



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR  
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AMBIENTAL  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM  
CONCRETO ARMADO: COMPARAÇÃO ENTRE MODELO DE  
GRELHAS E PÓRTICO ESPACIAL COM UM MODELO INTEGRADO**

**JOSÉ PEDRO DINIZ FIGUEIREDO**

**POMBAL – PB**

**2022**

JOSÉ PEDRO DINIZ FIGUEIREDO

ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM  
CONCRETO ARMADO: COMPARAÇÃO ENTRE MODELO DE GRELHAS  
E PÓRTICO ESPACIAL COM UM MODELO INTEGRADO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à  
Unidade Acadêmica de Ciências e Tecnologia  
Ambiental da Universidade Federal de  
Campina Grande, como parte dos requisitos  
necessários para obtenção do título de  
Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leovegildo Douglas  
Pereira de Souza

POMBAL – PB

2022

F475e Figueiredo, José Pedro Diniz.

Estudo da estabilidade global de um edifício em concreto armado: comparação entre modelo de grelhas e pórtico espacial com um modelo integrado / José Pedro Diniz Figueiredo. – Pombal, 2022.  
37 f. il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia Agroalimentar, 2022.

“Orientação: Prof. Dr. Leogevildo Douglas Pereira de Souza”.

Referências.

1. Estabilidade global. 2. Efeitos de segunda ordem. 3. Modelos estruturais. 4. Análise estrutural. 5. Concreto armado. I. Souza, Leogevildo Douglas Pereira de. II. Título.

CDU 624.012.45(043)

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR  
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AMBIENTAL  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

PARECER DA COMISSÃO EXAMINADORA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO.

JOSÉ PEDRO DINIZ FIGUEIREDO

**ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO: COMPARAÇÃO ENTRE MODELO DE GRELHAS E PÓRTICO ESPACIAL COM UM MODELO INTEGRADO**

Trabalho de Conclusão de Curso do discente JOSÉ PEDRO DINIZ FIGUEIREDO **APROVADO** em 23 de agosto de 2022 pela comissão examinadora composta pelos membros abaixo relacionados como requisito para obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL pela Universidade Federal de Campina Grande.

Registre-se e publique-se.



Assinado digitalmente por LEOVEGILDO DOUGLAS PEREIRA DE SOUZA:08419377457  
DN: CN=LEOVEGILDO DOUGLAS PEREIRA DE SOUZA:08419377457, O=UFCG - Universidade Federal de Campina Grande, OU=ICPEdu, C=BR  
Razão: Eu sou o autor deste documento  
Localização: João Pessoa - PB  
Data: 2022.08.30 16:28:01-03'00"  
Foxit PDF Reader Versão: 11.2.1

Prof. Dr. Leovegildo Douglas Pereira de Souza  
(Orientador – UFCG)

EDUARDO MORAIS  
DE  
MEDEIROS:06778859  
466

Assinado digitalmente por EDUARDO MORAIS DE MEDEIROS:06778859466  
Razão: Eu atesto a precisão e a integridade deste documento  
Localização: Pombal/PB  
Data: 2022.08.31 13:26:28-03'00"

Prof. Dr. Eduardo Morais de Medeiros  
(Membro Interno – UFCG)

LUIZ RICARDO DA  
SILVA LINHARES

Assinado digitalmente por LUIZ RICARDO DA SILVA LINHARES  
DN: O=UNIFIP, CN=LUIZ RICARDO DA SILVA LINHARES, E=luizlinhares@fiponline.edu.br  
Razão: Eu atesto a precisão e a integridade deste documento  
Localização: PATOS/PB  
Data: 2022.08.31 14:40:47-03'00"  
Foxit PDF Reader Versão: 12.0.1

Prof. Me. Luiz Ricardo da Silva Linhares  
(Membro Externo – UNIFIP)

*Aos meus pais, Francisco e Lanusia, por todo apoio, amor e incentivo. Amo vocês.*

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus pela saúde e força durante todos os dias desse ciclo.

Aos meus pais, em especial minha mãe, por todo amor, apoio e incentivo durante toda a minha vida, serei eternamente grato.

A minha namorada Vitória Gomes, por todo amor, carinho, incentivo e paciência.

Ao Prof. Leovegildo Douglas Pereira de Sousa pela orientação, conselhos, confiança e experiências passadas durante todo esse período.

A todos os professores da Universidade Federal de Campina Grande, por todos os ensinamentos passados.

A empresa Pórtico Engenharia Júnior, por proporcionar diversos ensinamentos durante os dois anos que fiz parte dessa família.

A todos os meus amigos de dentro e fora da universidade que tornaram esses anos mais agradáveis.

*“Engenharia estrutural é a arte de usar materiais que possuem propriedades que podem apenas ser estimadas, para construir estruturas reais que podem apenas ser analisadas de forma aproximada, para suportar forças que não são conhecidas de forma exata, com objetivo de garantir que a nossa responsabilidade para com a segurança pública seja atendida.”*

*Edward L. Wilson*

## ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO: COMPARAÇÃO ENTRE MODELO DE GRELHAS E PÓRTICO ESPACIAL COM UM MODELO INTEGRADO

*Global stability study of a reinforced concrete building: comparison between grid and space frame model with an integrated model*

José Pedro Diniz Figueiredo, [jospedro.diniz@yahoo.com](mailto:jospedro.diniz@yahoo.com):

Leovegildo Douglas Pereira de Souza, [leovegildo.douglas@professor.ufcg.edu.br](mailto:leovegildo.douglas@professor.ufcg.edu.br):

---

### RESUMO

A verticalização nos grandes centros urbanos proporcionou uma série de novos desafios para os projetistas de grandes edifícios. Quanto mais esbeltas forem as estruturas, mais susceptíveis elas serão aos esforços globais de segunda ordem, tornando sua verificação indispensável para qualquer estrutura em concreto armado. Como aliados, os avanços tecnológicos e o poder de processamento dos sistemas computacionais possibilitaram maior produtividade na verificação da estabilidade global de grandes edifícios. Ao longo dos anos, vários modelos estruturais foram implementados na análise e dimensionamento estrutural, visando melhor simular o comportamento real das estruturas. Diante disso, o presente trabalho visa realizar uma análise comparativa da estabilidade global de um edifício em concreto armado, utilizando os modelos de grelhas associado ao pórtico espacial e o modelo integrado. Além disso, a pesquisa se propõe a verificar a importância dos elementos estruturais na estabilidade global do edifício. No estudo foram empregados dois sistemas estruturais diferentes para o mesmo edifício, verificando através do *software* TQS a concepção que apresenta melhor comportamento conforme o modelo utilizado. Com base nos resultados obtidos, são propostas algumas orientações quanto a utilização dos modelos estruturais, indicando qual deles apresenta melhor comportamento conforme as características da edificação.

**Palavras-chave:** Estabilidade global. Efeitos de segunda ordem. Modelos estruturais. Análise estrutural. Concreto armado.

### ABSTRACT

The verticalization in large urban centers has provided a series of new challenges for designers of large buildings. The more slender the structures are, the more susceptible they are to second order global efforts, making its verification indispensable for any reinforced concrete structure. As allies, technological advances and the processing power of computer systems have enabled greater productivity in the verification of global stability of large buildings. Over the years, several structural models have been implemented in structural analysis and design, aiming to better simulate the actual behavior of structures. In view of this, the present work aims to perform a comparative analysis of the global stability of a reinforced concrete building, using the grid models associated with the space frame and the integrated model. Moreover, the research aims to verify the importance of the structural elements in the global stability of the building. In the study two different structural systems were employed for the same building, verifying through the TQS software the conception that presents the best behavior according to the model used. Based on the results obtained, some guidelines are proposed regarding the use of structural models, indicating which one presents the best behavior according to the characteristics of the building.

**Keywords:** Global stability. Second order effects. Structural models. Structural analysis. Reinforced concrete.



## 1 INTRODUÇÃO

Em virtude do crescimento populacional e a necessidade de melhorar o aproveitamento do espaço urbano, observa-se a tendência de verticalização dos edifícios nas grandes cidades do país, através da construção de estruturas cada vez mais altas e esbeltas. Nos edifícios altos, as ações de vento e as imperfeições geométricas são as principais ações horizontais que juntamente com as demais cargas atuantes, podem ocasionar esforços adicionais sobre a estrutura, chamados de efeitos de segunda ordem. Para essas situações, os efeitos mencionados devem ser verificados no projeto, com objetivo de garantir estabilidade e o bom desempenho do edifício durante toda sua vida útil.

Os efeitos de segunda ordem são inversamente relacionados com a estabilidade global dos edifícios, ou seja, quanto maiores os efeitos de segunda ordem, menos estável é a estrutura. Alguns parâmetros são utilizados para análise da estabilidade global dos edifícios, como o parâmetro  $\alpha$ , coeficiente  $\gamma_z$  e o processo P- $\Delta$ . De acordo com Bueno (2009), esses parâmetros são utilizados para avaliar a sensibilidade da estrutura e utilizados pelos projetistas para analisar a necessidade de considerar ou não os efeitos de segunda ordem, ainda na fase inicial do projeto.

Atualmente, devido ao avanço tecnológico, vários sistemas computacionais são utilizados na concepção de estruturas em concreto armado. Segundo Kimura (2018), o uso de um *software* na realização de um projeto estrutural, desde que utilizado de maneira responsável e criteriosa, proporciona maior nível de produtividade, qualidade e segurança ao projeto. Através do aumento na capacidade de processamento dos sistemas computacionais, é possível analisar a estrutura através de modelos estruturais que simulam de forma mais aproximada o comportamento real do edifício.

Ainda segundo Kimura (2018), existem diversos modelos estruturais que podem ser aplicados na análise de estruturas em concreto armado. Atualmente, um dos modelos mais utilizados pelos *softwares* estruturais é baseado na combinação dos modelos de grelhas de vigas e lajes com o pórtico espacial. Nesse modelo, as lajes são dimensionadas separadamente e as cargas das lajes nas vigas são transferidos para o pórtico espacial, realizando a análise global do edifício e dimensionamento das vigas e pilares. Outro modelo comumente empregado é o modelo integrado, onde as lajes são analisadas em conjunto com o pórtico espacial e toda estrutura se comporta como um corpo único.

Segundo Moncayo (2011), alguns critérios de projeto como a rigidez da estrutura e o modelo estrutural utilizado podem afetar diretamente a estabilidade global de uma edificação. Desta forma, através do auxílio de um *software* estrutural, esse trabalho pretende por meio de duas concepções estruturais diferentes, realizar uma análise comparativa da estabilidade global de um edifício em concreto armado, utilizando os parâmetros  $\alpha$ ,  $\gamma_z$  e P- $\Delta$ , comparando os resultados obtidos através dos modelos de grelhas de vigas e lajes associado ao pórtico espacial e por meio do modelo integrado.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Ações e combinações em edifícios

A definição das cargas e carregamentos atuantes em uma estrutura é uma etapa fundamental para o correto dimensionamento de uma edificação. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a etapa de análise estrutural visa realizar o levantamento de cargas e ações atuantes sobre uma estrutura. Através do levantamento de cargas e combinações é possível realizar a obtenção dos esforços (normais e tangenciais) e o dimensionamento dos elementos, visando garantir segurança e funcionalidade à edificação, reduzindo a probabilidade de ruína e proporcionando condições aceitáveis de utilização durante sua vida útil.

#### 2.1.1 Estados limites

O dimensionamento de uma estrutura deverá garantir segurança e funcionalidade a edificação durante toda sua vida útil. Para isso, uma estrutura deve atender aos estados limites que são classificados em estado limite último e estado limite de serviço. O primeiro ocorre quando a estrutura colapsa de forma parcial ou total, estando diretamente relacionada com a sua resistência. Já o segundo ocorre quando a estrutura deixa de atender aos critérios adequados de utilização em função do seu mau funcionamento (KIMURA, 2018).

#### 2.1.2 Ações nas estruturas

Todas as ações capazes de produzir tensões e deformações significativas em uma edificação, devem ser consideradas no dimensionamento dos elementos de uma estrutura. Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), as ações atuantes em uma estrutura podem ser classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais.

##### 2.1.2.1 Ações permanentes

De acordo com a NBR 6118 (ANBT, 2014) as ações permanentes são aquelas que os seus valores não apresentam grandes variações ao longo de toda vida útil da edificação, sendo classificadas como ações diretas e indiretas.

