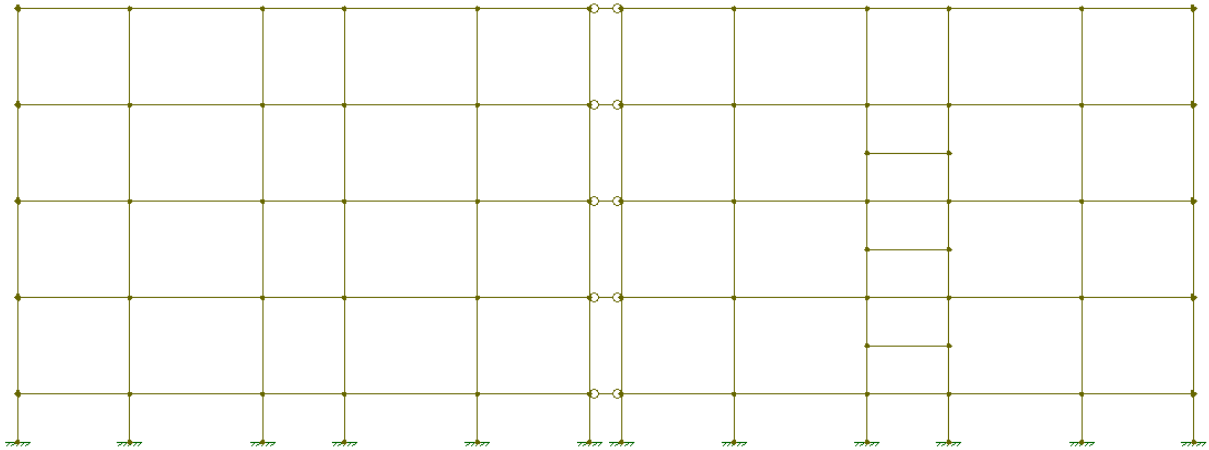
4.5 MONTAGEM DO MODELO

Para o lançamento da modelagem dos pórticos planos, utilizou-se o *software* FTOOL, a visualização para os pórticos laterais pode ser observada na Figura 22. Foi adicionada as características básicas do edifício, especificações de materiais e suas respectivas cargas. A consideração da não linearidade física dos materiais foi feita de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023a), de maneira aproximada, com a redução da rigidez dos elementos estruturais, conforme abordado no tópico 3.1.2.

A determinação dos carregamentos das vigas foi feita utilizando o conceito de charneiras plásticas, considerando a área de influência das lajes, como explicado no item 3.2.5.

Para as duas direções, foi realizado o cálculo para ver a necessidade da consideração de trechos rígidos.

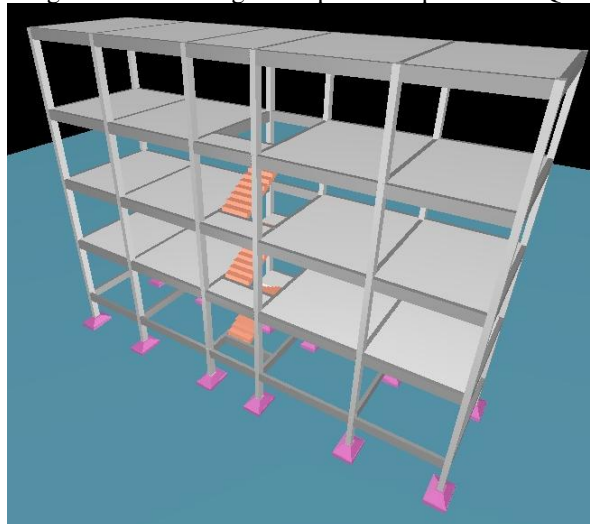
Figura 22 - Modelagem dos pórticos laterais no FTOOL.



Fonte: Autora, 2025.

Quanto a modelagem dos pórticos espaciais, o *software* utilizado foi o TQS, a Figura 23 permite a visualização da estrutura. Esse modelo, já considera a não linearidade física dos materiais, com a designação do usuário. Além de distribuir de maneira automática, o carregamento das lajes para as vigas, através do modelo de cálculo escolhido. Dessa maneira, de forma similar ao modelo anterior, os cálculos e as análises foram feitos para verificar todos os esforços presentes na estrutura.

Figura 23 - Modelagem do pórtico espacial no TQS.



Fonte: Autora, 2025.

4.6 ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

A análise da estabilidade global e a classificação do edifício quanto à mobilidade dos nós foi realizada utilizando o coeficiente Gama Z. A determinação do coeficiente foi dada para

cada direção do vento a ser verificada (0° e 90°), onde levou-se em consideração o momento de tombamento e o momento total obtido através das cargas verticais.

Após comparar os resultados dos esforços obtidos com os modelos de pórtico plano e pórtico espacial e fazer a taxa de variação percentual desses valores, foi selecionado uma viga para verificar os momentos fletores gerados através de cada modelo estrutural, gráficos foram gerados para visualizar essas diferenças.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, são apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir das análises realizadas com os modelos estruturais de pórtico plano e pórtico espacial. Para isso, foram consideradas diferentes combinações com os carregamentos adotados. A comparação entre os dois métodos empregados busca evidenciar as diferenças no comportamento da estrutura.

5.1 ANÁLISE UTILIZANDO O MODELO DE PÓRTICO PLANO

Para o lançamento da estrutura no FTOOL foi calculado o módulo de elasticidade secante do concreto para as barras de transferência, sendo igual a 24.080 MPa. As vigas e os pilares tiveram o valor reduzido para 9.632 MPa e 19.264 MPa, respectivamente, levando à redução da rigidez dos elementos de modo a considerar a não linearidade física dos materiais de maneira simplificada. Na atuação da ação do vento a 90° foi considerado 3,0 centímetros de trecho rígido nas vigas.

5.1.1 Determinação dos carregamentos verticais

Para a contabilização das cargas verticais foi incluído os valores referentes ao peso próprio da estrutura, carga permanente e sobrecarga. As combinações 1 e 2 são aquelas em que a sobrecarga é tida como a variável principal, os resultados obtidos podem ser visualizados na Tabela 6. A memória de cálculo dos carregamentos encontra-se no Apêndice A.

Tabela 06 - Carregamentos verticais para as combinações 1 e 2.

	Vão	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
Baldrame	1	9,198	9,198	9,198	9,198	9,198	9,198	9,198	9,198	9,198	-
	2	9,198	47,452	9,198	-	-	-	-	-	-	-
	3	9,198	-	5,103	-	-	-	-	-	-	-
	4	9,198	-	9,198	-	-	-	-	-	-	-
	5	9,198	-	9,198	-	-	-	-	-	-	-
Tipo	1	14,397	5,347	55,971	14,397	17,147	48,438	18,062	18,062	48,438	17,147
	2	15,479	4,657	53,752	15,479	-	-	-	-	-	-
	3	5,803	-	-	9,933	-	-	-	-	-	-
	4	15,479	-	-	15,479	-	-	-	-	-	-
	5	14,397	-	-	14,397	-	-	-	-	-	-

	Vão	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
Cobertura	1	9,678	9,678	12,005	27,109	19,344	19,344	27,109	12,005	-	-
	2	9,358	9,358	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	7,580	7,580	-	-	-	-	-	-	-	-
	4	9,358	9,358	-	-	-	-	-	-	-	-
	5	9,678	9,678	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Autora, 2025.

