

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

FELIPE SCHOFFEN

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS MODELOS DE PÓRTICOS PLANOS
ASSOCIADOS E DOS PÓRTICOS ESPACIAIS**

SANTA MARIA - RS

2023

FELIPE SCHOFFEN

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS MODELOS DE PÓRTICOS PLANOS
ASSOCIADOS E DOS PÓRTICOS ESPACIAIS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito para obtenção do grau de **Engenheiro Civil**.

Orientador(a): Prof. Dr. Marcos Alberto Oss Vaghetti

SANTA MARIA - RS

2023

FELIPE SCHOFFEN

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS MODELOS DE PÓRTICOS PLANOS
ASSOCIADOS E DOS PÓRTICOS ESPACIAIS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito para obtenção do grau de **Engenheiro Civil**.

Orientador(a): Prof. Dr. Marcos Alberto Oss Vaghetti

APOVADO EM 09/02/2023

Prof. Dr. Marcos Alberto Oss Vaghetti (UFSM)

Prof. Dr. André Lubeck (UFSM)

Prof. Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto (UFSM)

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço aos meus pais, Norberto e Izaura, por todo apoio, amor e dedicação na minha formação como pessoa.

Às minhas irmãs, Carolina e Gabriela, por todo incentivo e inspiração.

À minha madrinha, Adriani, por toda dedicação e carinho.

Ao meu tio, Carlos, pela primeira oportunidade que tive de praticar a engenharia e por todos os ensinamentos que obtive no período do estágio.

Ao meu chefe, Bruno, e a toda empresa Palma pelas experiências compartilhadas ao longo do estágio.

A todos os professores do curso de Engenharia Civil pelos ensinamentos e experiências compartilhadas.

Aos meus amigos e colegas de graduação, que proporcionaram um momento magnífico na minha vida.

RESUMO

ANÁLISE COMPARATIVA DOS MODELOS DE PÓRTICOS PLANOS ASSOCIADOS E DOS PÓRTICOS ESPACIAIS

AUTOR: Felipe Schoffen

ORIENTADOR: Marcos Oss Vaghetti

A ABNT – NBR 6118:2014 estabelece condições para a utilização das estruturas, sob os estados limites últimos e estados limites de serviço. Sendo assim, existem modelos estruturais capazes de fornecer os esforços e as deformações sob a combinações de ações estabelecidas pela norma, entre eles estão os modelos de pórticos planos associados e o modelo de pórticos espaciais. Visando comparar estes dois modelos estruturais, este trabalho apresentará uma análise comparativa dos esforços de momento fletor e esforço axial, deslocamentos e da estabilidade global por meio destes modelos de estruturais aplicados, respectivamente, nos softwares FTOOL e SAP2000, a partir de um edifício modelo. Sendo assim, este trabalho resultou, com base em uma análise de um alinhamento de pilar, uma estrutura com maiores deslocamentos e esforços a partir da modelagem via SAP2000, ou seja, via pórticos espaciais. Portanto, essa modelagem apresentou resultados mais favoráveis para a segurança.

Palavras-chave: Concepção Estrutural. Pórticos Planos. Pórticos Espaciais.

ABSTRACT

COMPARATIVE ANALYSIS OF ASSOCIATED FLAT FRAME MODELS AND SPATIAL FRAME MODELS

AUTHOR: Felipe Schoffen

ADVISOR: Marcos Oss Vaghetti

ABNT – NBR 6118:2014 establishes conditions for the use of structures, under the ultimate limit states and service limit states. Therefore, there are robust models capable of providing the efforts and deformations under the loads combinations by the standard, among them are the associated plane frame models and the spatial frame model. In order to compare these two structural models, this work will present a comparative analysis of the efforts of bending moment and axial force, displacements and global stability through these structural models applied, respectively, in the FTOOL and SAP2000 softwares, from a model of construction. So, this work resulted, based on an analysis of a column alignment, a structure with biggest displacements and efforts from the modeling via SAP2000, that is, by spatial frames. Therefore, this modeling presented more favorable results for safety.

Keywords: Structural conception. Associated plane frame model. Spatial frame model.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Pórtico sob efeitos de 1ª ordem.....	14
Figura 2 - Pórtico sob efeitos de 2ª ordem.....	14
Figura 3 - Diagrama tensão x deformação à compressão do concreto	16
Figura 4 - Diagrama tensão x deformação para aços de armadura passiva.....	17
Figura 5 - Pórtico plano	20
Figura 6 - Pórticos planos em planta	21
Figura 7 – Esquema vertical de pórticos planos com orientação a 90°	21
Figura 8 - Pórtico Tridimensional com laje grelha.....	23
Figura 9 - Tela principal FTOOL	24
Figura 10 - Eixo local coluna - SAP2000.....	25
Figura 11 - Eixo local barras - SAP2000.....	25
Figura 12 – Edifício em corte	27
Figura 13 - Edifício em planta.....	29
Figura 14 - Módulos de elasticidade íntegro e reduzido para pilar	30
Figura 15 - Área de aplicação vento 0°.....	33
Figura 16 - Interação entre pórticos planos	35
Figura 17 - Definições de carga SAP2000	36
Figura 18 - Combinações de ações SAP2000.....	37
Figura 19 - Combinação 01 SAP2000.....	39
Figura 20 - Estrutura Deformada.....	40
Figura 21 - Planta baixa – Primeiro lançamento	42
Figura 22 - Planta baixa – Segundo lançamento	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Ações vento a 0°	33
Tabela 2 - Coeficiente γ_z para a combinação 02	38
Tabela 3 – Verificação do Desaprumo	39
Tabela 4 - Deslocamentos horizontais sob combinação frequente	41
Tabela 5 - γ_z pela combinação 02 no SAP2000	43
Tabela 6 - γ_z pela combinação 02 no FTOOL.....	43
Tabela 7 - Esforços internos do pilar 14 na combinação 01 no primeiro lançamento	44
Tabela 8 - Esforços internos do pilar 14 na combinação 03 no primeiro lançamento	44
Tabela 9 - Deslocamentos frente ao vento a 0° no primeiro lançamento	45
Tabela 10 - Deslocamentos frente ao vento a 90° no primeiro lançamento	46
Tabela 11 – γ_z na combinação 02 no SAP2000	47
Tabela 12 – γ_z na combinação 02 no FTOOL	48
Tabela 13 - Esforços internos do pilar 14 na combinação 01 no segundo lançamento	48
Tabela 14 - Esforços internos do pilar 14 na combinação 03 no segundo lançamento	49
Tabela 15 – Deslocamentos frente ao vento a 0° no segundo lançamento.....	49
Tabela 16 - Deslocamentos frente ao vento a 90° no segundo lançamento	50

LISTA DE SÍMBOLOS

- F_{CK} – resistência característica à compressão do concreto
- F_{CD} – resistência de cálculo à compressão do concreto
- F_{YK} – resistência ao escoamento do aço
- F_{YD} – resistência de cálculo ao escoamento do aço
- ϵ_{C2} – deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
- ϵ_{CU} – deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
- ϵ_Y – deformação específica de escoamento do aço
- A_S – área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
- $A_{S'}$ – área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
- E – módulo de elasticidade
- I_C – momento de inércia da seção bruta de concreto
- $E_{CS}I_C$ – módulo de rigidez
- EI_{SEC} – módulo de rigidez secante
- ρ – taxa mínima de aço
- $\sigma_{S0,002}$ – tensão no aço na deformação de 0,2%
- γ_Z – parâmetro de instabilidade
- θ_A - a rotação do desaprumo
- γ_f – coeficiente majorador de ações
- ψ_1 – fator de combinação do estado limite de serviço
- $M_{I,TOT,D}$ – momento de tombamento
- $\Delta M_{TOT,D}$ – Produto das forças verticais com os deslocamentos horizontais
- $M_{Id,A}$ – momento de extremidade cálculo de primeira ordem
- N_D – força normal de cálculo
- A_E – Área de atuação do vento
- V_K – velocidade característica do vento
- V_0 – velocidade básica do vento
- S_1 – fator topográfico
- S_2 – fator de rugosidade
- S_3 – fator estatístico
- q – pressão dinâmica do vento
- F_A – força de arrasto do vento
- F_R – fator de rajada do vento

H – Altura total da estrutura

$\delta_{H,TOT,MAX}$ – deslocamento horizontal total no topo do edificio

δ_{HI} – deslocamento horizontal entre pavimentos

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	12
1.1 Justificativa.....	12
1.2 Objetivo.....	12
1.3 Objetivos específicos	12
1.4 Estrutura do trabalho.....	13
2 REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1 Estrutura de nós fixos e nós móveis.....	14
2.2 Comportamento não linear	15
2.2.1 Não linearidade física.....	15
2.2.2 Não linearidade geométrica.....	17
2.3 Determinação dos efeitos globais de 2ª ordem.....	18
2.3.1 Método γ_z	18
2.4 Desaprumo.....	18
2.5 Modelos estruturais para ações verticais e horizontais	19
2.5.1 Pórticos Planos Simples	19
2.5.2 Pórtico Espacial.....	22
2.6 Softwares de análise estrutural.....	23
2.6.1 FTOOL.....	23
2.6.2 SAP2000	24
3 METODOLOGIA.....	26
4 MODELO ESTRUTURAL.....	27
4.1 Pré-dimensionamento	27
4.2 Materiais	29
4.3 Carregamentos	30
4.3.1 Carregamentos permanentes	30
4.3.2 Carregamentos variáveis	31
4.4 Combinações de Ações.....	33
4.5 Deslocamentos Limites	34
4.6 Lançamento da estrutura	35
4.6.1 Lançamento pórticos planos.....	35
4.6.2 Lançamento pórtico espacial.....	36

5 ANÁLISE DE RESULTADOS	38
5.1 Classificação da estrutura	38
5.2 Consideração dos efeitos globais de 2ª ordem	38
5.3 Desaprumo	39
5.4 Deslocamentos limites	40
6 COMPARAÇÃO ENTRE PÓRTICO ESPACIAL E PÓRTICO PLANO ASSOCIADO	42
6.1 LANÇAMENTO INICIAL	42
6.1.1 Coeficiente γ_z	43
6.1.2 Esforços.....	44
6.1.3 Deslocamentos	45
6.2 LANÇAMENTO COM PILAR ROTACIONADO	46
6.2.1 Coeficiente γ_z	47
6.2.2 Esforços.....	48
6.2.3 Deslocamentos	49
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	51

1 INTRODUÇÃO

1.1 Justificativa

Um projeto estrutural é constituído de etapas: O pré-dimensionamento, a análise estrutural, o dimensionamento e os detalhamentos. Uma importante etapa é a análise estrutural, cabe ao projetista interpretar os esforços e deslocamentos obtidos no lançamento da estrutura, a fim de garantir um eficiente desempenho frente às ações verticais e horizontais a qual a estrutura está submetida.

Para garantir a segurança e a funcionalidade de uma estrutura, a NBR 6118:2014 estabelece limites de deslocamentos dos elementos estruturais. Assim, o projetista, na fase de análise estrutural, define a estrutura, as geometrias dos elementos, as posições dos elementos, ou seja, é o momento onde é feito o ajuste fino para que a estrutura atenda às demandas propostas pela norma.

Este trabalho, visando dar ênfase na etapa de análise estrutural, faz a comparação entre dois métodos de obtenção dos esforços e deformações de uma estrutura, com auxílio dos softwares FTOOL e SAP2000, com base na NBR 6118:2014.