- As ações permanentes diretas são cargas oriundas do peso próprio da estrutura, dos elementos construtivos permanentes, dos equipamentos e instalações fixas, empuxos de solos não removíveis e demais cargas permanentes aplicadas sobre a estrutura;
- As ações permanentes indiretas são cargas provenientes das deformações impostas pela retração e fluência do concreto, recalques de apoios devido ao deslocamento dos elementos estruturais, forças de protensão em peças de concreto protendido e imperfeições geométricas.

##### 2.1.2.2 Ações variáveis

Segundo Araújo (2010), as ações variáveis são aquelas que as cargas sofrem variações significativas de seus valores ao longo da vida útil da estrutura. Essas cargas são provenientes do peso de pessoas, veículos, móveis, efeitos de vento, variações de temperatura, entre outras cargas variáveis existentes em uma edificação. Em função da probabilidade de ocorrência, as cargas variáveis são classificadas em normais ou especiais.

- As ações variáveis normais são ações que possuem probabilidades significativas de ocorrência, sendo obrigatória sua consideração no dimensionamento das estruturas;
- As ações variáveis especiais são ações de origem sísmicas ou cargas acidentais de natureza, ou intensidade especial.

### 2.1.2.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais são cargas que apresentam curta duração e uma baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da edificação. Essas ações são provenientes de incêndios, enchentes, explosões ou sismos excepcionais, sendo necessário ser consideradas no dimensionamento de estruturas sujeitas a esses carregamentos, onde seus efeitos não podem ser controlados por outros meios (NBR 6118 ABNT, 2014).

### 2.1.3 Combinações de ações

Segundo Kimura (2018), uma edificação real estará submetida à atuação de várias ações de forma simultânea. A combinação das ações atuantes sobre uma estrutura de concreto armado deverá ser feita de forma que possam ser considerados os efeitos mais desfavoráveis sobre a estrutura. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as combinações podem ser classificadas em combinações últimas e combinações de serviço, sendo essas utilizadas respectivamente para verificação dos estados limites últimos e estados limites de serviço.

As combinações últimas são utilizadas para definir os esforços solicitantes que serão utilizados no dimensionamento dos elementos estruturais. Uma combinação última pode ser classificada em normal, especial ou de construção e excepcional, sendo a primeira mais utilizada no cálculo de edifícios em concreto armado.

Já as combinações de serviço são utilizadas para verificação de flechas, fissuras e vibrações. Uma combinação de serviço pode ser classificada em quase permanente, frequente e rara, sendo as duas primeiras mais utilizadas em edifícios de concreto armado. A combinação quase permanente pode ser utilizada para verificação do estado limite de deformações excessivas. Já a combinação frequente pode ser empregada para verificação dos estados limites de formação de fissuras, abertura de fissuras e vibrações excessivas. Além dessas, também pode ser utilizada para verificação do estado limite de deformações excessivas, decorrentes da ação do vento ou temperatura.

### 2.1.4 Cargas de vento

Segundo Carmo (1995), as cargas de vento e as imperfeições geométricas são as principais causas de ações horizontais presentes nas estruturas que devem ser consideradas na análise da estabilidade de edifícios. Os efeitos das cargas de vento nas edificações estão diretamente relacionados, dentre outros fatores, com sua altura, sendo umas das ações mais importantes no dimensionamento estrutural.

Segundo Gonçalves *et al.* (2004), a ação do vento nas estruturas depende dos aspectos meteorológicos e aerodinâmicos. O primeiro diz respeito a velocidade do vento, estando relacionado com a localização do edifício, tipo e rugosidade do terreno, altura da edificação e a ocupação. Já o aspecto aerodinâmico está relacionado com a forma do edifício, pois o vento possui comportamento diferente conforme a geometria do mesmo.

Para determinar as forças exercidas pelo vento em estruturas reticuladas, as ações podem ser consideradas como cargas concentradas, aplicadas em cada nível de laje. Assim, é necessário determinar a intensidade das cargas que atuam em cada pórtico da estrutura, que varia conforme sua rigidez (GIONCO, 2007).

A consideração dos efeitos causados pelas cargas de vento sobre uma estrutura é fundamental para o bom desempenho da edificação ao longo da sua vida útil. As diretrizes e orientações para considerar as cargas de vento sobre uma edificação são estabelecidas de acordo com a ABNT NBR 6123: 1988 – Forças devidas ao vento em edificações.

## 2.2 Modelos de análise estrutural

A análise estrutural é uma das etapas mais importantes de um projeto estrutural, pois é a partir dos resultados obtidos que são realizados o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais (KIMURA, 2018). É a partir da etapa de análise estrutural que é possível realizar uma previsão do comportamento da edificação, verificando os esforços internos, deslocamentos e deformações sobre a estrutura após aplicação das cargas.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) a análise estrutural é realizada a partir da definição de um modelo estrutural que visa simular de forma clara o comportamento da estrutura real. “A criação do modelo estrutural de uma estrutura real é uma das tarefas mais importantes da análise estrutural.” (MARTHA, 2010, p. 4).

Existem no mercado vários *softwares* de cálculo estrutural que permitem a definição do modelo estrutural que melhor se ajusta ao comportamento da edificação real. É de responsabilidade do engenheiro projetista definir o modelo mais adequado para análise de uma estrutura dentro de um *software*. Atualmente a análise estrutural de edifícios em concreto armado é baseado principalmente na combinação dos modelos de grelhas de vigas e lajes com o pórtico espacial (KIMURA, 2018).

### 2.2.1 Modelo de grelhas de vigas e lajes

Segundo Kimura (2018), o modelo de grelhas de vigas e lajes, também conhecido como analogia de grelhas, é um modelo estrutural composto por barras no plano horizontal que simulam as vigas e lajes, formando uma malha submetida a cargas verticais. Esse modelo é normalmente utilizado para análise estrutural de pavimentos em concreto armado.

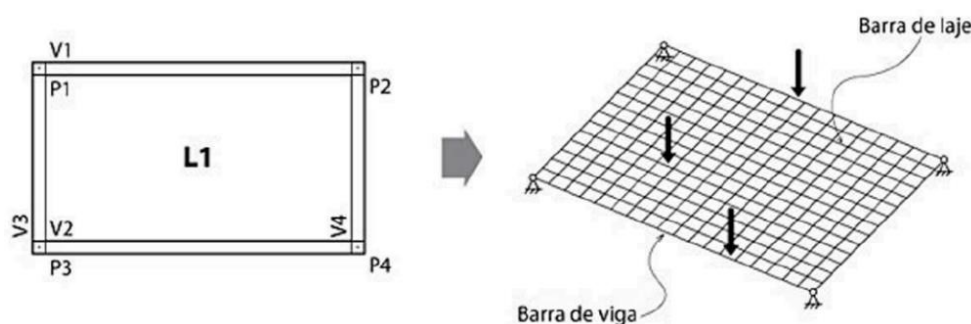


Figura 1 – Grelhas de vigas e lajes. (Fonte: Kimura; 2018)

O modelo consiste em discretizar a laje em barras posicionadas normalmente na direção principal e secundária (Figura 1), fazendo com que cada barra represente um trecho da laje, criando um modelo virtual equivalente. As barras que compõem a grelha devem ser divididas em um número adequado de faixas, dependendo da geometria e dimensões do pavimento. Normalmente é utilizado o espaçamento entre barras de 50 cm, com exceção das regiões com alta concentração de esforços, onde nesses casos é necessária uma análise mais refinada (KIMURA, 2018). Essa maior discretização de barras é feita para avaliar se eventuais picos de esforços correspondem ou não ao comportamento esperado pelo engenheiro na análise estrutural, pois esses erros são inerentes ao modelo de grelhas.

Ainda segundo Kimura (2018), após aplicação das cargas verticais, a distribuição dos esforços nas lajes e vigas é realizado de forma automática por meio da rigidez de cada barra. Fontes (2005, p. 16), menciona que “as lajes podem ser satisfatoriamente modeladas como uma malha de barras, com rigidez à flexão e rigidez à torção referentes às faixas de lajes por elas representadas”.

Os nós existentes nas intersecções das barras possuem três graus de liberdade, uma translação e duas rotações, sendo possível obter os deslocamentos verticais, esforços de força cortante, momento fletor e momento torsor. Através do modelo de grelhas não é possível a análise das ações horizontais que atuam sobre uma estrutura (KIMURA, 2018). Isso ocorre porque a premissa para um modelo de grelhas é que as cargas sejam aplicadas perpendicularmente ao plano, sendo as ações horizontais contempladas no modelo de pórtico espacial.

### 2.2.2 Pórtico espacial

De acordo com Kimura (2018), atualmente o modelo de pórtico espacial é um dos mais utilizados para análise e dimensionamento de estruturas com auxílio computacional. O modelo consiste em uma análise tridimensional do edifício (Figura 2), permitindo uma avaliação completa e eficiente do comportamento global da estrutura. Tal modelo é composto por barras que representam as vigas e pilares, admitindo a aplicação simultânea das ações verticais e horizontais sobre a estrutura.

A justificativa para a representação das vigas e pilares como elementos de barras é devido ao conceito mostrado no item 14.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), onde esses elementos possuem o comprimento maior que três vezes a maior dimensão da seção transversal. Assim, de acordo com sua função estrutural, recebem as designações de vigas, pilares, tirantes e arcos.

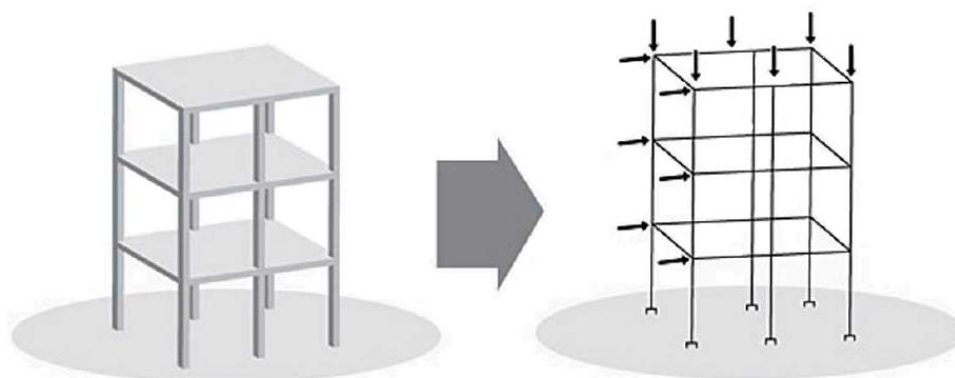


Figura 2 – Pórtico espacial. (Fonte: Kimura; 2018)

No modelo de pórtico espacial, por se tratar de uma análise tridimensional, cada intersecção de barras possui seis graus de liberdade, sendo possível obter os deslocamentos, esforços normais, cortantes, momento fletor e momento torsor. As intersecções entre barras de vigas e pilares podem ser do tipo rígidas, semirrígidas ou flexíveis.

Segundo Kimura (2018), nesse modelo as lajes não são utilizadas por serem elementos que possuem elevada rigidez em seu plano horizontal, capaz de compatibilizar o comportamento da estrutura de forma equivalente em todos os pontos do pavimento. O efeito das lajes no pórtico espacial é designado como diagrama rígido, podendo ser considerado através de modelos aproximados.

Um dos modelos utilizados de acordo com Corrêa (1991), é admitir que o pavimento de uma estrutura funcione como um elemento com rigidez infinita em seu plano, onde o pavimento passa a funcionar como diagrama rígido, distribuindo as ações horizontais entre as estruturas de contraventamento. No sistema TQS, o efeito de diagrama rígido é simulado de forma aproximada, através do enrijecimento lateral das vigas (TQS INFORMÁTICA, 2020).

Outro método é através da consideração dos nós com dimensões infinitas nas ligações entre vigas e pilares na formação de estruturas aporticadas. O item 14.6.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), recomenda que os trechos de elementos lineares pertencentes à região comum ao cruzamento de dois ou mais elementos podem ser considerados rígidos, ou seja, nós com dimensões finitas, de modo como é ilustrado na Figura 3.