De maneira análoga, a Tabela 7 foi construída para as combinações 3 e 4, onde a ação do vento é tido como a variável principal. Em virtude disso, a carga acidental foi multiplicada pelo coeficiente ψ_0 igual a 0,5, conforme a combinação. A memória de cálculo deles encontra-se no Apêndice A.

Tabela 07 - Carregamentos verticais para as combinações 3 e 4.

	Vão	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
Baldrame	1	9,198	9,198	9,198	9,198	9,198	9,198	9,198	9,198	9,198	-
	2	9,198	44,187	9,198	-	-	-	-	-	-	-
	3	9,198	-	5,103	-	-	-	-	-	-	-
	4	9,198	-	9,198	-	-	-	-	-	-	-
	5	9,198	-	9,198	-	-	-	-	-	-	-
Tipo	1	13,500	5,914	51,744	13,500	15,827	43,622	16,601	16,601	43,622	15,827
	2	14,416	5,261	49,647	14,416	-	-	-	-	-	-
	3	5,803	-	-	9,093	-	-	-	-	-	-
	4	14,416	-	-	14,416	-	-	-	-	-	-
	5	13,500	-	-	13,500	-	-	-	-	-	-
Cobertura	1	8,781	8,781	10,685	22,714	16,361	16,361	22,714	10,685	-	-
	2	8,520	8,520	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	7,065	7,065	-	-	-	-	-	-	-	-
	4	8,520	8,520	-	-	-	-	-	-	-	-
	5	8,781	8,781	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Autora, 2025.

5.1.2 Determinação dos carregamentos horizontais

5.1.2.1 Força devido ao vento

Conforme as variáveis apresentadas na metodologia, tópico 4.3, e na determinação das áreas de influência (A_e) de cada pavimento, foi obtida a ação do vento para as direções de 0° e 90° . As Tabelas 08 e 09 apresentam o resumo dos cálculos obtidos.

Tabela 08 – Determinação da força do vento na direção de 0° .

Pavimento	S_1	S_2	S_3	V_k (m/s)	A_e (m ²)	C_a	F_v (kN) por andar	F_v (kN)
Térreo	1,0	0,833	1,0	25,00	7,50	0,75	2,16	2,16
Tipo 1	1,0	0,833	1,0	25,00	7,50	0,75	2,16	4,63
	1,0	0,893	1,0	26,80	7,50	0,75	2,47	
Tipo 2	1,0	0,893	1,0	26,80	7,50	0,75	2,47	5,16
	1,0	0,930	1,0	27,90	7,50	0,75	2,69	
Tipo 3	1,0	0,930	1,0	27,90	7,50	0,75	2,69	5,53
	1,0	0,957	1,0	28,72	7,50	0,75	2,84	
Cobertura	1,0	0,957	1,0	28,72	7,50	0,75	2,84	2,84

Fonte: Autora, 2025.

Tabela 09 - Determinação da força do vento na direção de 90° .

Pavimento	S_1	S_2	S_3	V_k (m/s)	A_e (m ²)	C_a	F_v (kN) por andar	F_v (kN)
Térreo	1,0	0,833	1,0	25,00	27,00	1,26	13,02	13,04
Tipo 1	1,0	0,833	1,0	25,00	27,00	1,26	13,02	28,01
	1,0	0,893	1,0	26,80	27,00	1,26	14,97	
Tipo 2	1,0	0,893	1,0	26,80	27,00	1,26	14,97	31,21
	1,0	0,930	1,0	27,90	27,00	1,26	16,24	
Tipo 3	1,0	0,930	1,0	27,90	27,00	1,26	16,24	33,44
	1,0	0,957	1,0	28,72	27,00	1,26	17,20	
Cobertura	1,0	0,957	1,0	28,72	27,00	1,26	17,20	17,20

Fonte: Autora, 2025.

Como pode ser visto, a força característica devido ao vento na direção de 0° , somadas todas as contribuições, foi igual a 20,32 kN. Já para a direção de 90° a força característica devido ao vento foi de 122,89 kN. Esses valores serão comparados posteriormente com os resultados obtidos através do modelo de pórtico espacial.

5.1.2.2 Imperfeição Global

O edifício possui altura de 12,0 metros, com início do arranque dos pilares da fundação na cota de -1,50 metros. A estrutura é composta por 12 pilares, que resultou em θ_1 igual a $\frac{1}{367,42}$ rad e θ_a no valor de 0,002 rad. A imperfeição global resultante, bem como o momento de imperfeição global estão presentes na Tabela 10.

Tabela 10 - Momento devido a imperfeição global.

Pavimento	Altura (m)	Carga do pavimento (kN)	Imperfeição global (kN)	M_{ig} (kN.m)
Térreo	1,5	624,18	1,25	1,88
Tipo 1	4,5	1065,07	2,13	9,60
Tipo 2	7,5	1065,07	2,13	16,00
Tipo 3	10,5	1041,46	2,09	21,90
Cobertura	13,5	671,94	1,35	18,17
$M_{ig,total}$(kN.m)				67,55

Fonte: Autora, 2025.

A somatória dos momentos devido ao vento foi de 159,22 kN.m e 962,98 kN.m para as direções de 0° e 90°, respectivamente. Ao comparar 30% desses valores com o momento de imperfeição global, percebeu-se que ele não foi preponderante apenas para a direção de 0°. Dessa forma, para essa direção, as cargas horizontais consideradas foram a ação do vento e a imperfeição global. Por fim, as cargas horizontais finais para cada direção podem ser visualizadas na Tabela 11.

Tabela 11 - Carregamentos horizontais

Pavimento	Carga Horizontal 0° (kN)	Carga Horizontal 90° (kN)
Térreo	3,41	13,04
Tipo 1	6,76	28,01
Tipo 2	7,29	31,21
Tipo 3	7,61	33,44
Cobertura	4,19	17,20
Total	29,27	122,89

Fonte: Autora, 2025.

5.1.2.3 Classificação da estrutura quanto à mobilidade dos nós

Para classificar a estrutura quando a sua mobilidade foi calculado o momento de tombamento devido as cargas horizontais, levando em consideração as ações em cada direção. Os valores obtidos para as quatro combinações podem ser observados na Tabela 12.

Tabela 12 - Momento de tombamento.

Pavimento	Altura (m)	Combinação 1		Combinação 2		Combinação 3		Combinação 4	
		Carga H.(kN)	M ₁ (kN.m)	Carga H.(kN)	M ₁ (kN.m)	Carga H.(kN)	M ₁ (kN.m)	Carga H.(kN)	M ₁ (kN.m)
Térreo	1,5	2,86	4,29	10,95	16,42	4,77	7,15	18,25	27,37
Tipo 1	4,5	5,68	25,57	23,53	105,87	9,47	42,62	39,21	176,46
Tipo 2	7,5	6,13	45,95	26,22	196,63	10,21	76,59	43,70	327,72
Tipo 3	10,5	6,40	67,12	28,09	294,93	10,66	111,94	46,81	491,54
Cobertura	13,5	3,52	47,51	14,45	195,05	5,87	79,19	24,08	325,08
M_{1,total}(kN.m)		190,49		808,91		317,48		1.348,48	

Fonte: Autora, 2025.