1.2 Objetivo

O objetivo geral do trabalho é realizar dois lançamentos de uma estrutura de concreto armado nos softwares FTOOL e SAP2000, pelos métodos estruturais dos pórticos planos associados e do pórtico espacial, respectivamente. Em ambos os modelos estruturais, a partir de um alinhamento de pilar, será feita a análise comparativa dos esforços, deslocamentos e a análise de estabilidade global da estrutura.

1.3 Objetivos específicos

Comparar os esforços de Momento fletor e de esforço axial de um alinhamento de pilar, além do coeficiente γ_z , para o estado limite último. Para o estado limite de serviço, será comparado os deslocamentos horizontais da estrutura.

Analisar a influência da rotação da mesma linha de pilar, pelos métodos de pórticos planos associados e espaciais, e sua contribuição nos esforços e deslocamentos da estrutura de concreto armado, conforme NBR 6118:2014.

1.4 Estrutura do trabalho

O trabalho é estruturado em sete capítulos, conforme a seguir:

No primeiro capítulo é apresentado os objetivos do trabalho, o assunto abordado bem como sua importância.

O segundo capítulo é constituído pelo embasamento teórico necessário.

O terceiro capítulo é descrito a metodologia de comparação e da modelagem completa da estrutura.

O quarto capítulo descreve o procedimento da modelagem, que inclui o pré-dimensionamento, o levantamento dos carregamentos, as combinações de ações e a lançamento desta estrutura nos softwares.

O quinto capítulo exhibe as verificações da estrutura frente ao estado limite último e ao estado limite de serviço, com base nas exigências da NBR 6118:2014.

O sexto capítulo refere-se à comparação entre os modelos de pórticos planos associados, analisados no FTOOL e de pórticos espaciais, modelados no SAP2000. A comparação será feita sem o tratamento dos efeitos de 2ª ordem, entre os deslocamentos e os esforços obtidos destes softwares.

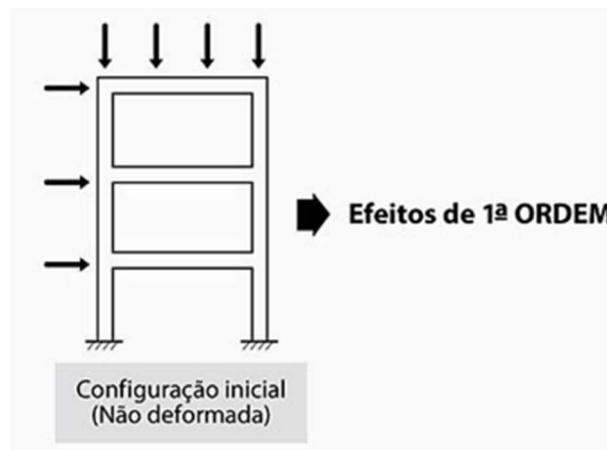
Por fim, no sétimo capítulo, são apresentadas as considerações finais do trabalho.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Estrutura de nós fixos e nós móveis

Uma estrutura carregada sob ações verticais e horizontais apresenta os esforços e os deslocamentos em seus respectivos nós. Quando a estrutura atinge o equilíbrio destas ações e é indeformada, essa assume os efeitos de 1ª ordem, como demonstra a Figura 1.

Figura 1 - Pórtico sob efeitos de 1ª ordem



Fonte: (KIMURA, 2007)

No entanto, não é o que ocorre na prática, pois a estrutura se deforma, ou seja, os nós se deslocam lateralmente e, sob os carregamentos verticais, temos um acréscimo nos esforços. Esta situação é classificada como efeitos de 2ª ordem, conforme a Figura 2.

Figura 2 - Pórtico sob efeitos de 2ª ordem



Fonte: (KIMURA, 2007)

Para fins de cálculo estrutural, a norma classifica a estrutura em nós fixos quando os deslocamentos horizontais resultantes das ações horizontais são pequenos, de tal forma que os esforços adicionais de 2ª ordem não superam 10% dos esforços de 1ª ordem. Logo, apesar de que a estrutura se desloque, estes são considerados insignificantes e pode-se desprezar os efeitos globais de 2ª ordem, levando em conta somente os efeitos locais de 2ª ordem, que não são objeto de estudo deste trabalho.

No entanto, se os efeitos globais de 2ª ordem são maiores que 10% dos efeitos de 1ª ordem, a estrutura é classificada como nós móveis e os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados no cálculo dos esforços. No capítulo 2.32.3 será abordado como considerar os efeitos de 2ª ordem no cálculo dos esforços.

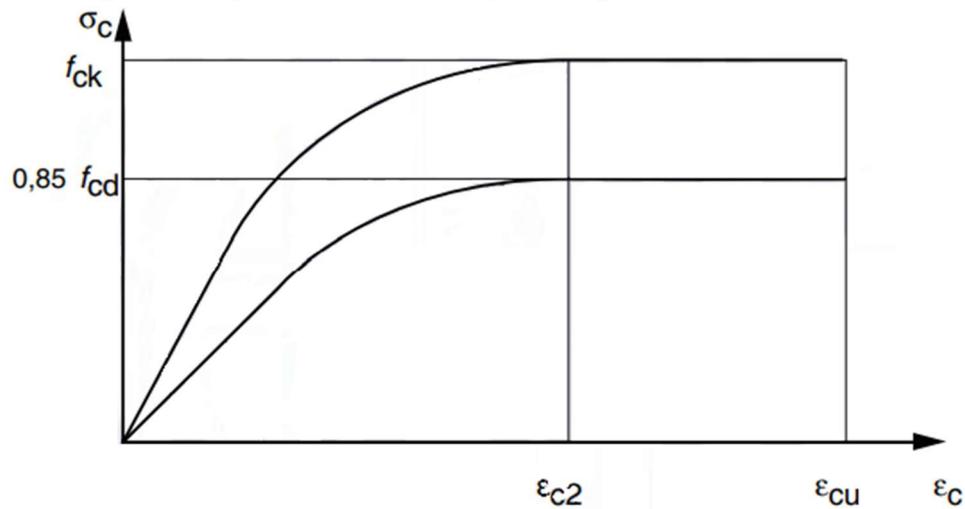
2.2 Comportamento não linear

Uma estrutura em concreto armado, quando carregada, apresenta comportamento não-linear nos parâmetros de deslocamentos e esforços. Isso significa que, à medida que a estrutura é carregada, os produtos não são proporcionais a este carregamento. Este fenômeno tem origem em duas não linearidades, a física e a geométrica.

2.2.1 Não linearidade física

A não linearidade física está relacionada aos materiais que compõe a estrutura, o aço e o concreto. O concreto apresenta comportamento linear até um certo ponto, conforme o diagrama tensão x deformação na compressão.

Figura 3 - Diagrama tensão x deformação à compressão do concreto



Fonte: Adaptado ABNT NBR 6118:2014

À medida que cresce a tensão aplicada, a deformação aumenta de forma não linear, logo o material apresenta uma desproporção a partir de $0,85f_{cd}$. A partir deste ponto, o concreto deixa o regime elástico e atinge o regime plástico, assumindo uma deformação ϵ_2 , até a deformação ϵ_U , que caracteriza a deformação de ruptura do concreto.

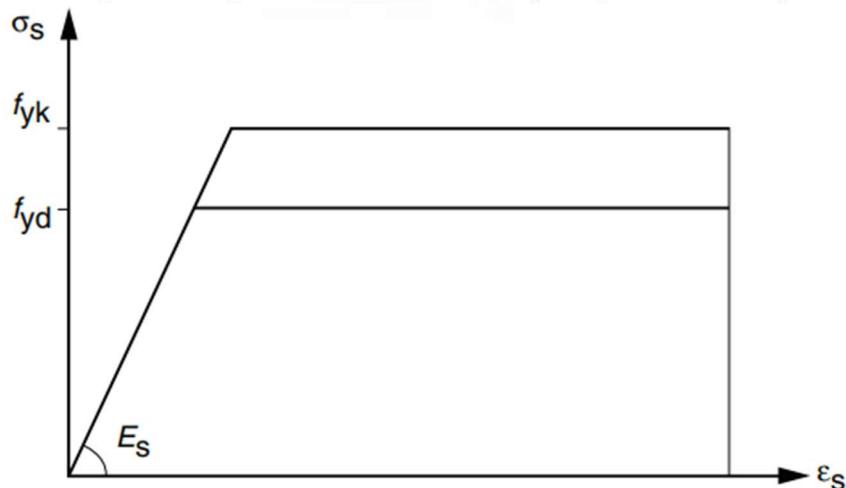
Este comportamento ocorre devido à três fatores:

- Efeito Rüşh: Perda de resistência devido ao carregamento mantido por longos períodos;
- Crescimento do f_{ck} do concreto até os 28 dias de maturação;
- Desvio entre os resultados dos ensaios dos corpos de prova.

A norma exige a consideração da não linearidade, assim, para fins de cálculo levando em consideração a variabilidade da resistência à compressão do concreto, assume o valor $0,85f_{CD}$.

O aço possui comportamento igual quando sofre tração e compressão.

Figura 4 - Diagrama tensão x deformação para aços de armadura passiva



Fonte: Adaptado ABNT NBR 6118:2014

Dado o diagrama, é notável o comportamento do aço linear até a tensão de escoamento f_{YD} , quando se inicia o regime plástico e o material torna-se dúctil sob a deformação específica ϵ_s . Apesar do comportamento linear do aço, a estrutura de concreto armado possui comportamento não-linear, devido a interação entre o aço e o concreto.

A norma define, no item 15.7.3, para consideração da não linearidade física, para efeito de cálculo, como sendo uma redução na rigidez dos elementos estruturais. Assim, esses assumem os seguintes valores:

- Lajes: $(EI)_{SEC} = 0,3E_cI_c$
- Vigas: $(EI)_{SEC} = 0,4E_cI_c$ para $A_s' \neq A_s$ e
- $(EI)_{SEC} = 0,5E_cI_c$ para $A_s' = A_s$
- Pilares: $(EI)_{SEC} = 0,8E_cI_c$

onde

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto

E_c é o módulo de elasticidade do concreto

2.2.2 Não linearidade geométrica

A estrutura de um edifício está sujeita às ações horizontais e verticais que provocam os esforços e as deformações. Estas deformações ocorrem simultaneamente às ações, o que significa que as ações verticais impostas sobre os deslocamentos horizontais geram esforços adicionais na estrutura, os chamados efeitos de 2ª ordem.

No item 11.3.3.4 da norma, reforça a consideração das imperfeições geométricas na

verificação do estado-limite último.

2.3 Determinação dos efeitos globais de 2ª ordem

A fim de considerar os efeitos globais de segunda ordem, a norma estabelece coeficientes obtidos a partir de uma análise da estrutura com efeitos globais de 1ª ordem, em uma estrutura de nós móveis.

2.3.1 Método γ_z

O coeficiente γ_z é válido para estruturas a partir de quatro pavimentos, sendo o parâmetro para determinação do grau de instabilidade da estrutura. Para $\gamma_z \geq 1,1$ a estrutura é de nós móveis, e para $\gamma_z \leq 1,1$ a estrutura é de nós fixos. O método é limitado, para $\gamma_z \geq 1,3$, este deixa de ser preciso e é recomendado utilizar o processo P- Δ , porém esse não será objeto de estudo deste trabalho.