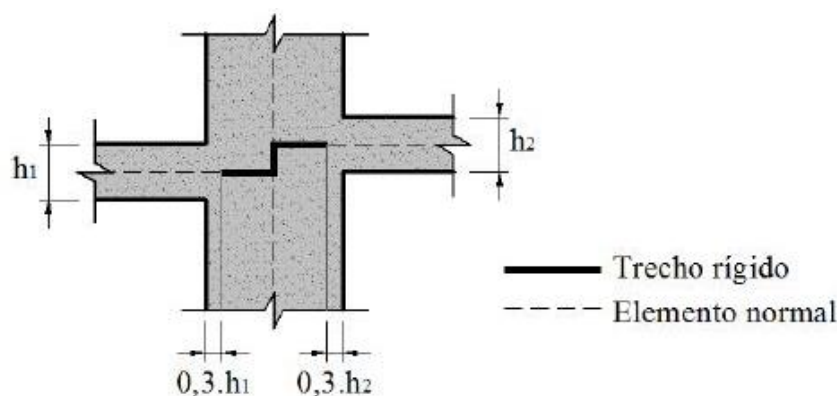


Figura 3 – Trechos rígidos. (Fonte: Caramori; 2017)

No sistema TQS, a distribuição das cargas das lajes nas vigas do pórtico espacial é realizada por meio da transferência das reações das barras das lajes presentes no modelo de grelhas (TQS INFORMÁTICA, 2020). Essa ordem de análise estrutural é contemplada no modelo IV do *software*.

### 2.2.3 Modelo integrado

O modelo integrado consiste em uma análise estrutural através de um corpo único, formado por um pórtico espacial composto por elementos que simulam as lajes, vigas e pilares, como mostrado na Figura 4. Através desse modelo, as malhas de barras das lajes são inseridas ao pórtico espacial, permitindo uma melhor compatibilização das deformações em todos os elementos estruturais após aplicação dos esforços (TQS INFORMÁTICA, 2020).

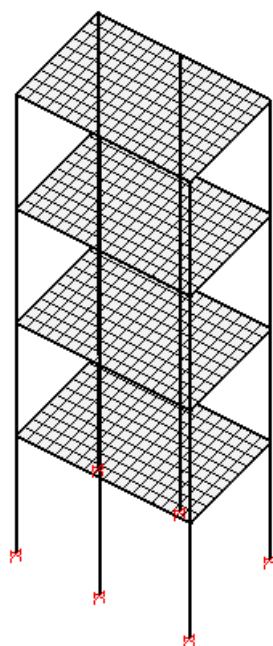


Figura 4 – Pórtico espacial com grelha de vigas e lajes. (Fonte: TQS Informática; 2020)

Por meio do modelo integrado é possível a aplicação simultânea dos esforços verticais e horizontais sobre a edificação. Cada nó da estrutura possui seis graus de liberdade, sendo possível obter os deslocamentos, esforços normais, cortantes, momento fletor e momento torsor. Através da presença das lajes no pórtico espacial, a mesma passa a ser considerada na análise da estabilidade global do edifício. Além disso, o modelo permite o cálculo dos esforços de retração e temperatura nos elementos estruturais (ALTOQI, 2021). No *software* TQS, esse modelo está implementado no chamado “modelo VI” de análise estrutural.

## 2.3 Não linearidade nas estruturas de concreto armado

Os efeitos da não linearidade em uma edificação podem ser entendidos como uma resposta desproporcional da estrutura devido aos carregamentos atuantes. Segundo Vasconcelos (1985 *apud* CARMO, 1995), “no estudo de estabilidade podem surgir casos em que a ruína por perda de estabilidade ocorre com solicitações bastante afastadas do regime elástico. Nestes casos, os cálculos feitos em regime elástico podem fornecer resultados contra segurança”.

Na análise de uma estrutura de concreto armado devem ser considerados os efeitos da não linearidade, causada basicamente pela alteração das propriedades do material, chamado de não linearidade física (NLF) e pela alteração geométrica da estrutura, designado como não linearidade geométrica (NLG).

### 2.3.1 Não linearidade física – NLF

A não linearidade física em uma estrutura de concreto armado está relacionada com o comportamento dos materiais quando solicitados aos esforços atuantes. O concreto e o aço não apresentam um comportamento linear, alterando suas propriedades à medida que os carregamentos são aplicados. É possível perceber esse comportamento através do diagrama de tensão-deformação do concreto mostrado na Figura 5.

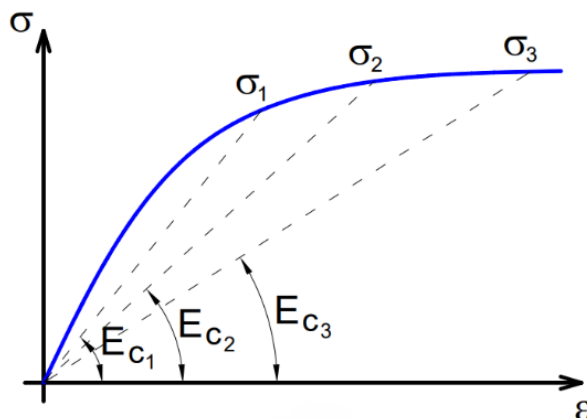


Figura 5 – Diagrama de tensão-deformação do concreto. (Fonte: Moncayo; 2011)

A fissuração existente no concreto devido aos esforços de tração é outro fator importante na análise da não linearidade física nas estruturas. Um dos métodos utilizados para consideração da não linearidade física nas estruturas em concreto armado é através da redução da rigidez dos elementos estruturais (KIMURA, 2018).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 106), “para a análise dos esforços globais de segunda ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os seguintes valores:”

- Lajes:  $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c$
- Vigas:  $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci}I_c$  para  $As' \neq As$   
 $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci}I_c$  para  $As' = As$
- Pilares:  $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$

onde:

$E_{ci}$  – módulo de elasticidade tangente;

$I_c$  – momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaboradoras.

### 2.3.2 Não linearidade geométrica

De forma simplificada, pode-se dizer que os efeitos devido a não linearidade geométrica nas estruturas de concreto armado, são causados pelo equilíbrio na condição deformada à medida que os carregamentos são aplicados. Tais efeitos, podem ser determinados através de uma análise da estrutura na sua posição final de equilíbrio (PINTO, 1997). É possível realizar uma analogia da não linearidade geométrica de uma estrutura, através da aplicação de uma força horizontal e vertical no topo de uma barra vertical engastada em sua base.

Quando a barra está sendo analisada na posição de equilíbrio, ou seja, quando ainda não sofreu deslocamentos, surgem reações verticais, horizontais e de momento fletor em sua base. À medida que a barra se desloca da sua posição de origem, ocorre um acréscimo de momento fletor até que a mesma alcance sua posição de equilíbrio e os acréscimos de tensões sejam desprezíveis, como ilustrado na Figura 6.

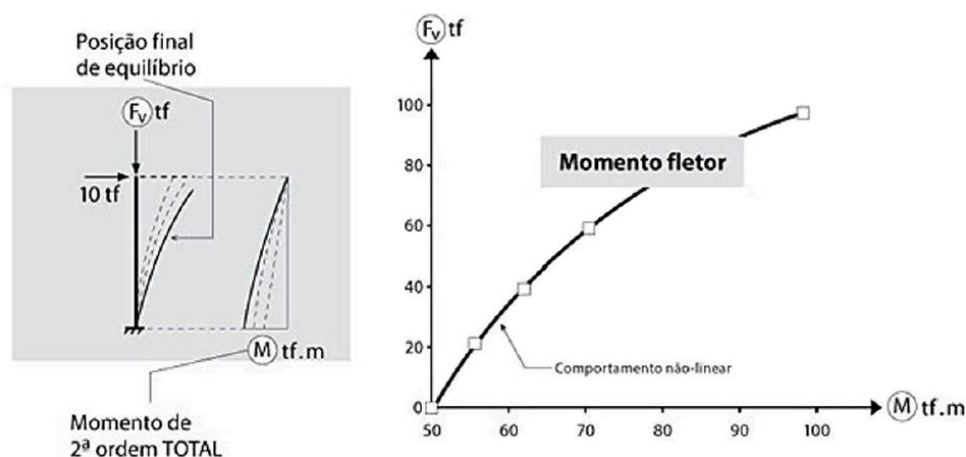


Figura 6 – Efeitos da não linearidade geométrica. (Fonte: Kimura; 2018)

Na prática, muitas vezes os efeitos causados pela não linearidade geométrica ocasionam acréscimos de tensões significativas. A consideração dos efeitos da não linearidade geométrica é fundamental na análise da estabilidade global de edifícios em concreto armado (KIMURA, 2018).

## 2.4 Estabilidade global das estruturas

A avaliação da estabilidade global de um edifício é uma das mais importantes etapas da análise estrutural, pois visa garantir segurança diante da perda da capacidade de resistir aos acréscimos de tensões e deformações, em decorrência das ações horizontais e verticais atuantes em uma estrutura (PAIXÃO; ALVES, 2016).

### 2.4.1 Efeitos de segunda ordem nas estruturas

Os efeitos nas estruturas devido atuação das cargas verticais e horizontais quando a mesma está em sua posição inicial, ou seja, quando sua geometria ainda não apresentou deformações, são chamados de efeitos de primeira ordem. Já os efeitos gerados na estrutura quando analisada na posição deformada, são chamados de efeitos de segunda ordem (KIMURA, 2018).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os efeitos de segunda ordem podem ser classificados como globais, locais e localizados. Sendo os efeitos globais ocasionados pelo deslocamento das estruturas devido ação conjunta das cargas verticais e horizontais. Os efeitos locais ocorrem de forma isolada nos elementos estruturais, influenciando nos esforços atuantes ao longo do seu comprimento. Já os efeitos localizados ocorrem em regiões específicas de um elemento estrutural, gerando um acréscimo de tensão na região.



Ainda segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), uma estrutura é classificada como de nós fixos quando os efeitos de segunda ordem atuantes são inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem, nessas estruturas é necessário apenas a consideração dos efeitos locais e localizados de segunda ordem. Já as estruturas de nós móveis, são aquelas em que as ações causadas pelos efeitos de segunda ordem são superiores a 10% dos efeitos de primeira ordem, sendo neste caso obrigatório a consideração dos efeitos globais, locais e localizados de segunda ordem.

#### 2.4.2 Parâmetros para avaliação da estabilidade global dos edifícios

A análise da estabilidade global em edifícios precisa ser realizada em todos os projetos estruturais. O estudo da estabilidade global visa classificar uma estrutura conforme sua deslocabilidade lateral, proveniente dos deslocamentos horizontais, devido atuação das cargas verticais em uma edificação (CRUZ; FERREIRA; LUCENA, 2019).

##### 2.4.2.1 Relação flecha/altura (a/H)

Segundo Oliveira (1998), a relação flecha/altura é um dos mais antigos métodos utilizados para avaliar a estabilidade e comportamento de um edifício, podendo ser definido pela razão entre a máxima deflexão lateral pela altura total do edifício. Esse método é utilizado na verificação do estado limite de deformações excessivas, sendo normalmente proposto em valor absoluto ou através da fração do vão considerado (CARMO, 1995).

Além da verificação do deslocamento total do edifício, também é necessária a análise dos deslocamentos entre pavimentos. Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), o deslocamento horizontal máximo permitido no topo do edifício é de  $H/1700$ , sendo  $H$  a altura total do edifício. Já para o deslocamento entre pavimentos, o limite permitido é de  $H/850$ , onde neste caso,  $H$  é a altura entre pavimentos.

##### 2.4.2.2 Parâmetro $\alpha$

Desenvolvido por Beck e König em 1966, o parâmetro de estabilidade  $\alpha$  procura avaliar a possibilidade de dispensa dos efeitos de segunda ordem atuantes em uma estrutura. O modelo consiste em um pilar engastado em sua base e livre no topo, com seção constante ao longo do seu comprimento e com material apresentando um comportamento elástico-linear (AUFIERI, 1997).

Através do modelo citado anteriormente, Franco e Vasconcelos em 1991, utilizaram a rigidez dos elementos de contraventamento de uma estrutura para avaliar a estabilidade global dos edifícios. Sendo assim, através da Equação 1 é possível determinar o parâmetro  $\alpha$  e estimar a estabilidade global de um edifício.

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{N_k}{EI_{eq}}} \quad (1)$$

onde:

$H$  – altura total da edificação, medida a partir do topo da fundação;

$N_k$  – somatório das cargas verticais atuantes na estrutura;

$EI_{eq}$  – módulo de rigidez das estruturas de contraventamento do edifício equivalente à de um pilar de seção constante, engastado na base e livre no topo.