A estrutura foi lançada no FTOOL apenas com as cargas horizontais corrigidas, para cada uma das combinações, sendo obtidos os deslocamentos presentes na Tabela 13. Através da carga vertical corrigida, obteve-se os valores dos momentos gerados a partir dos deslocamentos das cargas verticais.

Tabela 13 - Momento gerado pelas cargas verticais.

Pavimento	Altura (m)	Combinação 1		Combinação 2		Combinação 3		Combinação 4	
		Carga V.(kN)	Desl. (mm)	Carga V.(kN)	Desl. (mm)	Carga V.(kN)	Desl. (mm)	Carga V.(kN)	Desl. (mm)
Térreo	1,5	873,85	0,30	873,85	1,35	873,85	0,49	873,85	2,24
Tipo 1	4,5	1491,1	1,73	1491,1	7,91	1365,1	2,88	1365,1	13,18
Tipo 2	7,5	1491,1	2,82	1491,1	13,45	1365,1	4,71	1365,1	22,41
Tipo 3	10,5	1458,0	3,52	1458,0	16,86	1332,0	5,86	1332,0	28,10
Cobertura	13,5	940,72	3,79	940,72	17,98	814,72	6,31	814,72	29,97
M_{total}(kN.m)		15,74		74,52		23,74		112,39	

Fonte: Autora, 2025.

Por fim, ao calcular o parâmetro gama z para as combinações 1, 3 e 4, a estrutura foi classificada como sendo de nós fixos, e para a combinação 2 como sendo de nós móveis. Dessa forma é necessário considerar os efeitos de segunda ordem globais para a segunda combinação. Os resultados obtidos estão presentes na Tabela 14.

Tabela 14 – Classificação da mobilidade da estrutura.

Gama z			
Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3	Combinação 4
1,090	1,101	1,081	1,091

Fonte: Autora, 2025.

5.2 ANÁLISE UTILIZANDO O MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL

Para realizar a análise estrutural utilizando o modelo de pórtico espacial foi empregado como ferramenta o *software* TQS 21.18. Dentre os seis modelos que o sistema possui foi adotado o modelo tido como IV, para que a estrutura fosse representada de maneira similar ao modelo de pórtico plano, onde o pórtico é composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito do diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Os esforços resultantes das barras das lajes sobre as vigas são transferidos como cargas para o pórtico espacial.

Para a análise dos efeitos de 2ª ordem global foi empregado o coeficiente G_{mZ} , que também calcula o parâmetro alfa, válido para edifícios com mais de quatro pavimentos.

No modelo, as deformações devido ao esforço cortante foram desconsideradas. A contribuição da mesa colaborante da laje também não foi considerada. Com relação aos pilares, para contornar sua deformação axial, a rigidez axial foi elevada utilizando um valor para o M_{ulaxi} igual a 3.

Para considerar os trechos rígidos foi empregado o método dos *Offsets* rígidos, não sendo considerados os deslocamentos devido às cargas horizontais.

5.2.1 Forças devido à ação do vento

Para realizar a análise com o modelo de pórtico espacial foram adotadas as mesmas características de velocidade básica do vento e fatores empregados na análise em pórtico plano. Após a determinação dos coeficientes de arrasto para as duas direções, para um C_a igual a 0,75 foi constatada uma força característica devido ao vento na direção de 0° igual a 19,70 kN. Já para a direção de 90°, onde o C_a foi igual a 1,26, a força característica devido ao vento foi de 118,2 kN. Em ambos os casos a turbulência do vento foi considerada baixa.

Comparando os dois modelos estruturais empregados, pode-se perceber que para o modelo em pórtico plano os esforços foram 3,15% e 3,97% maiores que os obtidos na análise em pórtico espacial nas direções de 0° e 90°, respectivamente.

5.2.2 Imperfeição global

Nessa etapa, o número de prumadas de pilares para o cálculo de θ_a foi igual a 12, com uma altura H igual a 13,5 metros. O somatório das cargas verticais característica foi de 4471,80 kN. A partir dessas considerações foi obtido um momento devido à imperfeição global de 69,0

kN.m, válido para as duas direções. O que resulta em aumento de aproximadamente 2% em relação ao que foi obtido na análise em pórtico plano.

Para a direção de 0°, considerando a relevância da imperfeição global, o software sugere um aumento no coeficiente de arrasto para levar essa imperfeição em conta. Nesse caso, o coeficiente de arrasto sugerido foi de 1,088. Utilizando esse coeficiente, uma nova análise foi realizada obtendo os valores finais, que são apresentadas na Tabela 15. O valor total para o caso de pórtico espacial ficou 3,42 % menor que o total para o pórtico plano na direção de 0°. Já para a direção de 90° o valor continuou 3,97% menor que o total para o pórtico plano.

Tabela 15 - Carregamentos horizontais

Pavimento	Carga Horizontal 0° (kN)	Carga Horizontal 90° (kN)
Térreo	2,80	11,60
Tipo 1	6,20	26,00
Tipo 2	7,30	30,40
Tipo 3	7,90	33,00
Cobertura	4,10	17,10
Total	28,30	118,20

Fonte: Autora, 2025.

5.2.3 Classificação da estrutura quanto à mobilidade dos nós

Ao realizar a análise estrutural utilizando o modelo de pórtico espacial para todas as combinações apontadas, a estrutura foi classificada integralmente como sendo de nós móveis, o que não aconteceu para o modelo de pórtico plano. As variações percentuais dos valores obtidos para cada combinação foram de 4,05%, 0,54%, 4,84% e 1,45% maiores que os obtidos com o modelo de pórtico plano, respectivamente, como mostra a Tabela 16.

Tabela 16 – Classificação da mobilidade da estrutura.

Gama z			
Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3	Combinação 4
1,136	1,107	1,136	1,107

Fonte: Autora, 2025.

5.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS DOIS MODELOS ESTRUTURAIS

Para comparar os momentos obtidos utilizando os dois modelos estruturais, foi selecionada a viga V1 do térreo e registrou-se os esforços que podem ser observados através dos Gráficos 01 e 02. Os dados foram coletados nos apoios e no meio do vão.

Gráfico 01 – Momentos fletores da viga 1 utilizando pórtico plano.