O valor do coeficiente γ_z é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{\Delta M_{1,tot,d}}} \quad (2.1)$$

Onde, $\Delta M_{TOT,D}$ é o momento de tombamento das forças horizontais em relação à base da estrutura e, $\Delta M_{1,TOT,D}$ é a soma das ações verticais, de cada combinação de ações, multiplicadas pelos respectivos deslocamentos horizontais no nível analisado. Ambos em relação à mesma combinação, analisados na estrutura indeformada e com as respectivas reduções na rigidez dos elementos estruturais, conforme citado anteriormente.

Assim, a partir do valor do γ_z , a norma aproxima uma solução para a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem. No item 15.7.2, está definido a solução como sendo a majoração das ações características horizontais em $0,95 * \gamma_z$.

2.4 Desaprumo

A fim de considerar os efeitos das imperfeições geométricas, a norma determina a verificação do desaprumo em uma comparação com a ação do vento. Conforme o item 11.3.3.4.1, temos que:

- a) Se 30% da ação do vento for maior que a ação desaprumo, considera-se somente a ação do vento
- b) Se 30% da ação do desaprumo for maior que a ação do vento, considera-se

somente a ação do desaprumo

- c) Caso contrário, aplica-se ambas as ações, na mesma direção e sentido, considerando o desaprumo como carga variável.

O desaprumo é calculado com base nas seguintes expressões:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 * \sqrt{H}} \quad (2.2)$$

$$\theta_a = \theta_1 * \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} \quad (2.3)$$

Onde:

H é a altura total da edificação, em metros;

n é o número de prumadas de pilares, na direção analisada;

θ_a é a rotação, em radianos, do desaprumo;

$1/300 < \theta_1 < 1/200$.

A força do desaprumo é gerada pela excentricidade dos pilares e a carga vertical atuante na edificação. Logo, a força do desaprumo é dada por:

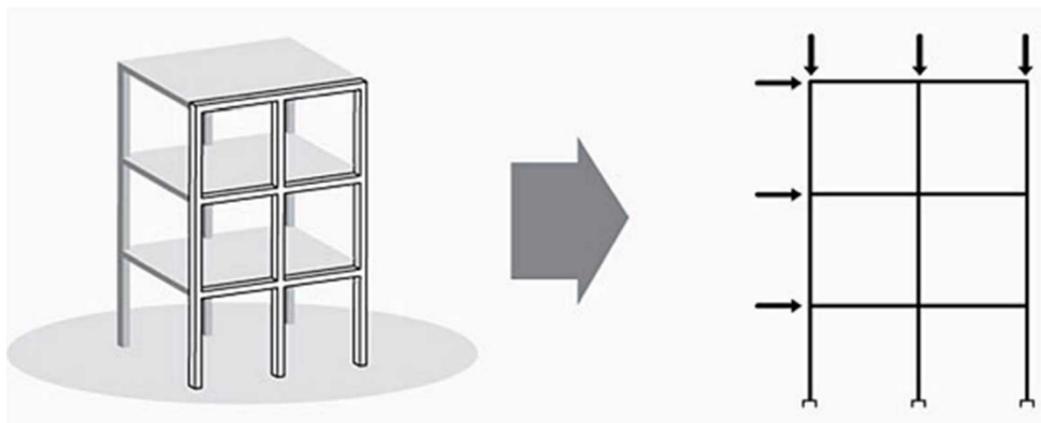
$$F_{desaprumo} = W_i * \theta_a \quad (2.4)$$

2.5 Modelos estruturais para ações verticais e horizontais

2.5.1 Pórticos Planos Simples

O modelo estrutural de pórticos planos consiste na análise de um alinhamento de pilar em conjunto de vigas que formam um esquema vertical. Este modelo mais simples possibilita a aplicação de carregamentos verticais e horizontais, como mostra a Figura 5.

Figura 5 - Pórtico plano



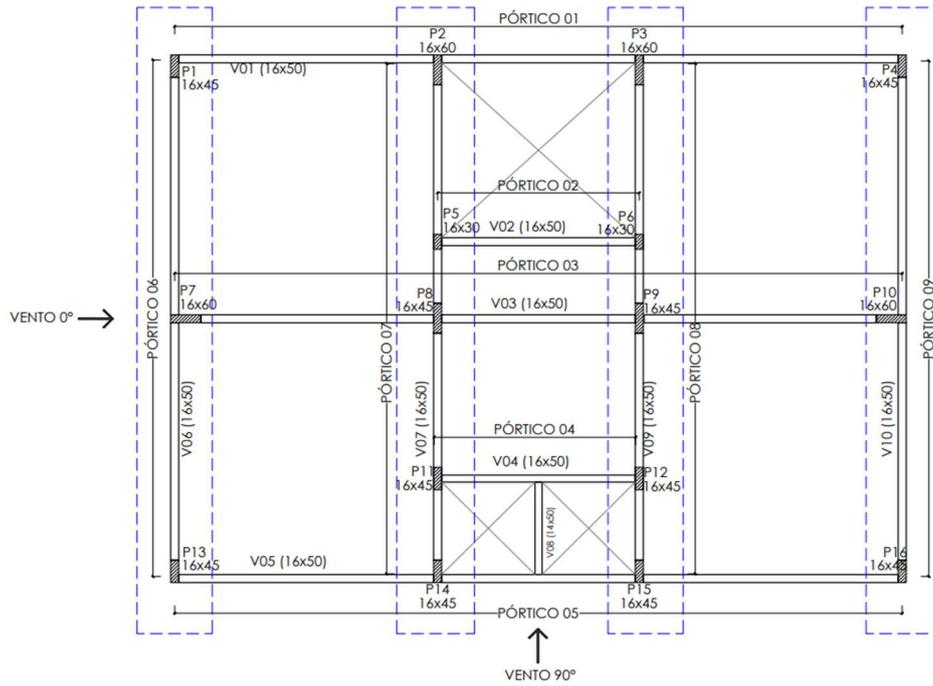
Fonte: (KIMURA, 2007)

É possível calcular uma estrutura a partir deste modelo, porém é necessário que as lajes sejam calculadas separadas e as suas reações devidamente aplicadas sobre as vigas. No quesito de estabilidade global, não há a contribuição das lajes para acrescentar rigidez à estrutura, o que torna este método superestimado.

2.5.1.1 Associação de pórticos

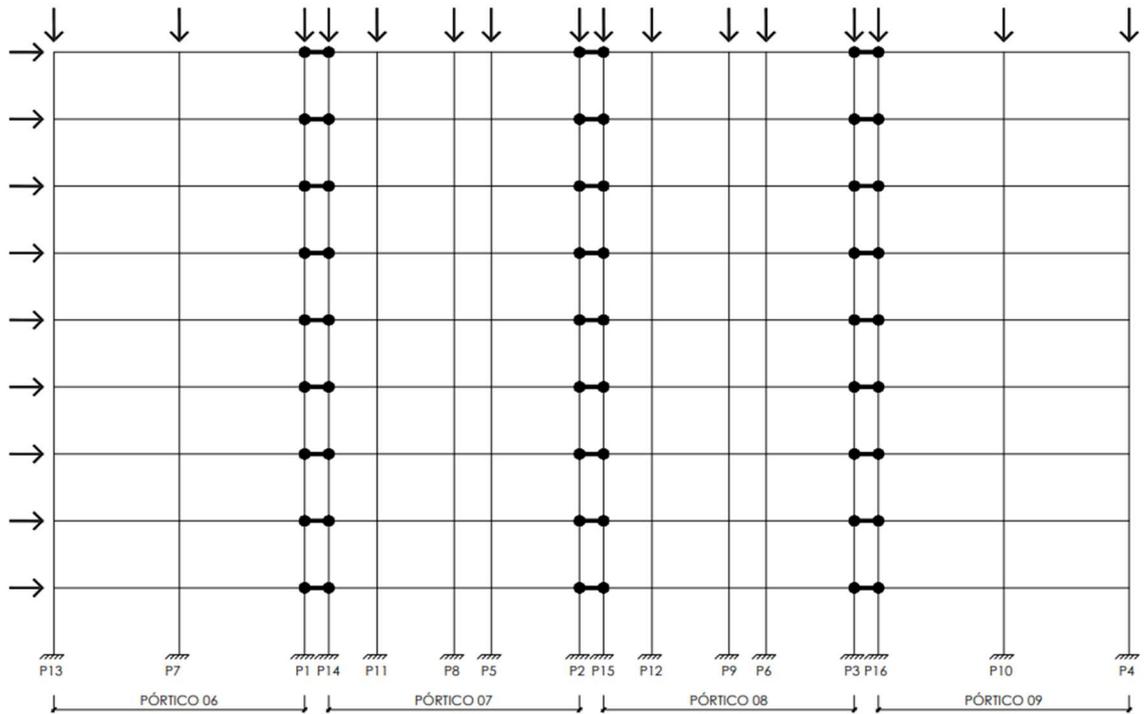
O modelo de pórticos associados é uma evolução do método de pórtico plano simples, já que neste existe a interação entre pórticos que possuem mesma orientação. Porém, o modelo segue sem a interação das lajes, conforme foi visto no item anterior.

Figura 6 - Pórticos planos em planta



Fonte: Autoria Própria

Figura 7 – Esquema vertical de pórticos planos com orientação a 90°



Fonte: Autoria Própria

A Figura 6 destaca, em planta, o alinhamento de pórticos que compõe o contraventamento que resiste a força horizontal (vento) a 90°, esses representados pela Figura 7. A interação entre os pórticos é dada por uma barra bi rotulada com grande seção transversal,

as quais simulam a interação das lajes e a contribuição dessas como diafragma rígido. Assim, a barra não transfere momento fletor entre os pórticos, mas sim os deslocamentos e os carregamentos horizontais, que representam o comportamento global da estrutura.

Neste método, para que ocorra a interação entre alinhamentos distintos, faz-se necessário aplicar as reações de apoio em todos os níveis da estrutura. Ou seja, deve-se aplicar as reações dos pórticos orientados a 90° nos pórticos orientados a 0° e vice e versa.

Para exemplificar, o carregamento do pilar 01 da Figura 6 deve estar com o mesmo carregamento vertical nos pórticos 01 e 06. Logo, a partir de um pórtico plano, obtém-se uma interação próxima a análise por pórtico espacial, que será abordado no próximo tópico.

2.5.2 Pórtico Espacial

O modelo de pórtico tridimensional é modelado com as vigas, pilares e com a possibilidade da modelagem das lajes. Todos estes elementos estruturais são compostos por elementos lineares, as barras.

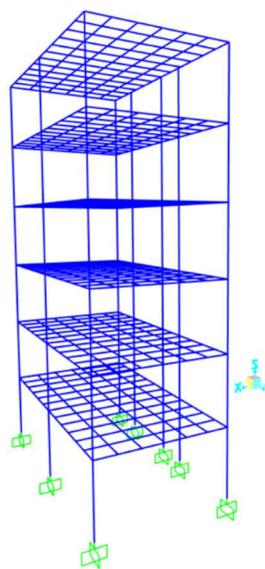
As lajes contribuem na estabilidade global da estrutura e com sua participação, geram um resultado mais refinado do comportamento da estrutura. Isso se deve ao efeito do diafragma rígido, que faz com que todos os nós da estrutura trabalhem conjuntamente, o que contribui com a rigidez global da estrutura.

Assim, as lajes tem uma função importante na estrutura, porém não necessária. O método tridimensional pode ser analisado somente com as vigas e pilares, com a aplicação das reações das lajes nas vigas.

2.5.2.1 Laje Grelha

A laje grelha é um dos métodos de análise das lajes para o modelo de pórtico tridimensional. Funciona como uma malha de barras, com geometria da seção transversal formados pela altura da laje e com largura correspondente ao espaçamento entre as barras.