Um dos métodos utilizados para determinação da rigidez equivalente é através da associação dos sistemas de contraventamento que atuam na mesma direção de uma estrutura (Figura 7). A análise é realizada através da determinação do deslocamento no topo de uma edificação, submetida a um carregamento uniformemente distribuído ao longo do seu comprimento.

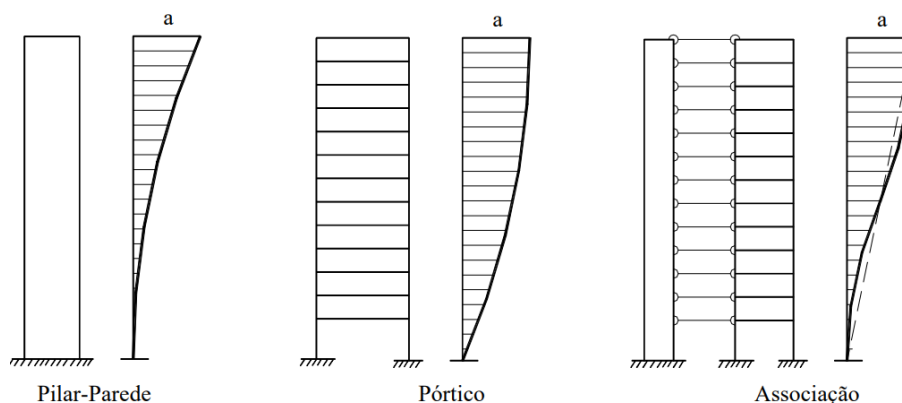


Figura 7 – Associação dos sistemas de contraventamento. (Fonte: Lima; 2001)

Segundo Aufieri (1997), a associação dos sistemas de contraventamento que atuam na mesma direção de uma estrutura só é possível através da elevada rigidez das lajes, que funcionam como barras rotuladas em suas extremidades, unindo um sistema ao outro. Através do deslocamento obtido no topo da estrutura após aplicação da carga, é possível determinar a rigidez equivalente da estrutura por meio da seguinte equação:

$$EI_{eq} = \frac{q \cdot H^4}{8 \cdot a_k} \quad (2)$$

onde:

q – carregamento distribuído;

H – altura total da edificação;

$a_k$  – deslocamento horizontal no topo da estrutura.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), para que uma estrutura seja considerada de nós fixos e os efeitos de segunda ordem possam ser desconsiderados no dimensionamento, o parâmetro  $\alpha$  precisa ser menor que  $\alpha_1$ . Senão, a estrutura é classificada como de nós móveis, e os efeitos de segunda ordem devem ser considerados no dimensionamento estrutural.

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se: } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } n \geq 4$$

onde:

n – número de andares acima da fundação.

Ainda segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o valor de  $\alpha_1 = 0,6$  aplicado para estruturas de quatro ou mais pavimentos é utilizado apenas para edifícios usuais em concreto armado, sendo indicado alguns outros valores para determinados tipos de estruturas. No caso de estruturas formadas apenas por pórticos, é adotado o valor de  $\alpha_1 = 0,5$ . Para estruturas com associações de pilares-paredes e pórticos associados a pilares-paredes, é adotado o valor de  $\alpha_1 = 0,6$ . Já para estruturas com contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, é adotado o valor de  $\alpha_1 = 0,7$ .

### 2.4.2.3 Coeficiente $\gamma_z$

Desenvolvido pelos brasileiros, Mario Franco e Augusto Vasconcelos em 1991, o parâmetro  $\gamma_z$  é um outro método de avaliar a estabilidade global de um edifício. Diferente do parâmetro  $\alpha$  que permite apenas estimar a necessidade ou não dos efeitos de segunda ordem no cálculo estrutural, o coeficiente  $\gamma_z$  permite majorar os esforços de primeira ordem, obtendo assim os esforços finais de

forma simples e eficiente. Segundo o item 15.7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), é possível estimar os esforços finais de cálculo através da majoração dos esforços horizontais de primeira ordem por  $0,95 \cdot \gamma_z$ , sendo esse processo válido apenas para  $\gamma_z \leq 1,3$ .

O processo para determinar o coeficiente  $\gamma_z$  parte de uma análise de primeira ordem, onde a estrutura submetida as ações horizontais em sua posição inicial, gera momentos de primeira ordem em sua base. A medida que as cargas horizontais ocasionam deslocamentos na estrutura, as ações verticais acabam gerando um acréscimo de momento fletor, chamados de momentos de segunda ordem. Esse processo ocorre inúmeras vezes até que esses acréscimos sejam insignificantes (Figura 8) e ocorra um equilíbrio no caso de estruturas estáveis (PINTO, 1997).

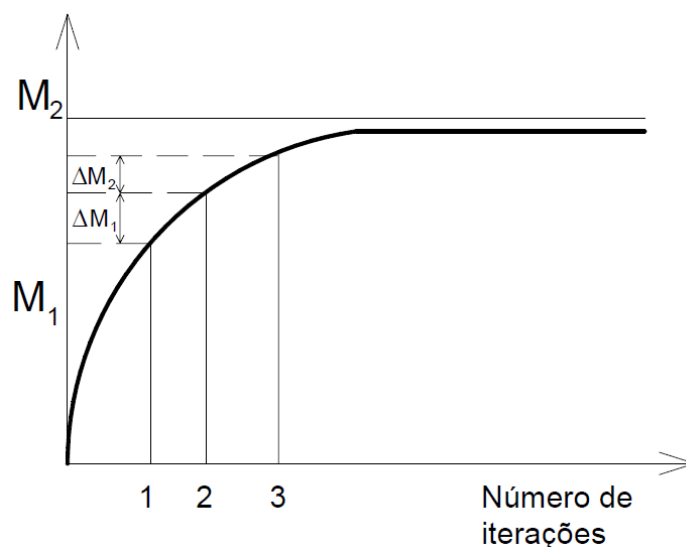


Figura 8 – Determinação do momento final. (Fonte: Bueno; 2009)

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o coeficiente  $\gamma_z$  é válido para estrutura reticuladas de no mínimo quatro pavimentos, sendo determinada através da seguinte equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3)$$

onde:

$M_{1,tot,d}$  – momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$  – 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 1ª ordem.

#### 2.4.2.4 Processo P-Δ

O processo P-delta consiste em uma análise não-linear geométrica, que relaciona as cargas verticais com os deslocamentos horizontais, com objetivo de obter os esforços finais de cálculo, considerando os efeitos de segunda ordem. Segundo Lopes, Santos e Souza (2005 *apud* MONCAYO, 2011), “P-delta é um efeito que ocorre em qualquer estrutura onde os elementos estão submetidos a forças axiais, ou seja, forças na direção longitudinal da peça”.

Existem vários métodos que utilizam o processo P-delta para determinar os esforços de segunda ordem em uma estrutura. Nesse trabalho será dado ênfase no método da carga lateral fictícia, também conhecido como método iterativo.

O método de cálculo consiste em um processo iterativo, onde é inicialmente realizado uma análise de primeira ordem, obtendo os deslocamentos devido às cargas horizontais atuantes na estrutura. Esses deslocamentos são utilizados em conjunto com as cargas verticais para calcular um incremento de cargas horizontais equivalentes, sendo combinadas com as cargas iniciais em cada nível da estrutura e obtidos novos deslocamentos. Esse processo é repetido várias vezes, como mostrado na Figura 9, até que a estrutura atinja uma posição de equilíbrio (IGLESIA, 2017).

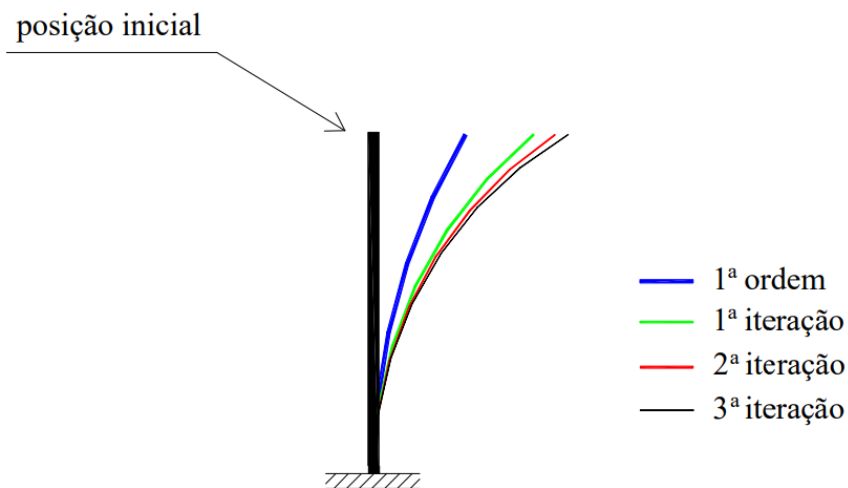


Figura 9 – Posição deslocadas em iterações sucessivas. (Fonte: Lima; 2001)

Segundo Lima (2001 *apud* MACGREGOR, 1988), “o processo pode ser interrompido quando os deslocamentos de uma dada iteração não excederem em mais de 5% os da iteração anterior.” Após o final das iterações, quando a estrutura apresentar uma posição de equilíbrio, é possível obter os esforços finais de cálculo que serão utilizados no dimensionamento estrutural, incluindo os esforços de segunda ordem.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Foi empregado o sistema TQS para modelagem e análise da estrutura. O *software* é utilizado para elaboração de projetos estruturais em concreto armado, onde seu sistema possui recursos que permitem ao engenheiro realizar de forma integrada a concepção, análise, dimensionamento e detalhamento de estruturas em concreto armado (TQS INFORMÁTICA, 2022).

O *software* permite realizar o cálculo estrutural através dos modelos de grelhas de vigas e lajes associado ao pórtico espacial (modelo IV), assim como o modelo integrado (modelo VI). Além disso, o programa atende aos requisitos normativos estabelecidos pela norma brasileira NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto: procedimentos.

#### 3.1 Elaboração do projeto arquitetônico

Para o desenvolvimento da pesquisa, foi elaborado um projeto arquitetônico hipotético de um edifício residencial com um pavimento térreo mais 25 pavimentos tipo. O pavimento tipo é composto por quatro apartamentos idênticos por andar, um núcleo central com dois elevadores e uma escada. Na parte superior do edifício está localizado a casa de máquina e o reservatório superior.

O edifício apresenta uma arquitetura básica, onde cada apartamento é composto por dois dormitórios, um banheiro, uma sala de estar, cozinha e área de serviço. A área construída do edifício possui em torno de 28 metros de comprimento e 14 metros de largura, com área total de 387 m<sup>2</sup>, pé esquerdo de três metros, altura total de 83,5 metros e paredes de 20 e 25 cm de espessura. A vista isométrica e a planta baixa do pavimento tipo são apresentadas respectivamente nas Figuras 10 e 11.