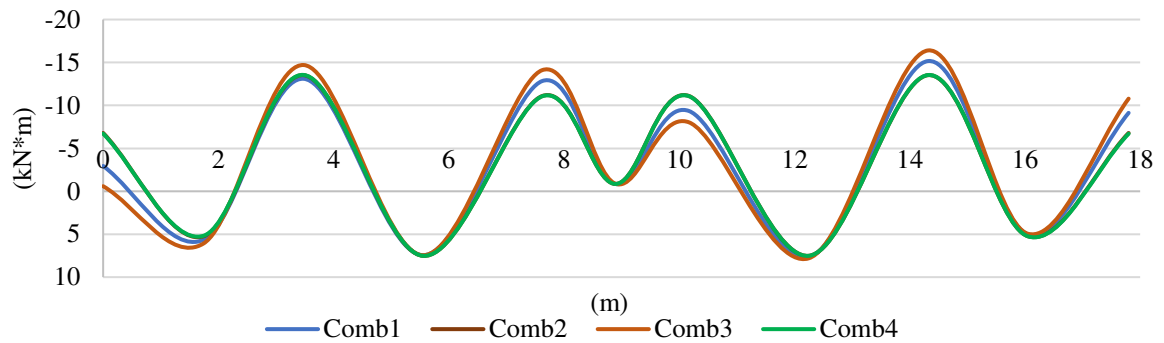
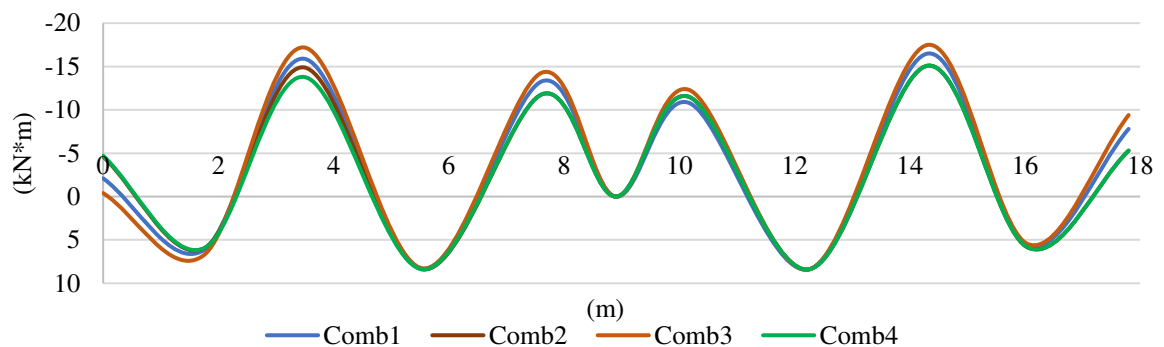


Gráfico 02 - Momentos fletores da viga 1 utilizando pórtico espacial.



Os resultados obtidos mostraram que houve uma variação elevada no primeiro apoio e no meio do vão da terceira parte da viga 1, compreendido entre as cotas de 8,0 a 10,0 metros, com cerca de 43%. Para os demais momentos, a variação foi de aproximadamente 11%. De maneira geral, o aumento mais significativo encontrado foi de 2 kN.m.

Parta da discrepância entre esses valores pode ser explicada através da utilização do Mulaxi empregado no pórtico espacial. Ao aumentar a rigidez axial dos pilares, os momentos fletores são corrigidos. O mesmo não aconteceu utilizando o modelo de pórtico plano, pois o lançamento da estrutura é feito de uma vez e não há como considerar um fator similar de correção utilizando o FTOOL.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo evidenciou, por meio de referências analisadas, que todo o procedimento deve ser realizado utilizando corretamente os fatores de segurança, levando em consideração as ações que atuam sobre a estrutura e interpretando os resultados obtidos com precisão. Também foi possível reafirmar que a análise estrutural é indispensável em qualquer edificação, especialmente as mais esbeltas.

Além disso, a inclusão da ação do vento, da imperfeição global e a escolha das combinações influenciam significativamente o comportamento da estrutura, uma vez que, para cada situação, os esforços podem apresentar valores distintos.

Ao comparar os resultados obtidos utilizando o modelo de pórtico plano e de pórtico espacial, percebeu-se uma variação nos esforços, o que é justificável, pois a análise do segundo modelo é mais refinada e considera um maior número de graus de liberdade. Outro fator, é a forma como se considera as cargas horizontais. Enquanto um modelo corrige o carregamento modificando o coeficiente de arrasto para elevar a força devido ao vento e considerar a imperfeição global, no outro, essas ações são somadas.

O parâmetro que determina a mobilidade da estrutura também apresentou divergências entre as duas modelagens. Apesar das variações percentuais serem relativamente baixas, isso interfere significativamente no comportamento da estrutura, tendo em vista que utilizando o modelo de pórtico espacial, para as quatro combinações, os esforços de segunda ordem foram considerados, o mesmo não aconteceu para o modelo de pórtico plano. Em estruturas mais esbeltas, a não consideração desses esforços pode interferir diretamente no dimensionamento dos elementos estruturais, na posição e no arranjo das armaduras e na redução dos deslocamentos que poderiam ser excessivos.

Quando se analisa os esforços, no caso os momentos fletores, novamente houve variação nos resultados. No modelo de pórtico espacial, há uma correção da deformação axial dos pilares, expressando a construção da estrutura pavimento a pavimento. Já no modelo de pórtico plano, a análise assume uma construção simultânea.

De maneira geral, os resultados são satisfatórios e demonstram que modelos estruturais mais avançados proporcionam análises mais precisas e refinadas. Vale salientar que, o modelo de pórtico plano é válido para obtenção de resultados, principalmente na ausência de ferramentas computacionais mais avançadas, mas devem ser analisados quanto a sua limitação na utilização de edificações, já que pode gerar diferenças significativas em relação aos esforços

considerados.

Para pesquisas futuras, recomenda-se a realização de comparações similares utilizando edificações mais altas para verificar o comportamento dos momentos fletores e dos deslocamentos, avaliando as respostas geradas principalmente no modelo de pórtico plano, para verificar a viabilidade da sua aplicação. Ademais, sugere-se comparar o desempenho de edificações com e sem trechos rígidos, a fim de identificar sua influência na estabilidade estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014, vol. 1.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. **NBR 6118**: Projeto de estrutura de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, ago. 2023a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, ago. 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, dez. 2023b.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. **NBR 8681**: Ações e garantias nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, mar. 2003.
- BARBOZA, Marcos Robiati. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. 2008. Relatório Final de Iniciação Científica (Bacharel em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2008. Disponível em: wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Rel.%20Final%20Marcos.pdf. Acesso em: 20 mar. 2024.
- BERNADI, Douglas Francescato. **Estudo comparativo entre o modelo de viga contínua e o modelo de pórtico espacial para uma estrutura em concreto armado de pequeno porte**. 2007. Trabalho de Diplomação (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, nov. 2007. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/26029/000755001.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 10 nov. 2024.
- BERNADI, Douglas Francescato. **Um modelo computacional para a análise global tridimensional da estrutura de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, maio 2010. Disponível em: <https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/25435/000751652.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 27 nov. 2024.
- CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.
- CHAGAS, Daniel Pereira. **Análise comparativa entre modelos estruturais para edifícios de concreto armado**. 2012. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia de Produção Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012. Disponível em: https://repositorio.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/8362/2/CT_EPC_2012_1_07.PDF. Acesso em: 10 nov. 2024.
- DINIZ, Carlos Wilson da Silva; LAGES, Eduardo Nobre; BARBOZA, Aline. Global stability of buildings' structural systems considering beam-wall connections. **Revista Ibracon de**

estruturas e materiais, Maceió, v. 12, n. 4, p. 705–737, ago. 2019. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952019000400002>. Acesso em: 22 mar. 2024.