Figura 8 - Pórtico Tridimensional com laje grelha



Fonte: Modelagem Própria no SAP2000

2.6 Softwares de análise estrutural

2.6.1 FTOOL

O FTOOL é um programa gratuito educacional, desenvolvido pela PUC-RJ, de análise estrutural que, apesar de simples, apresenta grandes possibilidades de modelagens de estruturas.

O programa:

Analisa um modelo estrutural fornecendo tanto resultados simples, como diagramas de esforços internos e deformadas, quanto de linhas de influência em qualquer ponto da estrutura e envoltórias de esforços para trens-tipo. Seções transversais podem ser definidas de forma paramétrica de acordo com diversos templates (retangular, seção T, L, I, etc.), selecionando seções tabeladas de diversas entidades (Gerdau, AISC, etc.), ou de forma genérica (definindo as propriedades geométricas como área e momento de inércia). Membros estruturais podem ser calculados pelas teorias de Euler-Bernoulli ou Timoshenko. Apoios podem ser rígidos ou elásticos e podem ser rotacionados, ou aceitar deslocamentos impostos. Isso permite que diversos tipos de estruturas, das mais simples às mais complexas, possam ser modeladas no Ftool em poucos minutos (FTOOL, 2023).

A ferramenta fornece os diagramas de esforços internos e os devidos deslocamentos da estrutura modelada. A Figura 9 apresenta a modelagem do edifício modelo deste trabalho no FTOOL.

Figura 9 - Tela principal FTOOL



Fonte: Modelagem própria FTOOL

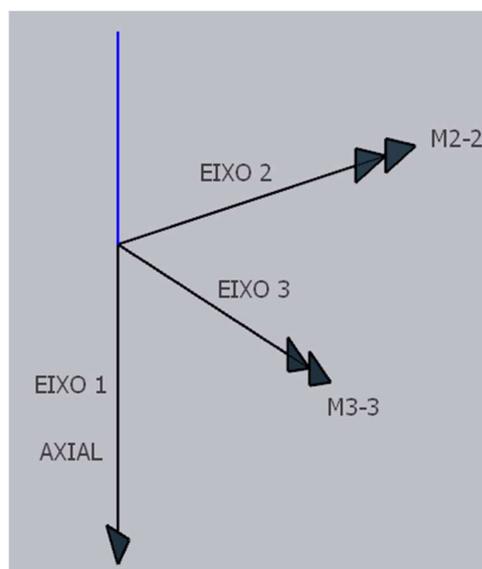
2.6.2 SAP2000

O SAP2000 é um programa de análise estrutural em 3D. Esse permite a análise de pórticos espaciais, calculado pelo método dos elementos finitos.

Trata-se de uma ferramenta completa para obtenção dos esforços de uma estrutura. O software permite a criação de combinações de carregamentos e a obtenção da envoltória de máximos, porém não realiza o dimensionamento e os detalhamentos em concreto armado, que fazem parte de um projeto estrutural.

Sistema de coordenadas deste programa é referenciado em X, Y e Z, sendo definido como sistema global, e segue a regra da mão direita. Porém, tratando da retirada de dados, estes eixos coordenados são tratados pelos números 1, 2 e 3 respectivamente.

Figura 10 - Eixo local coluna - SAP2000

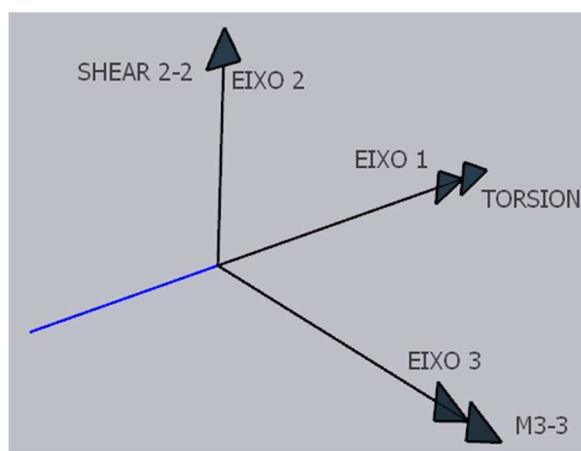


Fonte: Desenho próprio

Para análise dos esforços e deslocamentos no SAP2000, os resultados seguem os eixos locais. A Figura 10, mostra o eixo das colunas na configuração padrão do programa.

O eixo número 1 representa o eixo longitudinal e é associado ao esforço axial. O eixo número 2 corresponde ao momento fletor M2-2 que, com base na regra da mão direita, ocorre em torno do eixo X. Já o momento fletor M3-3, gira em torno do eixo Y.

Figura 11 - Eixo local barras - SAP2000



Fonte: Desenho próprio

Para as barras no plano XY, os eixos locais seguem Figura 11. O eixo 1 apresenta a torção na barra, o eixo 3 o momento em torno do eixo global Y e, por último, o eixo 2 apresenta o cisalhamento na barra.

3 METODOLOGIA

A seguir, será abordado a sequência do lançamento da estrutura nos dois sistemas de pórticos, a classificação e as verificações dos mesmos segundo a NBR:6118:2014, para que possa ser feita a comparação entre os pórticos planos e o pórtico tridimensional.

No capítulo 4 é tratado o pré-dimensionamento dos pilares, das vigas e das lajes, com geometrias adotadas segundo as áreas de influência e vãos, respectivamente. Na sequência, é feito o levantamento de cargas e as quatro combinações de ações. Por fim, o lançamento da estrutura nos dois softwares, FTOOL e SAP2000.

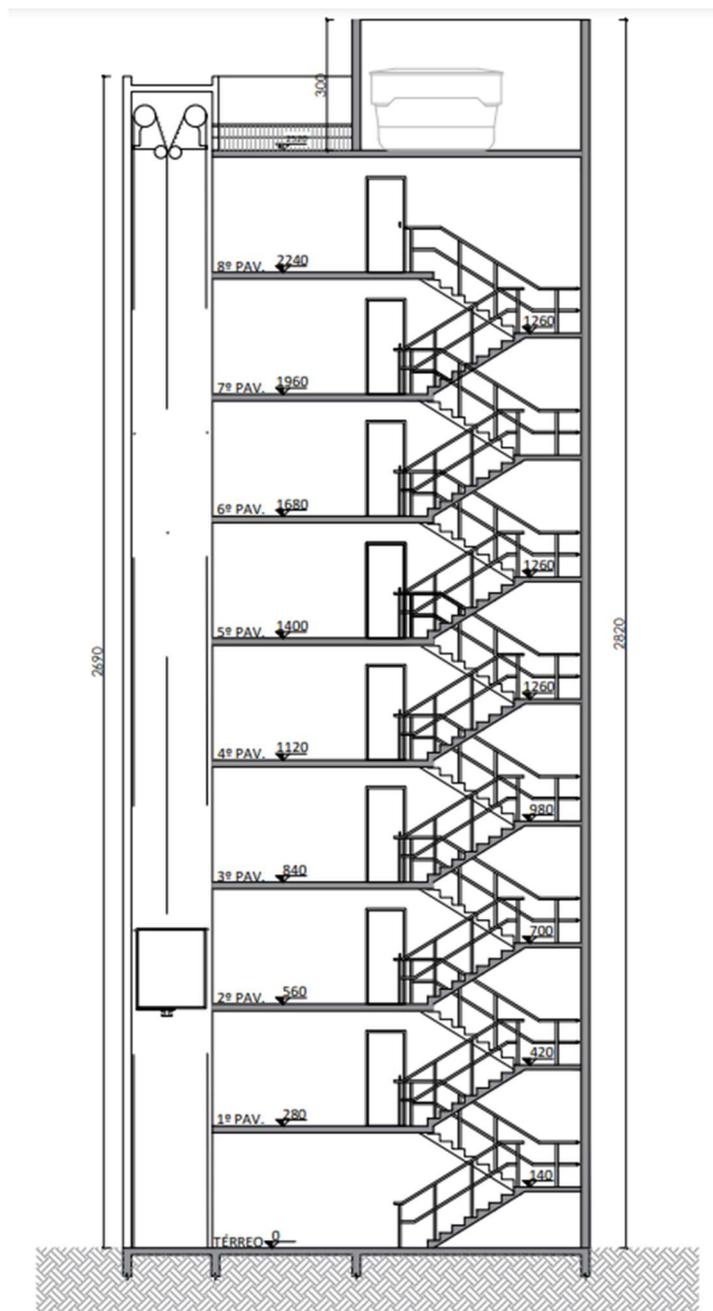
O capítulo 5 refere-se às verificações da estrutura frente a norma, onde são analisados os deslocamentos limites, é feito o cálculo do coeficiente γ_z e a devida classificação da estrutura, para as quatro combinações de ações aplicadas. Assim, a estrutura é verificada quanto aos efeitos globais de 2ª ordem para atender aos requisitos descritos na norma.

Por fim, no capítulo 6, são comparados os esforços e os deslocamentos entre os dois métodos de pórticos planos associados e pórtico espacial. A análise é feita com base em um alinhamento de pilar, no caso dos esforços e, no caso dos deslocamentos, é comparado o deslocamento horizontal da estrutura, com base na combinação frequente do estado limite de serviço. Por fim, repete-se o processo, porém é feita uma rotação na orientação do pilar e analisado os efeitos desta alteração, nos dois softwares.

4 MODELO ESTRUTURAL

O edifício modelo utilizado no estudo, é composto por 8 pavimentos, que totalizam 25,20 metros de altura até o nível da cobertura. A ocupação desse é somente habitacional.

Figura 12 – Edifício em corte



Fonte: Edifício modelo 1º semestre 2022 disciplina ECC 1008 – Estruturas em Concreto (UFSM).

4.1 Pré-dimensionamento

Para o primeiro lançamento da estrutura, foram definidas as geometrias dos pilares com

base na área de influência. Esta é dada pela metade da distância entre os pilares vizinhos, nas direções X e Y.

O carregamento “q” é estimado em 10 KN/m² no pavimento tipo e 0,7 KN/m² na cobertura. Para considerar o acréscimo de momentos nos pilares nesta etapa, o coeficiente β é definido conforme a posição dos pilares, sendo de 1,8 para pilares internos, 2,2 para pilares de extremidade e 2,5 para pilares de canto.

$$A_c = \frac{N_{sd}^*}{0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot \sigma_s} \quad (4.2)$$

$$N_{sd}^* = q \cdot A_I \cdot \beta \cdot N \quad (4.3)$$

Onde,

A_c é a área da seção transversal do pilar;

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto, em KN/cm²;

σ_s é a tensão de escoamento do aço de 42 KN/cm², para uma deformação de 0,002%;

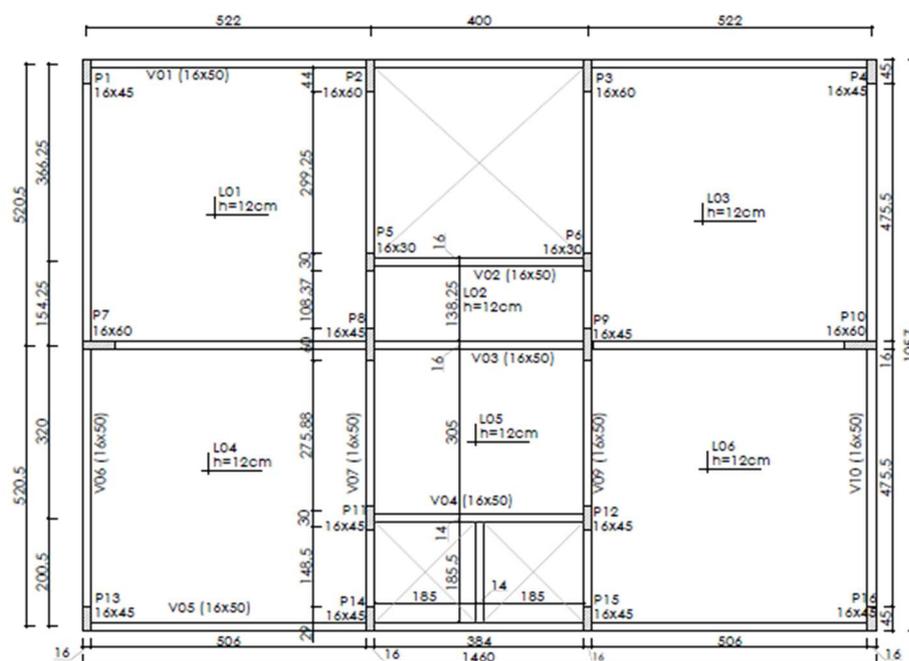
ρ é a taxa de aço, sendo adotada 3%;

A_I é a área de influência do pilar, em m²;

N é o número de pavimentos acima do tramo analisado.