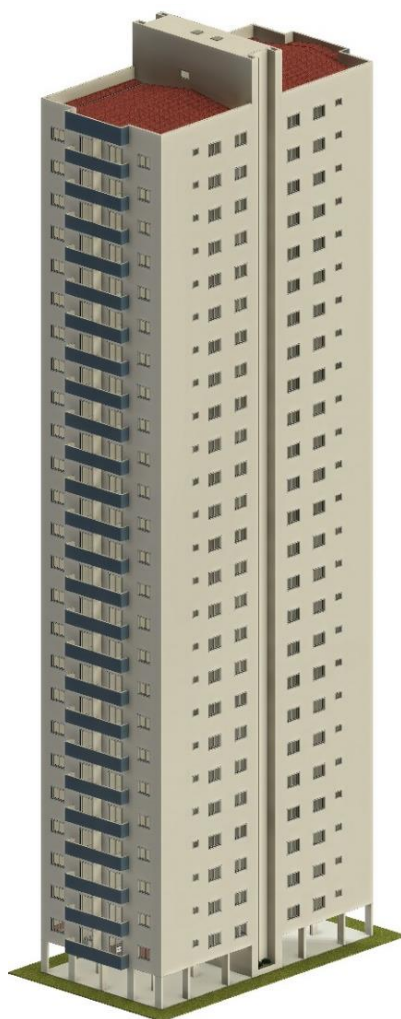


Figura 10 – Vista isométrica. (Fonte: Autor, 2022)

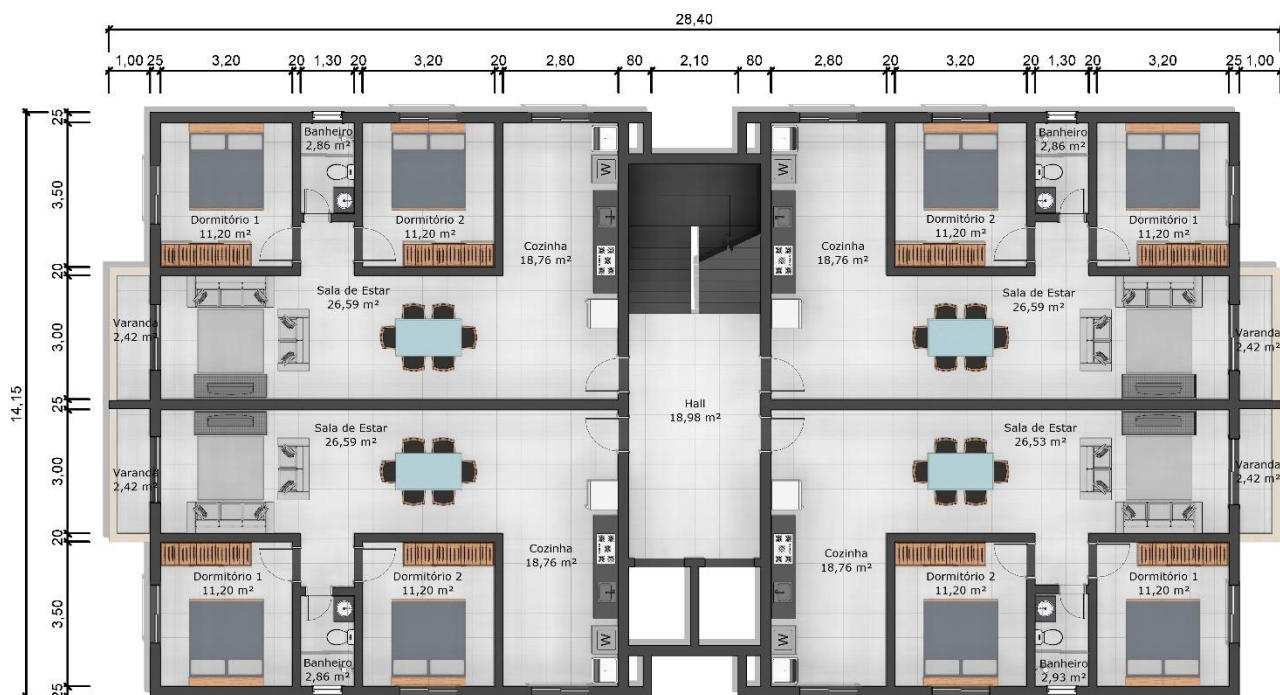


Figura 11 – Planta baixa do pavimento tipo. (Fonte: Autor; 2022)

### 3.2 Concepção estrutural

O primeiro passo na concepção estrutural foi posicionar os pilares a uma distância entre 3 e 5 metros, alinhados uniformemente formando pórticos com as vigas. Além disso, com intuito de melhorar absorção dos esforços horizontais, nas áreas das escadas e elevadores foram posicionados pilares com maior rigidez. Para análise da estabilidade global do edifício, foi realizado duas concepções estruturais diferentes apresentadas a seguir:

- Caso A

No caso A, as vigas foram lançadas alinhadas com as paredes do pavimento superior, com dimensões de 20x60 cm e 15x40 cm. Já as lajes adotadas foram do tipo maciça, com espessura de 8 centímetros. Vale destacar que está é a espessura mínima que pode ser utilizada para lajes maciças de piso não em balanço segundo o item 13.2.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Os pilares possuem seção retangular e foram posicionados com intuito de enrijecer a estrutura na direção de menor inércia. A planta de forma do pavimento tipo para o caso A é apresentada na Figura 12.



Figura 12 – Planta de forma do pavimento tipo – caso A. (Fonte: Autor; 2022)

- Caso B

Já para o caso B, foram retiradas as vigas internas e utilizado apenas as vigas das extremidades da edificação. As cargas de parede foram aplicadas diretamente sobre a laje maciça com espessura de 16 cm, sendo essa a espessura mínima que pode ser utilizada para lajes lisas de acordo com o item 13.2.4.1 da NBR 6118:2014. As seções transversais dos pilares foram mantidas iguais à concepção anterior. A planta de forma do pavimento tipo para o caso B é apresentada na Figura 13.

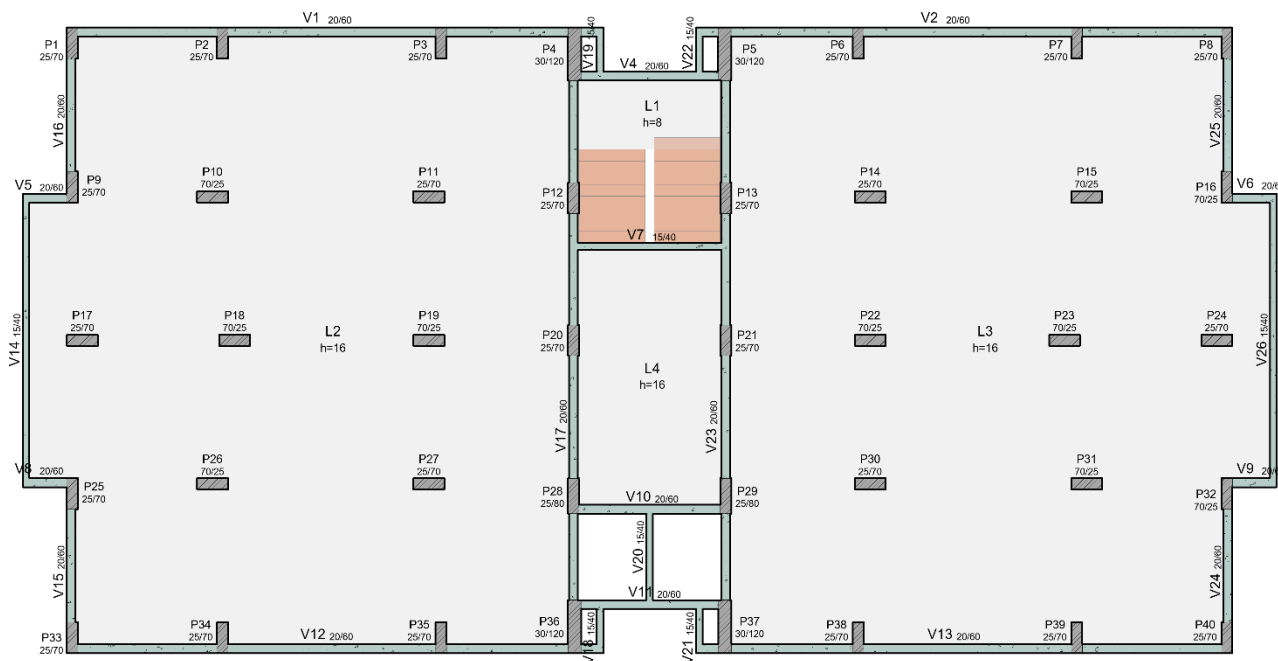


Figura 13 – Planta de forma do pavimento tipo caso B. (Fonte: Autor; 2022)

### 3.3 Definição dos materiais e ações atuantes

Utilizando a NBR 6118 (ABNT, 2014), foi definido a classe de agressividade ambiental como moderada, ou seja, classe II. Através da definição da CAA, foi definido os cobrimentos das armaduras

dos elementos estruturais, sendo adotado, 3 cm para as vigas e pilares e 2,5 cm para as lajes. Também foi definida a resistência característica do concreto de 35 MPa e adotado o aço CA-50 para a estrutura em geral e CA-60 para os estribos. Vale destacar que a adoção de uma resistência a compressão superior a mínima para CAA II, pode ser justificada pelas dimensões do edifício e magnitude dos esforços de compressão nos pilares, auxiliando também na estabilidade global do edifício.

As cargas adotadas para o cálculo estrutural foram obtidas através da NBR 6120 (ABNT, 2019), tais como o peso específico do concreto armado que foi de 25 KN/m<sup>3</sup> e o peso específico das paredes de blocos cerâmicos vazados, que foi 12 KN/m<sup>3</sup>. Para as cargas de revestimento das lajes maciças foi adotado o valor de 1 KN/m<sup>2</sup> e já as cargas variáveis utilizadas para o cálculo das lajes dos dormitórios, banheiro, sala e cozinha foram de 1,5 KN/m<sup>2</sup>, para os corredores e escadas de uso comum, foi adotado 3 KN/m<sup>2</sup> e 1 KN/m<sup>2</sup> para todas as lajes da cobertura com acesso apenas para manutenção ou inspeção.

As cargas de vento foram calculadas automaticamente pelo sistema TQS, conforme as diretrizes propostas pela NBR 6123 (ABNT, 1988). Foram inseridas para o cálculo das cargas de vento as seguintes informações relacionadas a edificação e localização do terreno:

- Velocidade básica do vento = 30 m/s;
- Fator topográfico (S1) = 1,00;
- Rugosidade do terreno (S2) = categoria III;
- Dimensões da edificação (S2) = classe C;
- Fator estático (S3) = 1,00.

### 3.4 Características do modelo matemático

Neste trabalho não foi considerada a rigidez real dos apoios através da incorporação de apoios elásticos no modelo, essa situação geraria uma alteração nos esforços apresentados nos elementos estruturais assim como nas reações das fundações. As estruturas foram analisadas considerando os modelos com apoios engastados. Além disso, também não foi considerado para o estudo a interação solo-estrutura.



## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A análise dos resultados para os parâmetros de estabilidade foi realizada conforme as direções das cargas de vento atuantes sobre a edificação, exemplificada através da Figura 14.

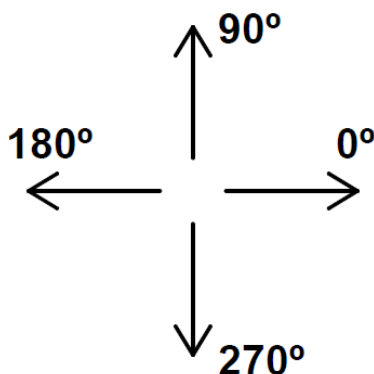


Figura 14 – Sentidos da ação do vento. (Fonte: Moncayo; 2011)

### 4.1 Caso A

Os resultados obtidos para os parâmetros de estabilidade  $\alpha$ ,  $\gamma_z$ ,  $P-\Delta$  e deslocamentos para o modelo de grelhas de vigas e lajes associado ao de pórtico espacial, assim como para o modelo integrado são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Parâmetros de estabilidade para o caso A

	Ângulo	Modelo de grelhas	Modelo Integrado	Variação (%)	
<b>Parâmetro <math>\alpha</math></b>	0° - 180°	0,648	0,633	-2,31	
	90° - 270°	0,657	0,658	0,15	
<b>Coefficiente <math>\gamma_z</math></b>	0° - 180°	1,090	1,085	-0,46	
	90° - 270°	1,083	1,084	0,09	
<b>Processo <math>P-\Delta</math></b>	0°	1,085	1,085	0,00	
	90°	1,084	1,087	0,28	
	180°	1,101	1,088	-1,18	
	270°	1,084	1,083	-0,09	
<b>Deslocamento Total</b>	0° - 180°	0,76	0,74	-2,63	Deslocamentos Máximos (cm) 4,91
	90° - 270°	1,92	1,92	0,00	
<b>Deslocamento entre Pavimentos</b>	0° - 180°	0,04	0,04	0,00	0,35
	90° - 270°	0,09	0,09	0,00	

Fonte: Autor, 2022

Para o parâmetro  $\alpha$ , todos os resultados foram superiores ao limite de 0,6 estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para estruturas de nós fixos. Os resultados obtidos para ambos modelos apontaram resultados semelhantes entre si para as direções de 90° e 270°, e uma pequena variação nas direções de 0° e 180°. Segundo Lima (2001), embora o parâmetro  $\alpha$  funcione como um bom indicador da rigidez da estrutura, sua utilização para análise da estabilidade de edifícios pode fornecer resultados bem conservadores. Isso ocorre devido o parâmetro ser bastante simplificado, tornando muitas vezes necessário a utilização de outro parâmetro para obter os esforços de segunda ordem.

Na análise do coeficiente  $\gamma_z$ , todas as situações apresentaram valores inferiores a 1,10, sendo então, a estrutura classificada como de nós fixos segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014). Assim como no parâmetro  $\alpha$ , os resultados obtidos para o coeficiente  $\gamma_z$  apresentaram valores semelhantes para ambos os modelos nas direções de 90° e 270°, e uma pequena variação nas direções de 0° e 180°.