FONTES, Fernando Fernandes. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118: 2003**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) – Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005. Disponível em: http://sistemas.set.eesc.usp.br/static/media/producao/2005ME_FernandoFernandesFontes.pdf. Acesso em: 15 mar. 2024.

KIMURA, Alio Ernesto. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2018.

MARINHO, Mateus Martins. **Estudo comparativo entre o cálculo manual e computacional de um edifício em concreto armado**. 2020. Monografia (Especialização em Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2020. Disponível em: <http://hdl.handle.net/1843/45224>. Acesso em: 17 mar. 2024.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. Dissertação (Mestrado em Ciências – Programa de Engenharia Civil - Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. Disponível em: https://producaocientifica.eesc.usp.br/producao/2011ME_WinstonJuniorZumaetaMoncayo.pdf. Acesso em: 21 out. 2024.

MUSSI, Ricardo Franklin de Freitas; MUSSI, Leila Maria Prates Teixeira; ASSUNÇÃO, Emerson Tadeu Cotrim; NUNES, Claudio Pinto. Pesquisa Quantitativa e/ou Qualitativa: distanciamentos, aproximações e possibilidades. **Sustinere**, Rio de Janeiro, v.7, n.2, p. 414-430, jul-dez, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.12957/sustinere.2019.41193>. Acesso em: 20 abr. 2024.

NOGUEIRA, Williamar Vilela. **Análise matricial de estruturas pelo método da rigidez – pórtico espacial**. 2021. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Jataí, 2021. Disponível em: https://repositorio.ifg.edu.br/bitstream/prefix/825/1/tcc_Williamar%20Vilela%20Nogueira.pdf. Acesso em: 01 nov. 2024.

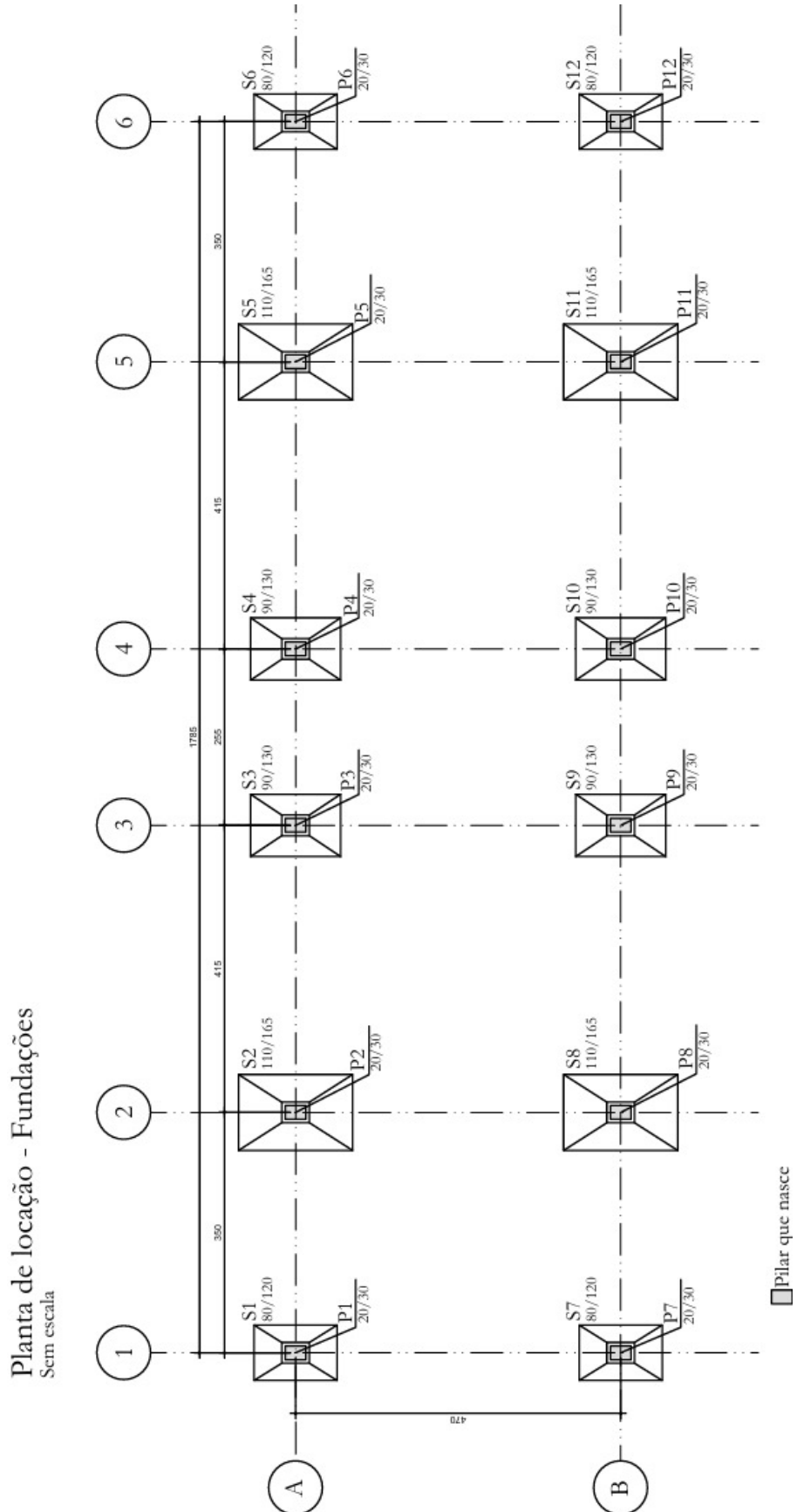
SANTOS, José Sérgio dos. **Desconstruindo o projeto estrutural de edifícios: concreto armado e protendido**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

SANTOS, Tatyane Pacifico dos. **Comportamento do sistema estrutural em edifícios altos de concreto armado considerando a influência das modelagens do núcleo rígido**. 2018. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2018. Disponível em: <https://www.repositorio.ufal.br/bitstream/riufal/5069/1/Comportamento%20do%20sistema%20estrutural%20em%20edifícios%20altos%20de%20concreto%20armado%20considerando%20a%20influência%20das%20modelagens%20do%20núcleo%20rígido.pdf>. Acesso em: 10 abr. 2024.

TORRES FILHO, Daniel. **Estruturas de concreto armado**. 1. ed. Cajazeiras: Câmara Brasileira do Livro, 2021.