As seções das vigas tiveram a largura fixada em 16cm e a altura seguindo a razão $\frac{L}{10}$, sendo L o vão entre pilares. A altura da laje segue a razão $\frac{L}{40}$. Ambas as seções foram unificadas conforme a maior seção.

Figura 13 - Edifício em planta



Fonte: A autoria Própria

A Figura 13 é a planta de formas com as seções dos pilares, vigas e lajes pré-dimensionadas. Esta será a configuração para lançamento e posterior verificações, que serão analisadas no capítulo 5.

4.2 Materiais

Para o edifício, adotou-se o concreto com f_{ck} de 30 Mpa, para todos elementos estruturais. Assim, a NBR 6118 orienta para os cálculos de rigidez dos elementos, conforme o item 14.6.4.1, o módulo de elasticidade pode ser tomado com o valor secante, dados pela tabela 8.1 da norma. Logo, para o f_{ck} adotado, o módulo de elasticidade secante $E_{cs} = 27$ GPa.

Vale ressaltar, conforme capítulo 2.2, para análise dos efeitos globais de 2ª ordem, deve-se considerar a não linearidade física dos elementos estruturais, que são aproximados com a redução das rigidezes desses. Assim, para ambos os softwares, a consideração destes efeitos foi aplicada via redução do módulo de elasticidade para cada elemento estrutural. Logo, obtém-se o valor correto da rigidez, visto que os programas calculam o momento de inércia integra das seções dos elementos estruturais.

Figura 14 - Módulos de elasticidade íntegro e reduzido para pilar

The figure displays two screenshots of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000, comparing the properties for a standard concrete pillar and a reduced-stiffness pillar.

Property	C30 - PILAR	C30 PILAR RED
Material Name and Display Color	C30 - PILAR	C30 PILAR RED
Material Type	Concrete	Concrete
Material Grade		
Material Notes	Modify/Show Notes...	Modify/Show Notes...
Weight per Unit Volume	25	25
Mass per Unit Volume	2,5493	2,5493
Units	KN, m, C	KN, m, C
Modulus Of Elasticity, E	27000000	21600000
Poisson, U	0,2	0,2
Coefficient Of Thermal Expansion, A	1,17E-5	1,170E-05
Shear Modulus, G	11250000	9000000
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	35000	35000
Expected Concrete Compressive Strength	35000	35000
Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Shear Strength Reduction Factor		
Switch To Advanced Property Display	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Fonte: Configuração própria SAP2000

A Figura 14 mostra as definições do concreto para os pilares modelados. Para a rigidez íntegra, considerou-se o módulo de elasticidade secante de 27.000.000 KN/m². A rigidez do pilar é reduzida para 80% do valor inteiro, logo tem-se 21.600.000 KN/m².

4.3 Carregamentos

Os carregamentos são separados em permanentes e variáveis, conforme as definições da NBR 6118. No primeiro, estão os pesos próprios dos elementos, a carga da alvenaria, do reservatório e elevador. Nas variáveis, estão a carga de uso da unidade e do elevador, além da carga do vento. Estes seguem os valores tabelados pela NBR6120:2019.

4.3.1 Carregamentos permanentes

O peso próprio das vigas, pilares e lajes são calculados pelo SAP2000. Esses são identificados pelo termo “DEAD”, nas definições dos carregamentos.

Entretanto, para o cálculo via FTOOL, deve-se calcular manualmente, demonstrado na sequência:

a) Lajes Tipo $h=12\text{cm}$

Peso próprio ($\gamma_{\text{CONCRETO}} = 25 \text{ KN/m}^3$) : $3,00 \text{ KN/m}^2$

Piso: $0,25 \text{ KN/m}^2$

Contrapiso ($\gamma=21 \text{ KN/m}^3$) $h=5,0 \text{ cm}$: $1,05 \text{ KN/m}^2$

Forro ($\gamma=19 \text{ KN/m}^3$) $e=1,50 \text{ cm}$: $0,29 \text{ KN/m}^2$

b) Laje Elevador $h=25\text{cm}$

Peso Próprio de 1000 kg do elevador e área da laje $9,10\text{m}^2$: $1,10 \text{ KN/m}^2$

Forro ($\gamma=19 \text{ KN/m}^3$) $e=1,50 \text{ cm}$: $0,29 \text{ KN/m}^2$

c) Vigas e Pilares

Viga 16×50 * $\gamma_{\text{CONCRETO}} = 25 \text{ KN/m}^3$: 2 KN/m

d) Reservatório 10.000 litros

$110 \text{ KN} / \text{Área da laje } 19,10 \text{ m}^2$: $5,76 \text{ N/m}^2$

e) Alvenaria

Paredes de 19cm de espessura, com bloco cerâmico vazado de 14cm e 2 cm de revestimento por face $\gamma=1,9 \text{ KN/m}^2$:

Paredes $2,18\text{m}$, subtraindo a altura da viga: $4,14 \text{ KN/m}$

Platibanda $1,70\text{m}$: $3,23 \text{ KN/m}$

4.3.2 Carregamentos variáveis

A sobrecarga de utilização para a ocupação habitacional é, conforme a NBR 6120:2019, dividida pela ocupação da peça. Assim, segue os valores aplicados sob as lajes:

a) Dormitório, sala, cozinha e corredor: $1,50 \text{ KN/m}^2$

b) Lavanderia, despensa e área de serviço: $2,00 \text{ KN/m}^2$

c) Áreas de uso comum: $3,00 \text{ KN/m}^2$

d) Elevador: $30,00 \text{ KN/m}^2$

e) Cobertura: $0,10 \text{ KN/m}^2$

O carregamento do vento para o edifício atende a NBR 6123:1988, considerando a cidade de Santa Maria – RS. Para esta cidade, conforme o mapa de isopleias da norma, a velocidade básica do vento é de 45 m/s .

As características do terreno da edificação, bem como o entorno, foram adotadas como

sendo um terreno plano e entorno coberto por numerosos obstáculos, com cota média de 10 m de altura. Assim, a edificação se enquadra na classe “B” e na categoria “IV”, respectivamente. Segundo o item 5.2 da norma, para essas definições, o fator $S_1=1,0$.

A partir da tabela 1 da norma, com base nas categorias estabelecidas, obtém-se os valores 0,85 e 0,125 para os parâmetros “b” e “p”, e 0,98 para o parâmetro “Fr”. Ademais, via tabela 3 da norma, obtém-se o fator $S_3=1,00$.

A partir dos parâmetros relacionados, o fator S_2 é calculado pela expressão:

$$S_2 = b * F_r * \left(\frac{Z}{10}\right)^p \quad (4.3)$$

Onde “Z” é a cota de aplicação da força do vento.

A partir destes fatores, a velocidade característica do vento pode ser calculada, por meio da seguinte expressão:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (4.3)$$

Na sequência, a pressão dinâmica do vento é definida como sendo:

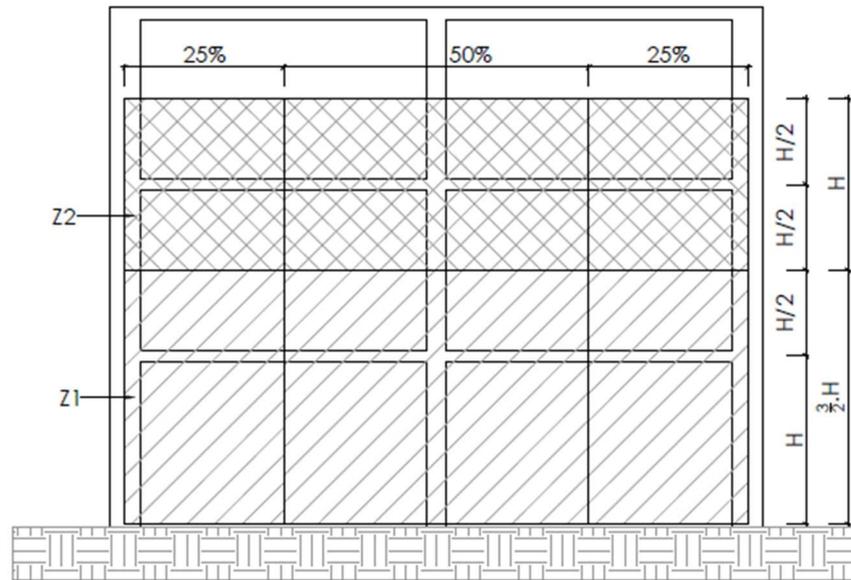
$$q = 0,5 * \rho * V_K \quad (4.4)$$

Por fim, a força de arrasto do vento é definida pela expressão:

$$F_a = C_a * q * A_e \quad (4.5)$$

Onde A_E é a área de atuação do vento analisado e C_A é obtido, via NBR 6123, pela figura 4. O valor é obtido pelo gráfico que possui uma relação entre a altura da edificação e o comprimento de fachada dessa.

Figura 15 - Área de aplicação vento 0°



Fonte: Própria

A Figura 15 apresenta o pórtico 06 com a área de atuação do vento a 0°, para a primeira cota Z_1 e a cota Z_2 , que se repete até o último pavimento. Assim, em cada nó é calculado a força de arrasto do vento que, conforme aumenta a cota, aumenta a intensidade.

Tabela 1 - Ações vento a 0°

VENTO 0°								
i	Z_i (m)	$S_2(z_i)$	V_k (m/s)	q (N/m ²)	A_e (m ²)	F (KN)	F 25% (KN)	Fa 50% (KN)
1	4,2	0,747	33,633	692,841	44,52	33,62	8,41	16,81
2	7	0,797	35,850	787,219	29,68	25,47	6,37	12,73
3	9,8	0,831	37,390	856,303	29,68	27,70	6,93	13,85
4	12,6	0,857	38,584	911,83	29,68	29,50	7,37	14,75
5	15,4	0,879	39,564	958,741	29,68	31,02	7,75	15,51
6	18,2	0,898	40,399	999,629	29,68	32,34	8,08	16,17
7	21	0,914	41,128	1036,04	29,68	33,52	8,38	16,76
8	23,8	0,928	41,776	1068,97	29,68	34,58	8,65	17,29
9	26,9	0,943	42,421	1102,2	29,68	35,66	8,91	17,83

Fonte: Autoria Própria

A Tabela 1 apresenta o cálculo da força nominal do vento a 0°. Na sétima coluna desta, está a força inteira, a qual será aplicada na modelagem no FTOOL, via associação de pórticos planos. Já na oitava e nona coluna, estão as forças proporcionais que serão aplicadas na estrutura modelada no SAP2000, via pórticos espaciais, conforme a Figura 15.