A variação entre os modelos para as direções de  $0^\circ$  e  $180^\circ$  se deve à menor rigidez da estrutura naquela direção, onde a presença das lajes no modelo integrado ocasionam maior rigidez à edificação, gerando assim uma redução nos parâmetros de estabilidade. Já a diferença mínima nas direções de  $90^\circ$  e  $270^\circ$  se deve ao posicionamento dos pilares, ocasionando uma maior rigidez à estrutura naquela direção, de modo que as lajes pouco influenciam na estabilidade do edifício.

No processo P- $\Delta$ , os resultados foram semelhantes em ambas direções e modelos. Entretanto, para o modelo de grelhas na direção de  $180^\circ$  os efeitos de segunda ordem foram superiores a 10% dos efeitos de primeira ordem, diferentemente do que aconteceu na análise do coeficiente  $\gamma_z$ . Por fim, o deslocamento total e entre pavimentos não apontaram diferenças significativas entre os modelos e, todas as situações indicaram resultados inferiores ao limite definido pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Os deslocamentos máximos permitidos foram obtidos por meio da Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014). A norma recomenda que os limites a considerar para efeitos em elementos não estruturais provocados, por exemplo, devido à movimentação lateral do edifício, causados pela ação do vento, devem ser analisados por meio da combinação frequente, com  $\psi_1 = 0,3$ . Vale ressaltar que ambos deslocamentos não devem ser utilizados como parâmetros de estabilidade, sendo aconselhável sua utilização apenas para avaliar o estado limite de deformações excessivas (OLIVEIRA, 1998).

Apesar da diferença nos resultados obtidos entre os modelos, tal divergência pouco interfere na estabilidade global do edifício. Segundo a TQS Informática (2020), isso ocorre principalmente em estruturas onde a estabilidade é garantida pela presença de pórticos de vigas e pilares, e onde as lajes pouco influenciam na estabilidade do edifício. Além disso, conforme Bueno (2009), os grandes responsáveis pela estabilidade de uma estrutura são os pórticos formados por vigas e pilares, e apesar das lajes possuírem uma grande rigidez em seu plano, pouco influenciam na estabilidade global.

Com intuito de verificar a relação dos parâmetros de estabilidade obtidos anteriormente com os esforços gerados nos pilares, foi realizado uma verificação do momento fletor na base dos pilares de dois pórticos do edifício, demonstrados em destaque na Figura 15.

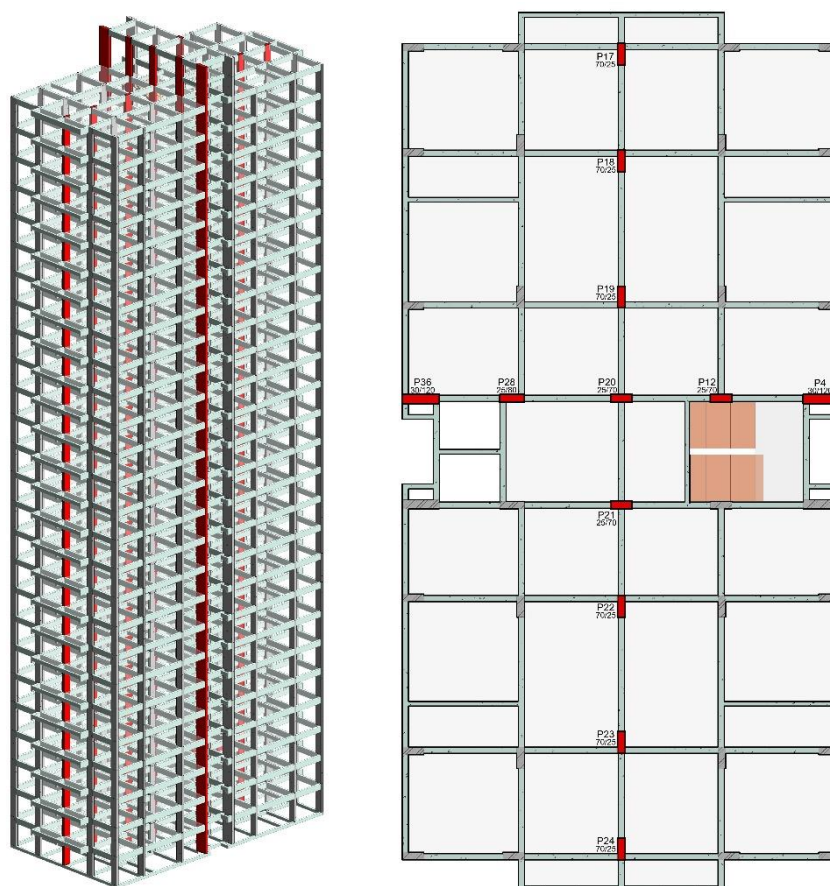


Figura 15 – Identificação dos pilares analisados. (Fonte: Autor, 2022)

A Figura 16 exemplifica o momento fletor obtido na base do pilar 17 para ação do vento na direção de 0°, para ambos os modelos estudados.

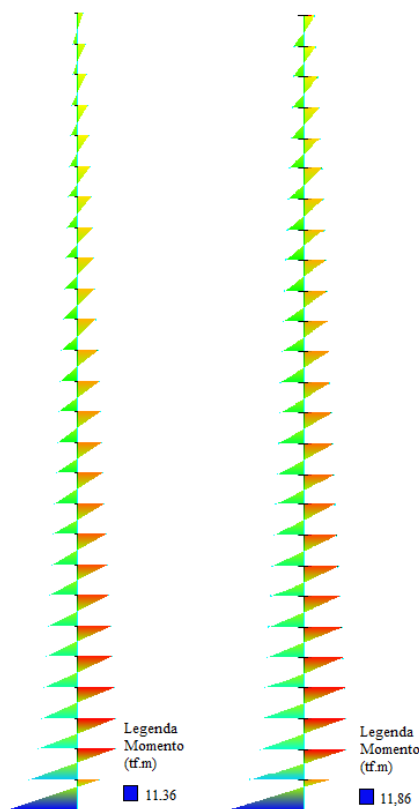


Figura 16 – Exemplificação do momento fletor obtido na base do pilar P17. (Fonte: Autor, 2022)

Os resultados obtidos para os demais pilares são apresentados em função da ação do vento sobre à estrutura através das Tabelas 2 e 3.

Tabela 2 – Momento fletor na base dos pilares do pórtico 1 – Caso A

Pilar	Direção	Momento Fletor (tf.m)		Variação (%)	Pilar	Direção	Momento Fletor (tf.m)		Variação (%)
		Modelo de Grelhas	Modelo Integrado				Modelo de Grelhas	Modelo Integrado	
P17	0°	11,36	11,86	4,40	P21	0°	2,01	2,1	4,48
	90°	-2,92	-3,1	6,16		90°	18,31	18,71	2,18
	180°	-11,29	-10,34	-8,41		180°	-2,16	-1,97	-8,80
	270°	3,14	3,05	-2,87		270°	-18,76	-18,54	-1,17
P18	0°	11,35	11,88	4,67	P22	0°	11,21	11,72	4,55
	90°	-2,78	-2,87	3,24		90°	-2,84	-2,82	-0,70
	180°	-13,39	-12,36	-7,69		180°	-13,03	-11,98	-8,06
	270°	2,95	2,81	-4,75		270°	2,87	2,82	-1,74
P19	0°	11,45	12,01	4,89	P23	0°	11,78	12,36	4,92
	90°	-2,79	-2,86	2,51		90°	-2,88	-2,85	-1,04
	180°	-12,79	-11,68	-8,68		180°	-12,95	-11,88	-8,26
	270°	2,92	2,79	-4,45		270°	2,85	2,82	-1,05
P20	0°	1,89	1,97	4,23	P24	0°	10,13	10,65	5,13
	90°	18,19	18,78	3,24		90°	-3,07	-3,12	1,63
	180°	-2,28	-2,09	-8,33		180°	-12,54	-11,58	-7,66
	270°	-18,87	-18,47	-2,12		270°	3,00	3,07	2,33

Fonte: Autor, 2022

Tabela 3 – Momento fletor na base dos pilares do pórtico 2 – Caso A

Pilar	Direção	Momento Fletor (tf.m)		Variação (%)
		Modelo de Grelhas	Modelo Integrado	
P4	0°	4,84	4,91	1,45
	90°	81,48	85,02	4,34
	180°	-6,17	-6,38	3,40
	270°	-83,99	-81,03	-3,52
P12	0°	1,73	1,88	8,67
	90°	18,86	19,5	3,39
	180°	-2,01	-1,79	-10,95
	270°	-18,48	-17,91	-3,08
P20	0°	1,89	1,97	4,23
	90°	18,19	18,78	3,24
	180°	-2,28	-2,09	-8,33
	270°	-18,87	-18,47	-2,12
P28	0°	2,17	2,25	3,69
	90°	25,8	26,57	2,98
	180°	-2,54	-2,37	-6,69
	270°	-27,08	-26,5	-2,14
P36	0°	4,73	4,89	3,38
	90°	81,72	84,11	2,92
	180°	-5,49	-5,13	-6,56
	270°	-84,65	-82,59	-2,43

Fonte: Autor, 2022

Através dos resultados é possível perceber que o modelo de grelhas em relação ao modelo integrado apresentou uma pequena variação do momento fletor. Para ambos os pórticos analisados, alguns dos pilares apresentaram redução do momento, enquanto outros um acréscimo, com variação média de 4,5%. Além disso, o pilar que apresentou maior variação entre os modelos foi o pilar 12, com uma variação de 10,95% para ação do vento na direção de 180°. Portanto, como era esperado devido os resultados obtidos anteriormente para os parâmetros de estabilidade, os pilares não apresentaram variações significativas do momento fletor entre os modelos analisados.

## 4.2 Caso B

Os resultados obtidos dos parâmetros de estabilidade e deslocamentos para ambos modelos estudados são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Parâmetros de estabilidade para o caso B

	Ângulo	Modelo de Grelhas	Modelo Integrado	Variação (%)	
Parâmetro $\alpha$	0° - 180°	1,273	1,024	-19,56	
	90° - 270°	0,890	0,804	-9,66	
Coeficiente $\gamma z$	0° - 180°	1,453	1,258	-13,42	
	90° - 270°	1,158	1,128	-2,59	
Processo $P-\Delta$	0°	1,475	1,275	-13,56	
	90°	1,159	1,133	-2,24	
	180°	1,468	1,255	-14,51	
	270°	1,158	1,125	-2,85	
Deslocamento Total	0° - 180°	3,03	1,54	-49,17	Deslocamentos Máximos (cm)
	90° - 270°	3,17	2,41	-23,97	

4,91

<b>Deslocamento entre Pavimentos</b>	0° - 180°	0,17	0,09	-47,06	0,35
	90° - 270°	0,15	0,11	-26,67	

Fonte: Autor, 2022

Para o caso B, o parâmetro  $\alpha$  apresentou valores elevados para ambos os modelos e direções, com resultados bem superiores ao limite de 0,6 estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para estruturas de nós fixos. Os resultados obtidos na análise entre os modelos apontaram uma redução em torno de 19,5% para as direções 0° e 180°, e 9,6% para as direções de 90° e 270° do modelo integrado em relação ao modelo de grelhas associado ao pórtico espacial.

Os resultados obtidos para o coeficiente  $\gamma_z$  nas direções de 0° e 180° para o modelo de grelhas associado ao pórtico espacial, apontaram valores acima do limite permitido para consideração de forma aproximada dos esforços globais de segunda ordem, ou seja,  $\gamma_z > 1,3$ . O modelo integrado apresentou para o  $\gamma_z$  e P- $\Delta$  uma redução em torno de 13,5% para as direções 0° e 180°, e 2,5% para as direções de 90° e 270° em relação ao modelo de grelhas associado ao pórtico espacial.

Foi possível perceber no caso B uma maior redução dos parâmetros de estabilidade para todas as direções, mas principalmente para as direções de 0° e 180°. Essa redução ocorreu devido à retirada das vigas internas do edifício, onde as lajes passaram a ter maior influência na estabilidade global, principalmente para as direções que possuem menor rigidez.