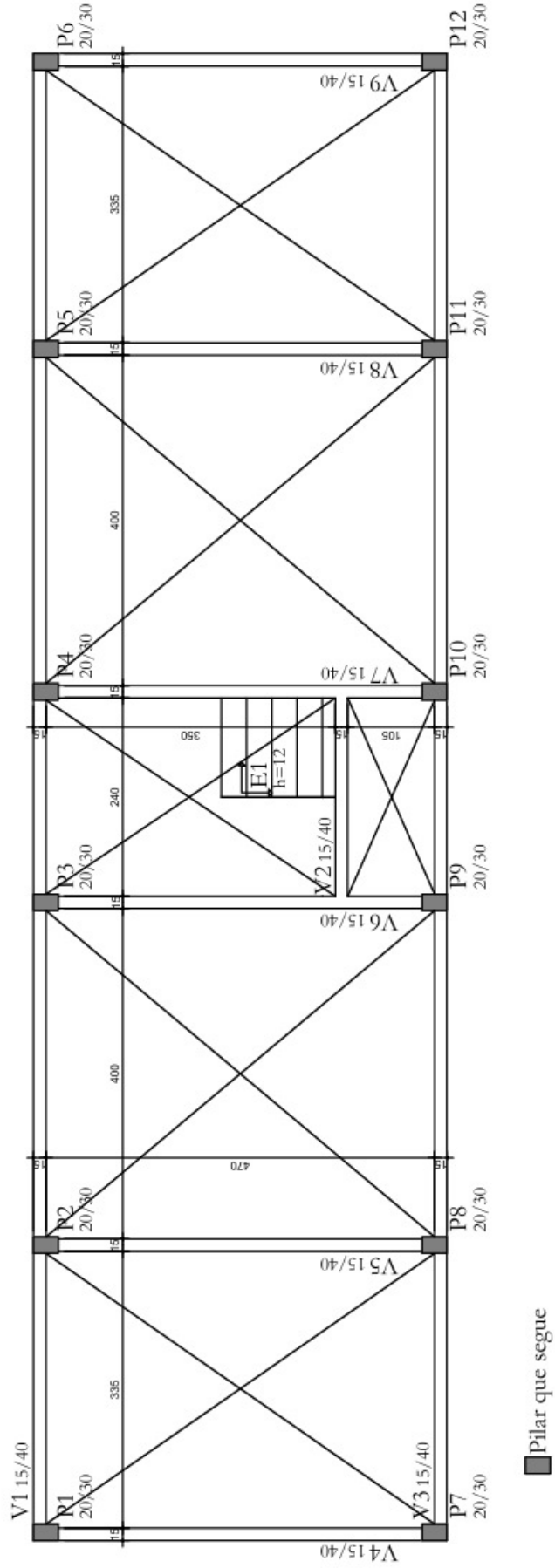
WORDELL, Fernando. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, out. 2003. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/10167/000543149.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 26 set. 2024.

ANEXO A – PLANTA DE FORMA DOS PAVIMENTOS



Fonte: Adaptado de Torres Filho, 2021.

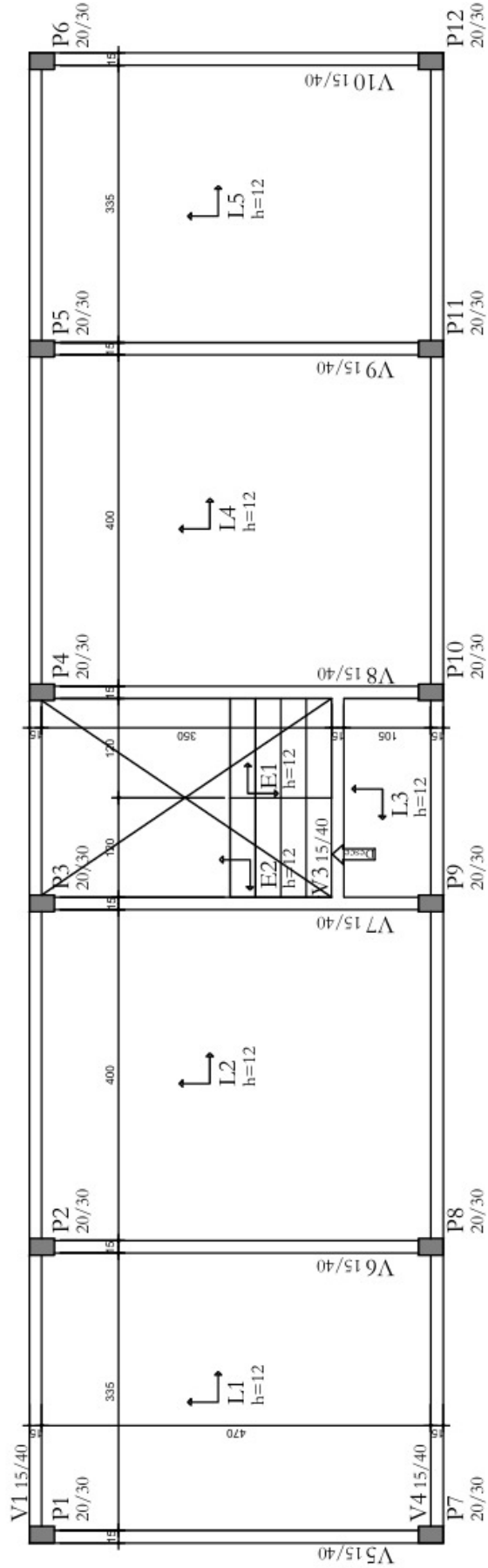
Planta de forma - Baldrame
Sem escala



Fonte: Adaptado de Torres Filho, 2021.

Planta de forma - Tipo

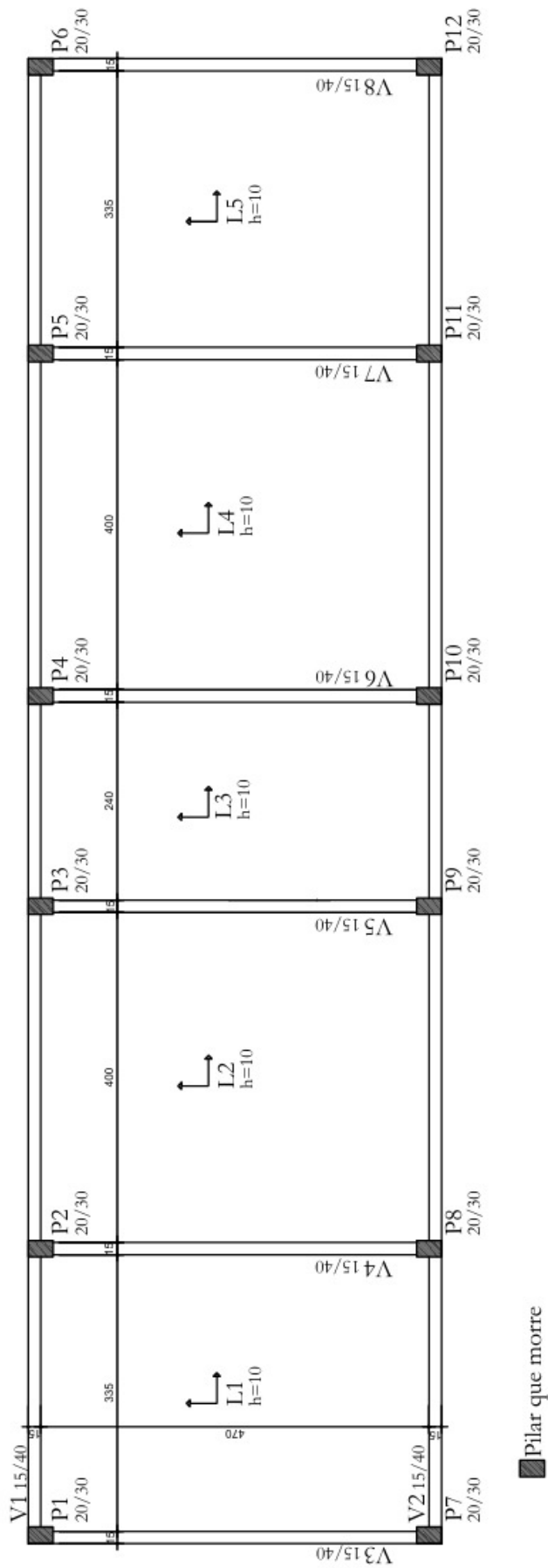
Sem escala



■ Pilar que segue

Fonte: Adaptado de Torres Filho, 2021.