4.4 Combinações de Ações

A NBR 6118:2014 especifica, no item 11.7, uma majoração das ações para o Estado

limite último e para o estado limite de serviço. Esta majoração é feita pelo coeficiente γ_f , que segue a expressão:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f2} * \gamma_{f3} \quad (4.6)$$

Para o ELU, os coeficientes γ_{f1} e γ_{f3} são fornecidos pela tabela 11.1 da norma. Para as ações permanentes e variáveis, para uma combinação normal, assumem o valor de 1,4. O coeficiente γ_{f2} corresponde aos carregamentos acidentais, ao vento e a temperatura, conforme tabela 11.2 da norma.

Assim, são feitas duas combinações, variando os coeficientes da carga acidental. Adotou-se o fator $\psi_0=0,7$ para a sobrecarga e $\psi_0=0,6$ para o vento. Logo, para ações do vento a 0° e a 90° , totalizam quatro combinações para o ELU, descritas a seguir:

a) Combinação 01:

$$1,4 * (\text{Carga Permanente}) + 1,4 * (\text{Sobrecarga} + 0,6 * \text{Vento } 0^\circ)$$

b) Combinação 02:

$$1,4 * (\text{Carga Permanente}) + 1,4 * (0,7 * \text{Sobrecarga} + \text{Vento } 0^\circ)$$

c) Combinação 03:

$$1,4 * (\text{Carga Permanente}) + 1,4 * (\text{Sobrecarga} + 0,6 * \text{Vento } 90^\circ)$$

d) Combinação 04:

$$1,4 * (\text{Carga Permanente}) + 1,4 * (0,7 * \text{Sobrecarga} + \text{Vento } 90^\circ)$$

4.5 Deslocamentos Limites

No ELS, para a verificação dos deslocamentos horizontais limites provocados pela ação do vento, aplica-se a combinação frequente. Assim, a ação do vento é multiplicada pelo coeficiente $\psi_0=0,3$, desprezando-se as cargas verticais.

A norma apresenta, na tabela 13.3, os deslocamentos limites. As forças horizontais provocam estes deslocamentos horizontais que, quando excedem o limite, provocam acréscimo de tensões na estrutura, afetando sua funcionalidade e, principalmente, a aceitabilidade visual.

Sendo assim, as deformações laterais da edificação são limitadas pela razão de $H/1700$, dado que H é a altura total da edificação e pela razão de $H_I/850$, sendo que H_I é a altura entre pavimentos. Portanto, caso a estrutura ultrapasse a estas deformações, considera-se o redimensionamento da estrutura para a redução das mesmas.

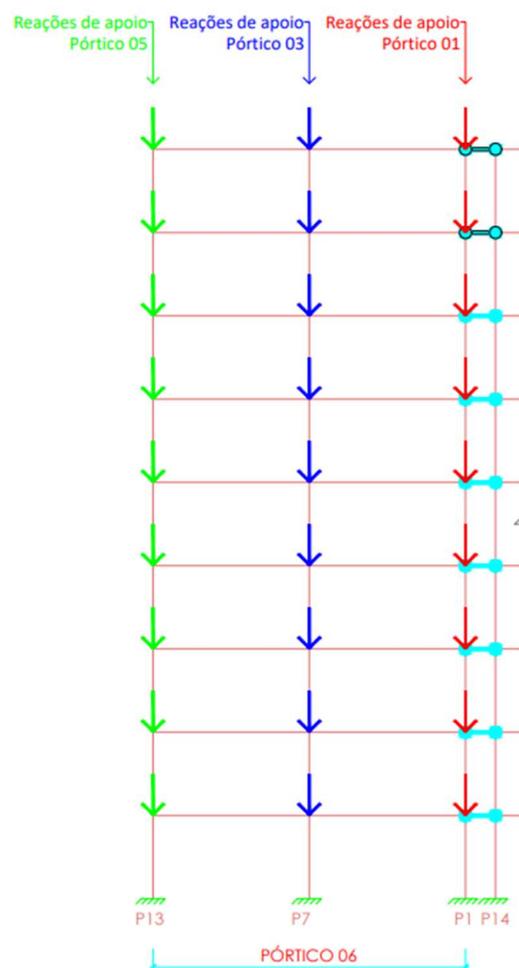
4.6 Lançamento da estrutura

4.6.1 Lançamento pórticos planos

No modelo de pórticos planos, os carregamentos pontuais e distribuídos são aplicados sob os nós e sob as vigas, respectivamente, com as devidas combinações de ações. Porém, faz-se necessário a interação entre pórticos de diferentes orientações.

Sendo assim, para a interação entre pórticos orientados em planos diferentes, deve-se aplicar as reações de apoio das vigas dos pórticos oblíquos ao analisado. Este artifício deve ser feito em todos os pórticos e em todos os nós os quais são dão origem a outro pórtico em outro plano.

Figura 16 - Interação entre pórticos planos



Fonte: Própria

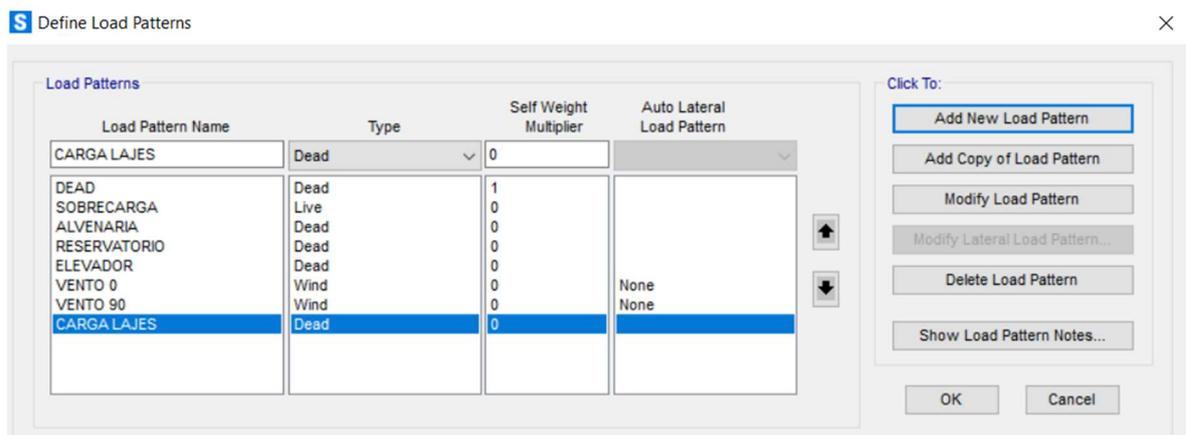
A Figura 16 demonstra a interação entre o pórtico 06, que faz o contraventamento do vento a 90° , e os pórticos 05, 03 e 01, os quais fazem contraventamento frente ao vento de 0° .

Trata-se das reações de apoio das vigas dos pórticos 05, 03 e 01 aplicadas devidamente nos nós do pórtico 06, respeitando o mesmo alinhamento de pilar, o qual é comum entre dois pórticos perpendiculares entre si.

4.6.2 Lançamento pórtico espacial

No pórtico espacial não será necessário aplicar as cargas para a interação dos pórticos, como visto no item 4.6.1, por se tratar de um modelo tridimensional onde há a interação entre os pórticos. Para isso, basta aplicar as cargas na estrutura, as quais podem ser nomeadas no software, como demonstra a Figura 17. Cada carga pode ser aplicada mais de uma vez, com valores diferentes.

Figura 17 - Definições de carga SAP2000



Fonte: Modelagem própria SAP2000

Além disso, pode-se também criar as combinações de ações, como mostra a Figura 18. Logo, basta aplicar os valores nominais das ações que será possível realizar todas as verificações com as combinações criadas posteriormente.

Figura 18 - Combinações de ações SAP2000

S Load Combination Data ×

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type ▾

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
ALVENARIA ▾	Linear Static		1,4
ALVENARIA	Linear Static		1,4
CARGA LAJES	Linear Static		1,4
DEAD	Linear Static		1,4
ELEVADOR	Linear Static		1,4
RESERVATORIO	Linear Static		1,4
SOBRECARGA	Linear Static		1,4
VENTO 90	Linear Static		0,84

Fonte: Modelagem própria SAP2000

5 ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo, serão abordadas as análises pós modelagem completa da estrutura. Para isto, são feitos os cálculos com base nas combinações de ações, abordadas no capítulo 4.4, bem como a verificação do desaprumo e os deslocamentos horizontais da estrutura.

5.1 Classificação da estrutura

Conforme explanado no item 2.3.1, o coeficiente γ_z determina o grau de instabilidade da estrutura. Para isso, este coeficiente é calculado para cada combinação de ação, feitas neste trabalho com auxílio de planilhas no Excel.

Tabela 2 - Coeficiente γ_z para a combinação 02

γ_z - COMBINAÇÃO 02						
Altura Acumulada	Vd 0° (KN)	Carga Vertical - Pd (KN)	$\delta_{ih,d}$ C2 (m)	M1,d - 0°	$\Delta M_{tot,d}$ (KN.m) - C2	γ_z C2
2,8	47,07	1856,87	0,0098	131,80	18,23	1,17
5,6	35,65	1856,87	0,0241	199,67	44,82	
8,4	38,78	1856,87	0,0379	325,78	70,34	
11,2	41,30	1856,87	0,0501	462,54	93,07	
14	43,42	1856,87	0,06063	607,92	112,58	
16,8	45,27	1856,87	0,0693	760,62	128,66	
19,6	46,92	1856,87	0,0760	919,71	141,10	
22,4	48,42	1856,87	0,0807	1084,51	149,89	
25,2	49,92	739,84	0,0836	1257,99	61,85	
					Σ 5750,53	

Fonte: Autoria Própria

A Tabela 2 apresenta o maior valor do coeficiente γ_z dentre as quatro combinações de ações. Sendo assim, para a combinação 2, há a maior instabilidade da estrutura e, como $\gamma_z > 1,10$, a estrutura é classificada como de nós móveis.

5.2 Consideração dos efeitos globais de 2ª ordem

Para a estrutura de nós móveis, a norma simplifica a solução dos esforços globais de 2ª ordem com a majoração das ações horizontais em $0,95 \cdot \gamma_z$, para cada combinação. Logo, para o coeficiente obtido, nas combinações 01 e 03 a majoração da ação do vento é de 0,94 e, para as combinações 02 e 04, é de 1,56.

Figura 19 - Combinação 01 SAP2000

S Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
VENTO 0	Linear Static		0,94
DEAD	Linear Static		1,4
ALVENARIA	Linear Static		1,4
CARGA LAJES	Linear Static		1,4
ELEVADOR	Linear Static		1,4
RESERVATORIO	Linear Static		1,4
SOBRECARGA	Linear Static		1,4
VENTO 0	Linear Static		0,94

Fonte: Autoria Própria

5.3 Desaprumo

A verificação do desaprumo é feita na Tabela 3.