Para ambos os modelos e direções, foram obtidos deslocamentos inferiores aos limites estabelecidos por norma. Vale destacar a redução significativa no deslocamento total, onde o modelo integrado apontou uma redução em torno de 49% para as direções de 0° e 180°, e 24% nas direções de 90° e 270° em relação ao modelo de grelhas. O deslocamento entre pavimentos também apresentou resultados significativos, onde o modelo integrado apontou uma redução em torno de 47% para as direções de 0° e 180°, e 27% nas direções de 90° e 270° em relação ao modelo de grelhas.

O modelo integrado apresentou uma redução significativa em todos os parâmetros em relação ao modelo de grelhas associado ao pórtico espacial. Isso ocorre, pois, segundo Bueno (2009), em casos de edifícios com lajes cogumelos ou lisas, a rigidez do edifício fica a cargo dos pilares e as lajes passam a ter maior influência na estabilidade global. Com isso, o modelo integrado se torna o mais indicado para análise de edificações com lajes lisas, pois essas passarão a ter maior participação no equilíbrio da estrutura (MONCAYO, 2011).

Também foi realizado para o caso B uma análise comparativa do momento fletor na base de cada pilar dos pórticos citados anteriormente, para ambos os modelos estudados. Os resultados são apresentados em função da ação do vento sobre a estrutura.

Através dos resultados apresentados na Tabela 5 é possível perceber que para ação do vento nas direções de 0° e 180°, todos os pilares apresentaram uma redução média do momento fletor de 22,5% do modelo integrado em relação ao modelo de grelhas associado ao pórtico espacial. Já para as direções de 90° e 270°, todos pilares apresentaram um aumento médio de 11,7%, com exceção dos pilares 20 e 21 que para todas as direções de vento mostraram uma redução média do momento fletor de 11,3%.

Tabela 5 – Momento fletor na base dos pilares do pórtico 1 – Caso B

Pilar	Direção	Momento Fletor (tf.m)		Variação (%)	Pilar	Direção	Momento Fletor (tf.m)		Variação (%)
		Modelo de Grelhas	Modelo Integrado				Modelo de Grelhas	Modelo Integrado	
P17	0°	-23,90	-18,31	-23,39	P21	0°	2,91	2,6	-10,65
	90°	2,21	2,58	16,74		90°	24,19	22,66	-6,32
	180°	23,38	17,3	-26,01		180°	-2,83	-2,37	-16,25
	270°	-2,27	-2,53	11,45		270°	-24,42	-22,22	-9,01
P18	0°	23,30	17,93	-23,05	P22	0°	23,92	18,05	-24,54
	90°	-2,31	-2,62	13,42		90°	-2,36	-2,63	11,44
	180°	-24,06	-18,17	-24,48		180°	-24,57	-18,2	-25,93

<b>P19</b>	270°	2,37	2,56	8,02	<b>P23</b>	270°	2,35	2,61	11,06
	0°	24,46	18,62	-23,88		0°	24,39	18,8	-22,92
	90°	-2,34	-2,62	11,97		90°	-2,35	-2,62	11,49
	180°	-24,12	-17,51	-27,40		180°	-23,88	-17,39	-27,18
	270°	2,38	2,56	7,56		270°	2,32	2,59	11,64
<b>P20</b>	0°	2,85	2,44	-14,39	<b>P24</b>	0°	-23,77	-17,86	-24,86
	90°	24,13	22,54	-6,59		90°	2,28	2,57	12,72
	180°	-2,89	-2,37	-17,99		180°	24,49	17,76	-27,48
	270°	-24,5	-22,17	-9,51		270°	-2,25	-2,53	12,44

Fonte: Autor, 2022

Por meio dos resultados apresentados na Tabela 6 é possível perceber uma redução do momento fletor para todos os pilares do pórtico 2, com uma redução média de 22,6% para as direções de 0° e 180°, e 8,4% para as direções 90° e 270°.

Tabela 6 – Momento fletor na base dos pilares do pórtico 2 – Caso B

<b>Pilar</b>	<b>Direção</b>	<b>Momento Fletor (tf.m)</b>		<b>Varição (%)</b>
		<b>Modelo de Grelhas</b>	<b>Modelo Integrado</b>	
<b>P4</b>	0°	13,38	9,7	-27,50
	90°	108,22	100,98	-6,69
	180°	-13,86	-10,94	-21,07
	270°	-109,52	-97,05	-11,39
<b>P12</b>	0°	2,92	2,45	-16,10
	90°	24,86	23,13	-6,96
	180°	-2,89	-2,19	-24,22
	270°	-24,29	-21,65	-10,87
<b>P20</b>	0°	2,85	2,44	-14,39
	90°	24,13	22,54	-6,59
	180°	-2,89	-2,37	-17,99
	270°	-24,5	-22,17	-9,51
<b>P28</b>	0°	4,91	3,71	-24,44
	90°	34,16	31,88	-6,67
	180°	-5,1	-3,8	-25,49
	270°	-35,03	-31,7	-9,51
<b>P36</b>	0°	12,93	9,46	-26,84
	90°	107,11	100,03	-6,61
	180°	-13,04	-9,36	-28,22
	270°	-108,43	-98,28	-9,36

Fonte: Autor, 2022

Assim como ocorreu na análise dos parâmetros de estabilidade, também foi possível notar uma redução dos valores entre os modelos estudados para o momento fletor na base dos pilares dos pórticos analisados. Todos os pilares mostraram para as direções de 0° e 180° uma redução significativa do momento fletor. Isso ocorre devido a maior variação dos parâmetros de estabilidade obtidos para essas direções.

Já para as cargas de vento nas direções de 90° e 270°, foram obtidos acréscimos de momento para alguns pilares do pórtico 1 e uma redução para todos os pilares do pórtico 2, mas com variações menores quando comparado com os obtidos nas outras direções. Apesar do aumento do momento fletor sobre alguns pilares do pórtico 1, é possível perceber que a ação do vento para as direções de 90° e 270° geram menores esforços sobre esses pilares, portanto os acréscimos gerados pouco influenciam no comportamento dos mesmos.

### 4.3 Caso A x Caso B – Modelo de grelhas de vigas e lajes mais pórtico espacial

Foi realizado através do modelo de grelhas associado ao pórtico espacial um comparativo entre ambas modelagens do edifício em estudo. Os resultados são expostos na Tabela 7.

Tabela 7 – Parâmetros de estabilidade – Modelo de grelhas e pórtico espacial

	Ângulo	Caso A	Caso B	Variação (%)		
<i>Parâmetro <math>\alpha</math></i>	0° - 180°	0,648	1,273	96,45		
	90° - 270°	0,657	0,890	35,46		
<i>Coefficiente <math>\gamma_z</math></i>	0° - 180°	1,090	1,453	33,30		
	90° - 270°	1,083	1,158	6,93		
<i>Processo P-<math>\Delta</math></i>	0°	1,085	1,475	35,94		
	90°	1,084	1,159	6,92		
	180°	1,101	1,468	33,33	<i>Deslocamentos Máximos (cm)</i>	
	270°	1,084	1,158	6,83		
<i>Deslocamento Total</i>	0° - 180°	0,76	3,03	298,68		4,91
	90° - 270°	1,92	3,17	65,10		
<i>Deslocamento entre Pavimentos</i>	0° - 180°	0,04	0,17	325	0,35	
	90° - 270°	0,09	0,15	66,67		

Fonte: Autor, 2022

Do caso A para o caso B, todos os parâmetros de estabilidade apresentaram acréscimos significativos em seus valores. O parâmetro  $\alpha$  apontou um aumento em torno de 96% para as direções de 0° e 180°, e 35% nas direções 90° e 270°. Já o coeficiente  $\gamma_z$  mostrou um aumento por volta de 33% para as direções de 0° e 180°, e 7% nas direções 90° e 270°.

Através do processo P- $\Delta$  os resultados apontaram um aumento em torno de 35% nas direções de 0° e 180°, e 7% nas direções 90° e 270°. Por último, o deslocamento total e entre pavimentos apontaram respectivamente um acréscimo de 300% e 325% para as direções 0° e 180°, e cerca de 66% para as direções de 90° e 270°.

Foi possível perceber que após a retirada das vigas internas (caso A para o caso B), a estrutura apresentou uma maior deslocabilidade lateral, principalmente para as direções de 0° e 180°. Isso ocorre, pois, segundo Fusco (1983), as vigas apresentam uma contribuição considerável para estabilidade global dos edifícios. Além disso, de acordo com Alves e Feitosa (2020), os sistemas estruturais sem utilização de vigas apresentam desvantagens significativas quanto a rigidez aos deslocamentos horizontais da estrutura.

Também foi realizado a análise comparativa entre os casos A e B para o momento fletor na base dos pilares, através do modelo de grelhas associado ao pórtico espacial. Assim como ocorreu nas análises anteriores, os resultados são apresentados em função da ação do vento sobre o edifício.

Os resultados apresentados na Tabela 8 mostram um aumento significativo dos momentos na base dos pilares do pórtico 1. Para ação do vento nas direções de 0° e 180°, todos os pilares tiveram um acréscimo médio do momento fletor de 86,3%. Já para as direções de 90° e 270°, todos pilares apresentaram uma redução média de 20,5%, com exceção dos pilares 20 e 21 que para todas as direções de vento mostraram um aumento médio de 34,8% do momento fletor.

Tabela 8 – Momento fletor na base dos pilares do pórtico 1 – Modelo de grelhas e pórtico espacial

<i>Pilar</i>	<i>Direção</i>	<i>Momento Fletor (tf.m)</i>		<i>Variação (%)</i>	<i>Pilar</i>	<i>Direção</i>	<i>Momento Fletor (tf.m)</i>		<i>Variação (%)</i>
		<i>Caso A</i>	<i>Caso B</i>				<i>Caso A</i>	<i>Caso B</i>	
<i>P17</i>	0°	11,36	-23,90	110,39	<i>P21</i>	0°	2,01	2,91	44,78
	90°	-2,92	2,21	-24,32		90°	18,31	24,19	32,11
	180°	-11,29	23,38	107,09		180°	-2,16	-2,83	31,02
	270°	3,14	-2,27	-27,71		270°	-18,76	-24,42	30,17

<b>P18</b>	0°	11,35	23,30	105,29	<b>P22</b>	0°	11,21	23,92	113,38
	90°	-2,78	-2,31	-16,91		90°	-2,84	-2,36	-16,90
	180°	-13,39	-24,06	79,69		180°	-13,03	-24,57	88,56
	270°	2,95	2,37	-19,66		270°	2,87	2,35	-18,12
<b>P19</b>	0°	11,45	24,46	113,62	<b>P23</b>	0°	11,78	24,39	107,05
	90°	-2,79	-2,34	-16,13		90°	-2,88	-2,35	-18,40
	180°	-12,79	-24,12	88,58		180°	-12,95	-23,88	84,40
	270°	2,92	2,38	-18,49		270°	2,85	2,32	-18,60
<b>P20</b>	0°	1,89	2,85	50,79	<b>P24</b>	0°	10,13	-23,77	134,65
	90°	18,19	24,13	32,66		90°	-3,07	2,28	-25,73
	180°	-2,28	-2,89	26,75		180°	-12,54	24,49	95,30
	270°	-18,87	-24,5	29,84		270°	3,00	-2,25	-25,00

Fonte: Autor, 2022

Os resultados apresentados na Tabela 9 para os pilares do pórtico 2, mostram um aumento significativo do momento fletor na base de todos os pilares para ambas as direções de vento. Do caso A para o caso B todos os pilares apresentaram um aumento médio do momento fletor de 67%, onde foi possível observar uma maior variação para as direções de 0° e 180°. Isso ocorreu devido a maior variação dos parâmetros de estabilidade para essas direções.