Planta de forma - Cobertura
Sem escala



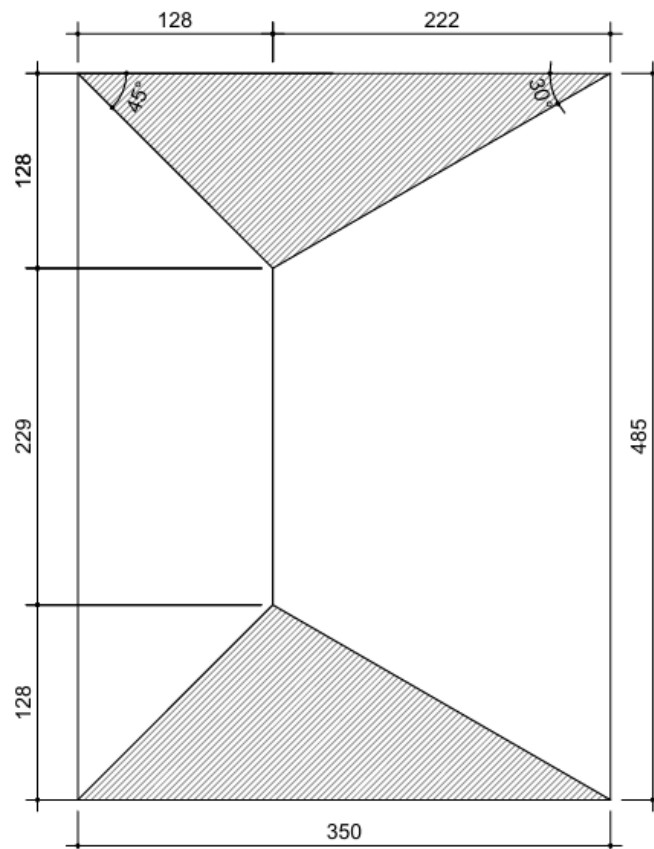
Fonte: Adaptado de Torres Filho, 2021.

APÊNDICE A – CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS VERTICAIS

A seguir, tem-se a memória de cálculo dos carregamentos verticais da baldrame, os resultados são iguais para as quatro combinações.

Baldrame						
Vão(m)	Área de influência (m ²)	Carga da laje (kN/m)	P.P. viga (kN/m)	P. alvenaria (kN/m)	Carregamento total (kN/m)	
V1	-	-	1,50	5,07	9,20	
V2	-	-	1,50	5,07	9,20	
V3	-	-	1,50	5,07	9,20	
V4	-	-	1,50	5,07	9,20	
V5	-	-	1,50	5,07	9,20	
V6	-	-	1,50	5,07	9,20	
V7	-	-	1,50	5,07	9,20	
V8	-	-	1,50	5,07	9,20	
V9	-	-	1,50	5,07	9,20	

A figura abaixo mostra a separação das áreas de influência da Laje 1, com todas as suas dimensões para a determinação dos carregamentos.



As tabelas seguintes mostram os carregamentos verticais obtidos através das combinações 1 e 2.

		Pavimentos tipo					
		Vão(m)	Área de influência (m²)	Carga da laje (kN/m)	P.P. viga (kN/m)	P. alvenaria (kN/m)	Carregamento total (kN/m)
Laje 1	V1	3,50	2,24	4,16	1,05	5,07	14,40
	V2	-	-	-	-	-	-
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	3,50	2,24	4,16	1,05	5,07	14,40
	V5	4,85	4,57	6,13	1,05	5,07	17,15
	V6	4,85	7,92	10,61	1,05	5,07	23,43
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	-	-	-	-	-	-
	V9	-	-	-	-	-	-
	V10	-	-	-	-	-	-
Laje 2	V1	4,15	3,15	4,94	1,05	5,07	15,48
	V2	-	-	-	-	-	-
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	4,15	3,15	4,94	1,05	5,07	15,48
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	4,85	8,76	11,75	1,05	5,07	25,01
	V7	4,85	5,06	6,78	1,05	5,07	18,06
	V8	-	-	-	-	-	-
	V9	-	-	-	-	-	-
	V10	-	-	-	-	-	-
Laje 3	V1	2,55	-	-	1,50	2,15	5,80
	V2	-	-	-	-	-	-
	V3	2,55	-	3,90	1,05	-	1,36
	V4	2,55	-	3,90	1,05	2,15	9,93
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	-	-	-	-	-	-
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	-	-	-	-	-	-
	V9	-	-	-	-	-	-
	V10	-	-	-	-	-	-

Pavimentos tipo							
		Vão(m)	Área de influência (m ²)	Carga da laje (kN/m)	P.P. viga (kN/m)	P. alvenaria (kN/m)	Carregamento total (kN/m)
Laje 4	V1	4,15	3,15	4,94	1,05	5,07	15,48
	V2	-	-	-	-	-	-
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	4,15	3,15	4,94	1,05	5,07	15,48
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	-	-	-	-	-	-
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	4,85	5,06	6,78	1,05	5,07	18,06
	V9	4,85	8,76	11,75	1,05	5,07	25,01
	V10	-	-	-	-	-	-
Laje 5	V1	3,50	2,24	4,16	1,05	5,07	14,40
	V2	-	-	-	-	-	-
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	3,50	2,24	4,16	1,05	5,07	14,40
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	-	-	-	-	-	-
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	-	-	-	-	-	-
	V9	4,85	7,92	10,61	1,05	5,07	23,43
	V10	4,85	4,57	6,13	1,05	5,07	17,15

Cobertura							
		Vão(m)	Área de influência (m ²)	Carga da laje (kN/m)	P.P. viga (kN/m)	P. alvenaria (kN/m)	Carregamento total (kN/m)
Laje 1	V1	3,50	2,24	3,52	1,05	2,34	9,68
	V2	3,50	2,24	3,52	1,05	2,34	9,68
	V3	4,85	4,57	5,18	1,05	2,34	12,00
	V4	4,85	7,92	8,98	1,05	-	14,04
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	-	-	-	-	-	-
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	-	-	-	-	-	-