Tabela 3 – Verificação do Desaprumo

Altura Acumulada	Vento 0°		Desaprumo 0°	Vento 90°		Desaprumo 90°
	Fa (KN)	30% Fa (KN)	Fd (KN)	Fa (KN)	30% Fa (KN)	Fd (KN)
2,8	33,62	10,09	3,50	34,06	10,22	2,16
5,6	25,47	7,64	3,50	38,70	11,61	2,16
8,4	27,70	8,31	3,50	42,09	12,63	2,16
11,2	29,50	8,85	3,50	44,82	13,45	2,16
14	31,02	9,30	3,50	47,13	14,14	2,16
16,8	32,34	9,70	1,39	49,14	14,74	0,86
19,6	33,52	10,06	1,39	50,93	15,28	0,86
22,4	34,58	10,37	1,39	52,55	15,76	0,86
25,2	35,66	10,70	1,39	54,18	16,25	0,86

Fonte: Autoria própria

Assim, considerando que 30% da ação do vento é maior que a ação do desaprumo, pode-se desconsiderar o desaprumo, para as direções de 0° e 90°.

5.4 Deslocamentos limites

A NBR 6118:2014 traz, no item 13.3, os deslocamentos limites e classifica estes em aceitabilidade visual, efeitos estruturais em serviço e efeitos em elementos não estruturais. Neste último, existem duas verificações para o deslocamento horizontal provocado pela ação do vento.

Estes deslocamentos são limitados pelas seguintes expressões:

$$\delta_{h,tot,max} < \frac{H}{1700} \quad (5.1)$$

$$\delta_{hi+1} - \delta_{hi} < \frac{Hi}{850} \quad (5.1)$$

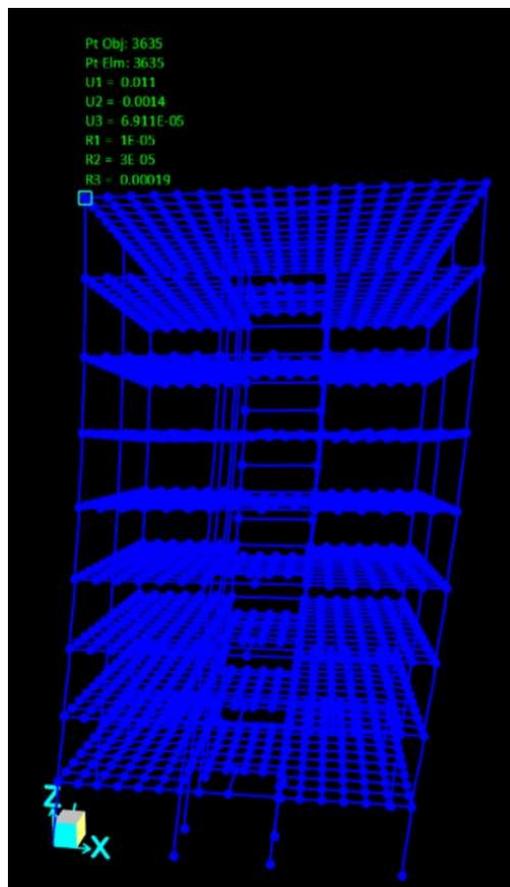
Onde,

H é a altura total do edifício, até o ático;

Hi é o pé esquerdo do edifício.

Logo, para a altura de 25,20 m e para o pé esquerdo de 2,80 m, o deslocamento máximo no topo do edifício é de 14,82 mm e, o deslocamento entre pavimentos, é limitado em 3,29mm.

Figura 20 - Estrutura Deformada



Fonte: Modelagem própria SAP2000

A Figura 20 apresenta as deformações da ação do vento a 0° , com a combinação frequente de serviço. Essa apresenta um deslocamento horizontal, com relação ao eixo x, de 0,011 m.

A verificação frente aos limites estabelecidos pela norma, são dados conforme a Tabela 4. Nota-se que esta análise deve ser feita para ambas as direções, sendo que caso ultrapasse o limite, deve-se alterar a estrutura de modo a reduzir estes deslocamentos.

Tabela 4 - Deslocamentos horizontais sob combinação frequente

NÍVEL	VENTO 0°		VERIFICAÇÕES
	δ_{hi} (mm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (mm)	
2,8 m	1,41	-	-
5,6 m	3,310	1,90	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi} < \delta_{hi+1} - \delta_{hi} \text{ (max)} \rightarrow \text{OK}$
8,4 m	5,090	1,78	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi} < \delta_{hi+1} - \delta_{hi} \text{ (max)} \rightarrow \text{OK}$
11,2 m	6,670	1,58	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi} < \delta_{hi+1} - \delta_{hi} \text{ (max)} \rightarrow \text{OK}$
14,0 m	8,030	1,36	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi} < \delta_{hi+1} - \delta_{hi} \text{ (max)} \rightarrow \text{OK}$
16,8 m	9,150	1,12	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi} < \delta_{hi+1} - \delta_{hi} \text{ (max)} \rightarrow \text{OK}$
19,6 m	10,020	0,87	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi} < \delta_{hi+1} - \delta_{hi} \text{ (max)} \rightarrow \text{OK}$
22,4 m	10,630	0,61	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi} < \delta_{hi+1} - \delta_{hi} \text{ (max)} \rightarrow \text{OK}$
25,2 m	11,000	0,37	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi} < \delta_{hi+1} - \delta_{hi} \text{ (max)} \rightarrow \text{OK}$
	$\delta_{htot}=11,00\text{mm}$	$\delta_{m\acute{a}x}=1,90\text{mm}$	$\delta_{h,tot} < \delta_{h,tot,max} \rightarrow \text{OK}$

Fonte: Autoria própria

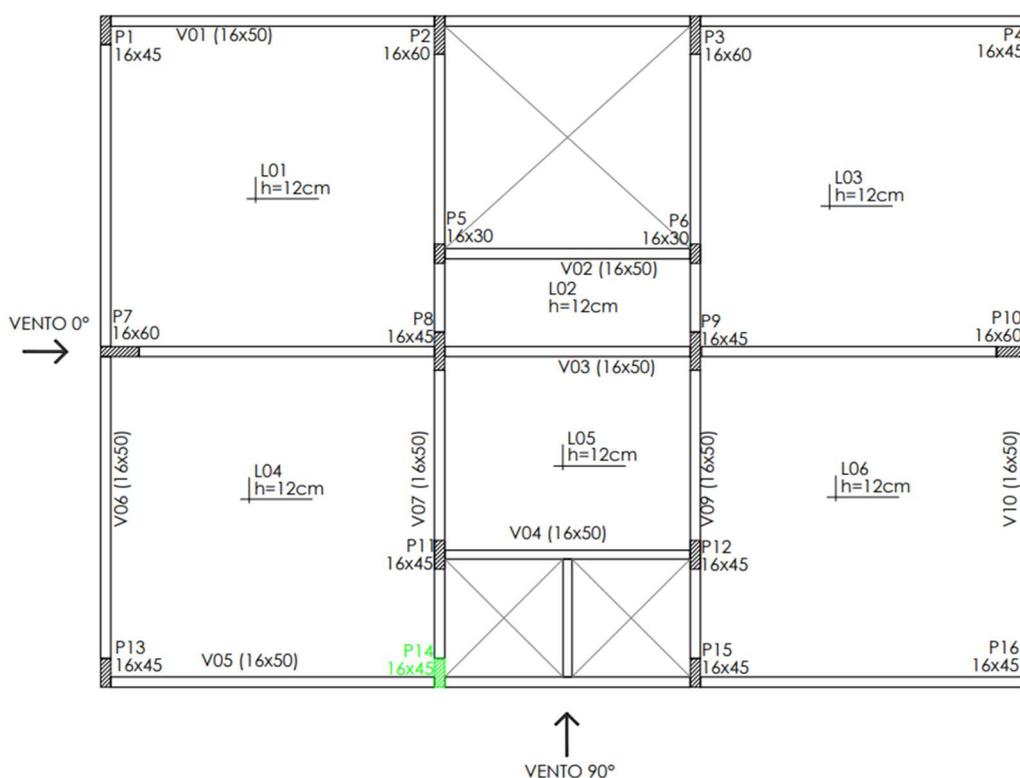
A Tabela 4 apresenta a verificação dos deslocamentos horizontais na direção do vento a 0° . Nota-se que, com relação ao deslocamento total no topo e o ao deslocamento entre pavimentos, ambos estão dentro do limite estabelecido por norma, neste caso, de 14,82mm e 3,29mm, respectivamente. Vale ressaltar que esta verificação também deve ser feita para a orientação do vento a 90° .

6 COMPARAÇÃO ENTRE PÓRTICO ESPACIAL E PÓRTICO PLANO ASSOCIADO

6.1 LANÇAMENTO INICIAL

Para efeito de comparação dos modelos de pórticos planos associados e pórticos espaciais deste trabalho, será feita uma análise por meio de um alinhamento de pilar. A análise será pelos esforços internos obtidos por uma das combinações últimas de serviço e pelo deslocamento obtido pela combinação frequente do estado limite de serviço. No entanto, não será aplicada o tratamento do coeficiente γ_z , conforme visto no item 5.2.

Figura 21 - Planta baixa – Primeiro lançamento



Fonte: Modelagem própria

A Figura 21 destaca o pilar P14, que será a base de estudo deste trabalho. Para a análise dos esforços, serão aplicadas as combinações 01 e 03 para o ELU, conforme o capítulo 4.4 deste trabalho. Na sequência, a fim de comparação dos deslocamentos, será aplicada a combinação frequente do ELS.

6.1.1 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z , calculado conforme item 2.3.1, foram obtidos pelos métodos de pórticos planos espaciais e pórticos planos associados. A análise é dada pela obtenção dos maiores valores deste coeficiente obtidos dentre as quatro combinações de ações aplicadas que, neste caso, é dada pela combinação 02.

Tabela 5 - γ_z pela combinação 02 no SAP2000

γ_z - COMBINAÇÃO 02						
PÓRTICOS ESPACIAIS - SAP2000						
Altura Acumulada	Vento, d 0° (KN)	Carga Vertical - Pd (KN)	M1, d - 0°	$\delta_{ih,d}$ C2 (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (KN.m) - C2	γ_z
2,8	47,07	1856,87	131,80	0,0098	18,23	1,17
5,6	35,65	1856,87	199,67	0,0241	44,82	
8,4	38,78	1856,87	325,78	0,0379	70,34	
11,2	41,30	1856,87	462,54	0,0501	93,07	
14	43,42	1856,87	607,92	0,06063	112,58	
16,8	45,27	1856,87	760,62	0,0693	128,66	
19,6	46,92	1856,87	919,71	0,0760	141,10	
22,4	48,42	1856,87	1084,51	0,0807	149,89	
25,2	49,92	739,84	1257,99	0,0836	61,85	
			Σ 5750,53		Σ 820,55	

Fonte: Própria

A Tabela 5 apresenta o cálculo do coeficiente γ_z com os deslocamentos horizontais obtidos na modelagem no SAP2000, via pórticos espaciais. O coeficiente apresentou o valor de 1,17 que caracteriza a estrutura em nós móveis.