Tabela 9 – Momento fletor na base dos pilares do pórtico 2 – Modelo de grelhas e pórtico espacial

<b>Pilar</b>	<b>Direção</b>	<b>Momento Fletor (tf.m)</b>		<b>Variação (%)</b>
		<b>Caso A</b>	<b>Caso B</b>	
<b>P4</b>	0°	4,84	13,38	176,45
	90°	81,48	108,22	32,82
	180°	-6,17	-13,86	124,64
	270°	-83,99	-109,52	30,40
<b>P12</b>	0°	1,73	2,92	68,79
	90°	18,86	24,86	31,81
	180°	-2,01	-2,89	43,78
	270°	-18,48	-24,29	31,44
<b>P20</b>	0°	1,89	2,85	50,79
	90°	18,19	24,13	32,66
	180°	-2,28	-2,89	26,75
	270°	-18,87	-24,5	29,84
<b>P28</b>	0°	2,17	4,91	126,27
	90°	25,8	34,16	32,40
	180°	-2,54	-5,1	100,79
	270°	-27,08	-35,03	29,36
<b>P36</b>	0°	4,73	12,93	173,36
	90°	81,72	107,11	31,07
	180°	-5,49	-13,04	137,52
	270°	-84,65	-108,43	28,09

Fonte: Autor, 2022

Como também já era esperado devido aos resultados obtidos na análise dos parâmetros de estabilidade, todos pilares apresentaram um aumento significativo do momento fletor em sua base, com exceção de alguns pilares do pórtico 1 para ação do vento nas direções de 90° e 270°.

#### 4.4 Caso A x Caso B – Modelo Integrado



Também foi realizado o comparativo das duas modelagens através do modelo integrado para o edifício em estudo. Os resultados são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Parâmetros de estabilidade – Modelo integrado

	Ângulo	Caso A	Caso B	Variação (%)	
<b>Parâmetro <math>\alpha</math></b>	0° - 180°	0,633	1,024	61,77	
	90° - 270°	0,658	0,804	22,19	
<b>Coefficiente <math>\gamma_z</math></b>	0° - 180°	1,085	1,258	15,94	
	90° - 270°	1,084	1,128	4,06	
<b>Processo P-<math>\Delta</math></b>	0°	1,085	1,275	17,51	
	90°	1,087	1,133	4,23	
	180°	1,088	1,255	15,35	
	270°	1,083	1,125	3,88	
<b>Deslocamento Total</b>	0° - 180°	0,74	1,54	108,11	4,91
	90° - 270°	1,92	2,41	25,52	
<b>Deslocamento entre Pavimentos</b>	0° - 180°	0,04	0,09	125	0,35
	90° - 270°	0,09	0,11	22,22	

Fonte: Autor, 2022

Através da análise entre os casos A e B por meio do modelo integrado, foi possível perceber para o parâmetro  $\alpha$  um aumento em torno de 62% para as direções de 0° e 180°, e 22% nas direções de 90° e 270°. Já o coeficiente  $\gamma_z$  e P- $\Delta$  apontaram resultados similares entre si, resultando em um aumento por volta de 16% nas direções de 0° e 180°, e 4% nas direções 90° e 270°.

O deslocamento total e entre pavimentos apresentou respectivamente um acréscimo de 108% e 125% para as direções de 0° e 180°, e em torno de 24% para as direções de 90° e 270°. Assim como na análise pelo modelo de grelhas, através do modelo integrado também foi possível perceber um aumento significativo da deslocabilidade lateral da estrutura após a retirada das vigas internas.

Por fim, também foi realizado uma análise comparativa entre os casos A e B, verificando os esforços nos pilares através do modelo integrado. Os resultados dos pórticos 1 e 2 são apresentados respectivamente nas Tabelas 11 e 12.

Tabela 11 – Momento fletor na base dos pilares do pórtico 1 – Modelo integrado

Pilar	Direção	Momento Fletor (tf.m)		Variação (%)	Pilar	Direção	Momento Fletor (tf.m)		Variação (%)
		Caso A	Caso B				Caso A	Caso B	
P17	0°	11,86	-18,31	54,38	P21	0°	2,1	2,6	23,81
	90°	-3,1	2,58	-16,77		90°	18,71	22,66	21,11
	180°	-10,34	17,3	67,31		180°	-1,97	-2,37	20,30
	270°	3,05	-2,53	-17,05		270°	-18,54	-22,22	19,85
P18	0°	11,88	17,93	50,93	P22	0°	11,72	18,05	54,01
	90°	-2,87	-2,62	-8,71		90°	-2,82	-2,63	-6,74
	180°	-12,36	-18,17	47,01		180°	-11,98	-18,2	51,92
	270°	2,81	2,56	-8,90		270°	2,82	2,61	-7,45
P19	0°	12,01	18,62	55,04	P23	0°	12,36	18,8	52,10
	90°	-2,86	-2,62	-8,39		90°	-2,85	-2,62	-8,07
	180°	-11,68	-17,51	49,91		180°	-11,88	-17,39	46,38
	270°	2,79	2,56	-8,24		270°	2,82	2,59	-8,16
P20	0°	1,97	2,44	23,86	P24	0°	10,65	-17,86	67,70
	90°	18,78	22,54	20,02		90°	-3,12	2,57	-17,63
	180°	-2,09	-2,37	13,40		180°	-11,58	17,76	53,37
	270°	-18,47	-22,17	20,03		270°	3,07	-2,53	-17,59

Fonte: Autor, 2022

Tabela 12 – Momento fletor na base dos pilares do pórtico 2 – Modelo integrado

***Integrado - Pórtico 2***

<b><i>Pilar</i></b>	<b><i>Direção</i></b>	<b>Momento Fletor (tf.m)</b>		<b>Variação (%)</b>
		<b>Caso A</b>	<b>Caso B</b>	
<b><i>P4</i></b>	0°	4,91	9,7	97,56
	90°	85,02	100,98	18,77
	180°	-6,38	-10,94	71,47
	270°	-81,03	-97,05	19,77
<b><i>P12</i></b>	0°	1,88	2,45	30,32
	90°	19,5	23,13	18,62
	180°	-1,79	-2,19	22,35
	270°	-17,91	-21,65	20,88
<b><i>P20</i></b>	0°	1,97	2,44	23,86
	90°	18,78	22,54	20,02
	180°	-2,09	-2,37	13,40
	270°	-18,47	-22,17	20,03
<b><i>P28</i></b>	0°	2,25	3,71	64,89
	90°	26,57	31,88	19,98
	180°	-2,37	-3,8	60,34
	270°	-26,5	-31,7	19,62
<b><i>P36</i></b>	0°	4,89	9,46	93,46
	90°	84,11	100,03	18,93
	180°	-5,13	-9,36	82,46
	270°	-82,59	-98,28	19,00

Fonte: Autor, 2022

Os resultados obtidos entre os casos A e B para o modelo integrado foram similares a análise anterior para o modelo de grelhas associado ao pórtico espacial. No pórtico 1, todos os pilares para ação do vento nas direções de 0° e 180° apresentaram um aumento médio do momento fletor de 45,7% e, para as direções de 90° e 270° uma redução média de 11%, com exceção dos pilares 20 e 21 que para todas as direções de vento apresentaram um aumento médio de 20,3%. Já o pórtico 2, em todas as direções de vento os pilares apontaram um acréscimo médio de 37,8%, com variações maiores nas direções de 0° e 180°.

Portanto, assim como na análise pelo modelo de grelhas, também foi possível perceber pelo modelo integrado a influência das vigas sobre os esforços gerados nos pilares. Entretanto, através dos resultados é possível perceber uma redução nos percentuais obtidos por meio do modelo integrado em relação ao modelo de grelhas. Tais variações também são observadas entre os casos A e B na análise dos parâmetros de estabilidade para os modelos estudados.

## 5 CONCLUSÕES

Através da utilização do *software* TQS, esse trabalho realizou uma análise comparativa dos parâmetros de estabilidade global, utilizando duas modelagens diferentes de um edifício residencial em concreto armado, por meio do modelo estrutural de grelhas de vigas e lajes associado ao pórtico espacial, como também o modelo integrado.

Os resultados obtidos através da primeira modelagem apontaram que ambos os modelos apresentaram parâmetros de estabilidade similares entre si. Como mencionado anteriormente, isso ocorre em estruturas que possuem pórticos de vigas e pilares bem definidos, fazendo com que as lajes pouco influenciem na estabilidade global do edifício. Pode-se assim concluir que para estruturas com essas características, o modelo de grelhas de vigas e lajes associado ao pórtico espacial apresenta resultados similares ao modelo integrado. Sendo assim, o modelo de grelhas associado ao pórtico espacial se torna mais indicado, pois irá proporcionar maior economia de tempo ao engenheiro projetista durante o processamento estrutural do edifício.

Já na segunda modelagem, os resultados apontaram uma maior discrepância entre os modelos estudados. Diferente do caso A, onde a estabilidade foi garantida basicamente por pórticos formados por vigas e pilares, no caso B, as lajes apresentaram maior influência na estabilidade global do edifício. Portanto, o modelo de grelhas de vigas e lajes associado ao pórtico espacial se mostrou menos eficiente para análise da estabilidade de edifícios com lajes lisas, enquanto o modelo integrado apresentou melhores resultados na análise da estabilidade global.

Por fim, foi realizado uma análise comparativa entre às duas modelagens através de ambos os modelos estruturais. Os resultados apontaram que independente do modelo utilizado, as vigas apresentam uma considerável contribuição na estabilidade global do edifício, reduzindo significativamente sua deslocabilidade lateral. Segundo Alves e Feitosa (2020), para essas edificações podem ser utilizados núcleos rígidos locados normalmente nas escadas e caixas de elevadores, pois esses possuem elevada rigidez e em conjunto com os demais pilares garantem a estabilidade global do edifício. Portanto, para edifícios com lajes lisas sem utilização de vigas ou apenas vigas de bordo, serão necessários pilares com maior rigidez, pois esses serão os principais responsáveis pela estabilidade global do edifício.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, E. C.; FEITOSA, L. A. Análise da estabilidade global de edifícios altos em lajes lisas considerando a interação solo-estrutura. Revista IBRACON de estruturas e materiais, Vitória, v. 13, n. 1, p. 183-199, 2020.

ARAÚJO, J. M. Curso de concreto armado. 3. ed. v. 1. Rio Grande: Dunas, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro. 2003.

AUFIERI, F. A. Diretrizes para o dimensionamento e detalhamento de pilares de edifícios em concreto armado. 1997. 165 f. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

BUENO, M. M. E. Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado. 2009. 105 f. Dissertação (Mestre em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

CARAMORI, T. Estudo de trechos rígidos na análise estrutural de edificações em concreto armado. 2017. 98 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2017.

CARMO, R. M. S. Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado. 1995. 135 f. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

CORRÊA, M. R. S. Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios. 1991. 342 f. Tese (Doutor em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

CRUZ, J. M. F.; FERREIRA, E. T.; LUCENA, C. A. T. D. A estabilidade global dos edifícios altos. João Pessoa: Leia livros, 2019.

FONTES, F. F. Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003. 2005. 137 f. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

FRANCESCHI, Lucas. Como optar entre o modelo de análise integrado ou de grelha com pórtico espacial. AltoQi, 2021. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360001391833-Como-optar-entre-o-modelo-de-an%C3%A1lise-integrado-ou-de-grelha-com-p%C3%B3rtico-espacial>>. Acesso em: 15 jul. de 2022.

- FUSCO, P. B. Estruturas de concreto: solicitações normais. Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1983.
- GIONCO, J. S. Concreto armado: projeto estrutural de edifícios. São Carlos, 2007.
- GONÇALVES, R. M. et al. Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos. 1. ed. São Carlos, 2004.
- IGLESIA, S. M. O efeito P-delta nas estruturas de edifícios. AltoQi, Santa Catarina, 2017.
- KIMURA, A. Informática aplicada a estruturas de concreto armado. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.
- LIMA, J. S. Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios em concreto: Desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas. 2001. 249 f. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.
- MARTHA, L. F. Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.
- Modelo VI. TQS Informática, São Paulo, 2020. Disponível em: <<https://www.tqs.com.br/v16/destaques/modelo-vi-projeto-estrutural.html>>. Acesso em: 15 jul. 2022.
- MONCAYO, W. J. Z. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. 2011. 221 f. Dissertação (Mestre em Ciências) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.
- OLIVEIRA, J. C. A. Estimativa do índice global de esbeltez de edifícios altos de concreto armado. 1998. 166 f. Dissertação (Mestre em Ciências) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 1998.
- PAIXÃO, J. F. M.; ALVES, E. C. Análise de estabilidade global em edifícios altos. Revista Eletrônica De Engenharia Civil, Goiânia, v. 13, n. 1, p. 48-63, 2017.
- PINTO, R. S. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. 1997. 130 f. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.
- TQSDocs. TQS Informática, São Paulo, 2020. Disponível em: <<https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3147&language=pt-BR>>. Acesso em: 24 ago. 2022.
- TQSDocs. TQS Informática, São Paulo, 2022. Disponível em: <<https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3124&language=pt-BR>>. Acesso em: 14 jun. 2022.