Cobertura							
		Vão(m)	Área de influência (m ²)	Carga da laje (kN/m)	P.P. viga (kN/m)	P. alvenaria (kN/m)	Carregamento total (kN/m)
Laje 2	V1	4,15	2,49	3,29	1,05	2,34	9,36
	V2	4,15	2,49	3,29	1,05	2,34	9,36
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	4,85	7,30	8,28	1,05	-	13,07
	V5	4,85	7,30	8,28	1,05	-	13,07
	V6	-	-	-	-	-	-
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	-	-	-	-	-	-
Laje 3	V1	2,55	0,94	2,02	1,05	2,34	7,58
	V2	2,55	0,94	2,02	1,05	2,34	7,58
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	-	-	-	-	-	-
	V5	4,85	3,03	3,43	1,05	-	6,28
	V6	4,85	3,03	3,43	1,05	-	6,28
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	-	-	-	-	-	-
Laje 4	V1	4,15	2,49	3,29	1,05	2,34	9,36
	V2	4,15	2,49	3,29	1,05	2,34	9,36
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	-	-	-	-	-	-
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	4,85	7,30	8,28	1,05	-	13,07
	V7	4,85	7,30	8,28	1,05	-	13,07
	V8	-	-	-	-	-	-
Laje 5	V1	3,50	2,24	3,52	1,05	2,34	9,68
	V2	3,50	2,24	3,52	1,05	2,34	9,68
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	-	-	-	-	-	-
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	-	-	-	-	-	-
	V7	4,85	7,92	8,98	1,05	-	14,04
	V8	4,85	4,57	5,18	1,05	2,34	12,00


Para as combinações 3 e 4, os carregamentos obtidos foram os que estão presentes nas tabelas a seguir.

Pavimentos tipo							
		Vão(m)	Área de influência (m ²)	Carga da laje (kN/m)	P.P. viga (kN/m)	P. alvenaria (kN/m)	Carregamento total (kN/m)
Laje 1	V1	3,50	2,24	3,52	1,05	5,07	13,50
	V2	-	-	-	-	-	-
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	3,50	2,24	3,52	1,05	5,07	13,50
	V5	4,85	4,57	5,18	1,05	5,07	15,83
	V6	4,85	7,92	8,98	1,05	5,07	21,15
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	-	-	-	-	-	-
	V9	-	-	-	-	-	-
	V10	-	-	-	-	-	-
Laje 2	V1	4,15	3,15	4,18	1,05	5,07	14,41
	V2	-	-	-	-	-	-
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	4,15	3,15	4,18	1,05	5,07	14,41
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	4,85	8,76	9,94	1,05	5,07	22,48
	V7	4,85	5,06	5,74	1,05	5,07	16,60
	V8	-	-	-	-	-	-
	V9	-	-	-	-	-	-
	V10	-	-	-	-	-	-
Laje 3	V1	2,55	-	-	1,50	2,15	5,80
	V2	-	-	-	-	-	-
	V3	2,55	-	3,30	1,05	-	1,19
	V4	2,55	-	3,30	1,05	2,15	9,09
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	-	-	-	-	-	-
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	-	-	-	-	-	-
	V9	-	-	-	-	-	-
	V10	-	-	-	-	-	-

Pavimentos tipo							
		Vão(m)	Área de influência (m ²)	Carga da laje (kN/m)	P.P. viga (kN/m)	P. alvenaria (kN/m)	Carregamento total (kN/m)
Laje 4	V1	4,15	3,15	4,18	1,05	5,07	14,41
	V2	-	-	-	-	-	-
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	4,15	3,15	4,18	1,05	5,07	14,41
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	-	-	-	-	-	-
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	4,85	5,06	5,74	1,05	5,07	16,60
	V9	4,85	8,76	9,94	1,05	5,07	22,48
	V10	-	-	-	-	-	-
Laje 5	V1	3,50	2,24	3,52	1,05	5,07	13,50
	V2	-	-	-	-	-	-
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	3,50	2,24	3,52	1,05	5,07	13,50
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	-	-	-	-	-	-
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	-	-	-	-	-	-
	V9	4,85	7,92	8,98	1,05	5,07	21,15
	V10	4,85	4,57	5,18	1,05	5,07	15,83

Cobertura							
		Vão(m)	Área de influência (m ²)	Carga da laje (kN/m)	P.P. viga (kN/m)	P. alvenaria (kN/m)	Carregamento total (kN/m)
Laje 1	V1	3,50	2,24	2,88	1,05	2,34	8,78
	V2	3,50	2,24	2,88	1,05	2,34	8,78
	V3	4,85	4,57	4,24	1,05	2,34	10,68
	V4	4,85	7,92	7,35	1,05	-	11,76
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	-	-	-	-	-	-
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	-	-	-	-	-	-

Cobertura							
		Vão(m)	Área de influência (m ²)	Carga da laje (kN/m)	P.P. viga (kN/m)	P. alvenaria (kN/m)	Carregamento total (kN/m)
Laje 2	V1	4,15	2,49	2,70	1,05	2,34	8,52
	V2	4,15	2,49	2,70	1,05	2,34	8,52
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	4,85	7,30	6,78	1,05	-	10,96
	V5	4,85	7,30	6,78	1,05	-	10,96
	V6	-	-	-	-	-	-
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	-	-	-	-	-	-
Laje 3	V1	2,55	0,94	1,67	1,05	2,34	7,06
	V2	2,55	0,94	1,67	1,05	2,34	7,06
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	-	-	-	-	-	-
	V5	4,85	3,03	2,81	1,05	-	5,40
	V6	4,85	3,03	2,81	1,05	-	5,40
	V7	-	-	-	-	-	-
	V8	-	-	-	-	-	-
Laje 4	V1	4,15	2,49	2,70	1,05	2,34	8,52
	V2	4,15	2,49	2,70	1,05	2,34	8,52
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	-	-	-	-	-	-
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	4,85	7,30	6,78	1,05	-	10,96
	V7	4,85	7,30	6,78	1,05	-	10,96
	V8	-	-	-	-	-	-
Laje 5	V1	3,50	2,24	2,88	1,05	2,34	8,78
	V2	3,50	2,24	2,88	1,05	2,34	8,78
	V3	-	-	-	-	-	-
	V4	-	-	-	-	-	-
	V5	-	-	-	-	-	-
	V6	-	-	-	-	-	-
	V7	4,85	7,92	7,35	1,05	-	11,76
	V8	4,85	4,57	4,24	1,05	2,34	10,68

	INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA
	Campus Cajazeiras - Código INEP: 25008978
	Rua José Antônio da Silva, 300, Jardim Oásis, CEP 58.900-000, Cajazeiras (PB)
	CNPJ: 10.783.898/0005-07 - Telefone: (83) 3532-4100

Documento Digitalizado Restrito

TCC

Assunto:	TCC
Assinado por:	Gracas Maria
Tipo do Documento:	Dissertação
Situação:	Finalizado
Nível de Acesso:	Restrito
Hipótese Legal:	Informação Pessoal (Art. 31 da Lei no 12.527/2011)
Tipo da Conferência:	Cópia Simples

Documento assinado eletronicamente por:

- **Maria das Graças Oliveira de Lima, ALUNO (202012200016) DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL - CAJAZEIRAS**, em 20/03/2025 13:44:03.

Este documento foi armazenado no SUAP em 20/03/2025. Para comprovar sua integridade, faça a leitura do QRCode ao lado ou acesse <https://suap.ifpb.edu.br/verificar-documento-externo/> e forneça os dados abaixo:

Código Verificador: 1427652

Código de Autenticação: b628872e2c