Tabela 6 - γ_z pela combinação 02 no FTOOL

γ_z - COMBINAÇÃO 02						
PÓRTICOS PLANOS ASSOCIADOS - FTOOL						
Altura Acumulada	Vento, d 0° (KN)	Carga Vertical - Pd (KN)	M1, d - 0°	$\delta_{ih,d}$ C2 (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (KN.m) - C2	γ_z
2,8	47,07	1856,87	131,80	0,0087	16,15	1,12
5,6	35,65	1856,87	199,67	0,0194	35,97	
8,4	38,78	1856,87	325,78	0,0296	55,02	
11,2	41,30	1856,87	462,54	0,0388	72,12	
14	43,42	1856,87	607,92	0,04678	86,86	
16,8	45,27	1856,87	760,62	0,0534	99,08	
19,6	46,92	1856,87	919,71	0,0585	108,61	
22,4	48,42	1856,87	1084,51	0,0623	115,63	
25,2	49,92	739,84	1257,99	0,0646	47,82	
			Σ 5750,53		Σ 637,27	

Fonte: Própria

Da mesma forma, a Tabela 6 apresenta os dados obtidos na modelagem de pórticos planos associados, via o FTOOL. Sendo assim, o coeficiente γ_z resultou no valor de 1,12 que também caracteriza a estrutura em nós móveis.

Portanto, dentre as duas análises, a estrutura modelada em pórticos espaciais obteve o maior valor do coeficiente γ_z . O valor é de 4,46% superior em relação ao obtido via pórticos planos associados.

6.1.2 Esforços

Nas Tabela 7 e na Tabela 8 são exibidas as cargas axiais de compressão e os momentos das extremidades do pilar analisado. Estes sob a combinação 01 e 03, nos níveis 2,8m, 14m e 22,4m para análise frente ao estado limite último de serviço.

Tabela 7 - Esforços internos do pilar 14 na combinação 01 no primeiro lançamento

ESFORÇOS - COMBINAÇÃO 01									
PILAR 14									
NÍVEL	AXIAL			MOMENTO FLETOR					
	FTOOL	SAP	Diferença	FTOOL	SAP	Diferença	FTOOL	SAP	Diferença
				M _{base}	M _{base}		M _{topo}	M _{topo}	
22,4	225,94KN	275,35KN	21,9%	10,17KN.m	11,75KN.m	15,5%	-10,46KN.m	-12,01KN.m	14,8%
14	516,91KN	629,58KN	21,8%	15,48KN.m	17,65KN.m	14,0%	-15,51KN.m	-17,70KN.m	14,1%
2,8	909,06KN	1098,54KN	20,8%	12,53KN.m	14,40KN.m	14,9%	-14,45KN.m	-16,49KN.m	14,1%

Fonte: Própria

A partir dos resultados obtidos, sob o esforço axial de compressão tem-se um acréscimo de em média 21% quando a análise é feita via pórticos espaciais, no SAP2000. A diferença no segundo pavimento chegou a 21,8% e de 21,9% no quinto e oitavo pavimento.

Já tratando do momento fletor do pilar, tem -se um acréscimo na ordem de 15% nos momentos fletores da base do pilar na análise feita no SAP2000. Já para o momento no topo do pilar, o acréscimo gira em torno de 14%, superior para os dados obtidos pelo SAP2000.

Tabela 8 - Esforços internos do pilar 14 na combinação 03 no primeiro lançamento

ESFORÇOS - COMBINAÇÃO 03									
PILAR 14									
NÍVEL	AXIAL			MOMENTO FLETOR					
	FTOOL	SAP	Diferença	FTOOL	SAP	Diferença	FTOOL	SAP	Diferença
				M _{base}	M _{base}		M _{topo}	M _{topo}	
22,4	225,79KN	282,36KN	25,1%	-4,80KN.m	-5,09KN.m	6,0%	2,22KN.m	2,24KN.m	0,9%
14	467,26KN	594,91KN	27,3%	8,76KN.m	8,52KN.m	2,7%	-10,08KN.m	-9,37KN.m	7,0%
2,8	667,28KN	899,67KN	34,8%	40,83KN.m	39,33KN.m	3,7%	-24,26KN.m	-20,98KN.m	13,5%

Fonte: Própria

Sob a combinação de ações 03, observa-se também um acréscimo nos valores obtidos na análise via pórticos espaciais com relação aos obtidos via pórticos planos associados. Com relação aos esforços axiais, tem-se uma diferença entre 25% e 35%, superiores os valores obtidos no SAP2000.

Com relação aos momentos fletores, para a terceira combinação, tem-se uma pequena diferença. Nos momentos fletores da base do pilar, a diferença entre os modelos ficou entre 2,7% e 6,0%. Já nos momentos fletores no topo do pilar, a diferença chegou a 13,5% no pavimento térreo, desta vez, o valor em módulo é superior aquele obtido no FTOOL.

6.1.3 Deslocamentos

Para efeito de comparação no estado limite de serviço, será aplicada a combinação frequente em ambas as direções do vento. A Tabela 9 mostra os deslocamentos horizontais frente ao vento a 0° e a Tabela 10 exhibe estes deslocamentos frente ao vento a 90°.

Tabela 9 - Deslocamentos frente ao vento a 0° no primeiro lançamento

NÍVEL	COMBINAÇÃO FREQUENTE			
	VENTO 0°			
	SAP2000		FTOOL	
	δ_{hi} (mm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (mm)	δ_{hi} (mm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (mm)
2,8 m	1,410	-	1,314	-
5,6 m	3,310	1,90	2,907	1,59
8,4 m	5,090	1,78	4,429	1,52
11,2 m	6,670	1,58	5,790	1,36
14,0 m	8,030	1,36	6,967	1,18
16,8 m	9,150	1,12	7,947	0,98
19,6 m	10,020	0,87	8,718	0,77
22,4 m	10,630	0,61	9,273	0,56
25,2 m	11,000	0,37	9,623	0,35
	$\delta_{htot}=11,00mm$	$\delta_{m\acute{a}x}=1,90mm$	$\delta_{htot}=9,62mm$	$\delta_{m\acute{a}x}=1,59mm$

Fonte: Própria

A modelagem no SAP2000 gerou um deslocamento horizontal total na cobertura do edifício de 11,00mm e um deslocamento entre pavimentos máximo de 1,90mm. Estes valores foram de 9,62mm e de 1,59mm respectivamente, retirados do FTOOL. Sendo assim, houve um acréscimo de 14,31% no deslocamento de topo e de 19,27% no deslocamento entre pavimentos, ambos superiores quando obtidos pelo modelo de pórtico espacial.

Tabela 10 - Deslocamentos frente ao vento a 90° no primeiro lançamento

NÍVEL	COMBINAÇÃO FREQUENTE			
	VENTO 90°			
	SAP2000		FTOOL	
	δ_{hi} (mm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (mm)	δ_{hi} (mm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (mm)
2,8 m	0,852	-	0,882	-
5,6 m	2,060	1,21	2,072	1,19
8,4 m	3,210	1,15	3,206	1,13
11,2 m	4,220	1,01	4,245	1,04
14,0 m	5,190	0,97	5,164	0,92
16,8 m	5,980	0,79	5,949	0,79
19,6 m	6,620	0,64	6,588	0,64
22,4 m	7,100	0,48	7,075	0,49
25,2 m	7,420	0,32	7,410	0,34
	$\delta_{htot}=7,42mm$	$\delta_{m\acute{a}x}=1,21mm$	$\delta_{htot}=7,41mm$	$\delta_{m\acute{a}x}=1,19mm$

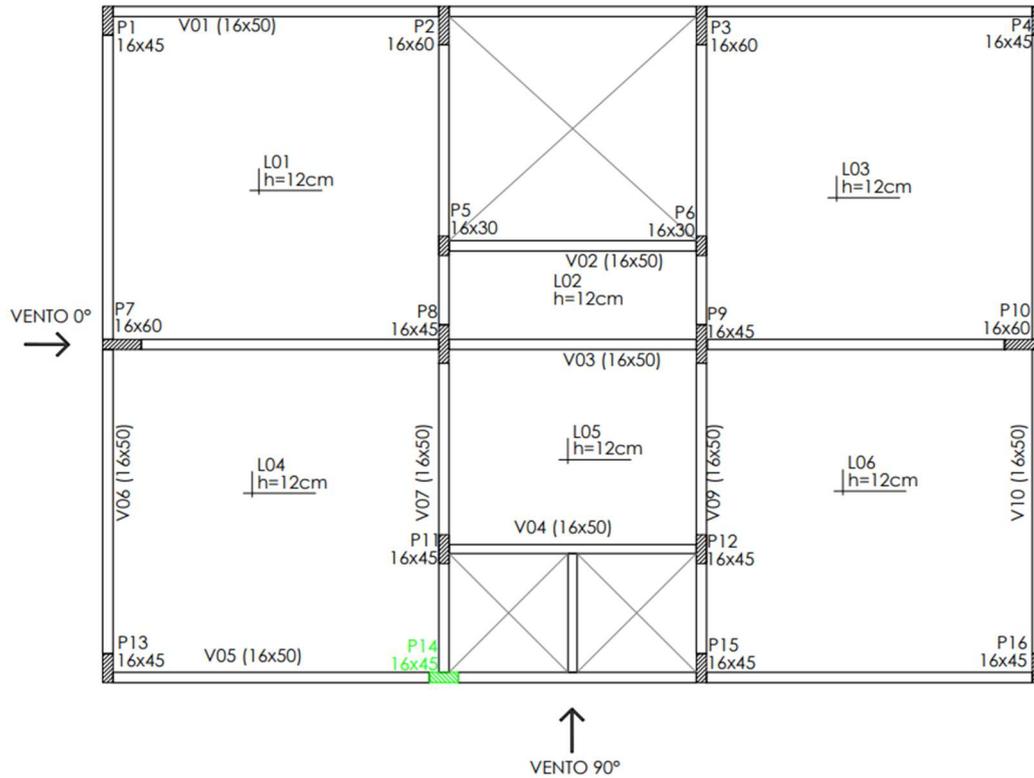
Fonte: Própria

A Tabela 10 mostra os deslocamentos obtidos dos pórticos que resistem ao vento a 90°. No modelo de pórticos espaciais, os deslocamentos foram de 7,42mm no topo do edifício e de 1,21mm entre pavimentos. No modelo de pórticos planos associados, obteve-se 7,41mm no topo do edifício e de 1,19mm entre pavimentos. Desta vez, a diferença é de 0,13% no deslocamento horizontal máximo no topo e de 1,50% no deslocamento entre pavimentos, ambos maiores quando analisados via pórticos espaciais.

6.2 LANÇAMENTO COM PILAR ROTACIONADO

A seguir, as análises dos estados limites último e de serviço para a mesma estrutura, porém, com o pilar 14 rotacionado em 90°, identificado como segundo lançamento da estrutura. A Figura 22 ilustra a estrutura em planta baixa, com o pilar analisado destacado com hachura verde.

Figura 22 - Planta baixa – Segundo lançamento



Fonte: Modelagem própria

6.2.1 Coeficiente γ_z

Da mesma forma, a combinação 02 provoca na estrutura um deslocamento maior dentre as quatro combinações na segunda modelagem. A Tabela 11 e a Tabela 12 apresentam, respectivamente, o valor do γ_z para os programas SAP2000 e FTOOL.

Tabela 11 – γ_z na combinação 02 no SAP2000

γ_z - COMBINAÇÃO 02						
PÓRTICOS ESPACIAIS - SAP2000						
Altura Acumulada	Vento, d 0° (KN)	Carga Vertical - Pd (KN)	M1,d - 0°	$\delta_{ih,d}$ c2 (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (KN.m) - C2	γ_z
2,8	47,07	1856,87	131,80	0,0082	15,23	1,13
5,6	35,65	1856,87	199,67	0,0196	36,38	
8,4	38,78	1856,87	325,78	0,0304	56,43	
11,2	41,30	1856,87	462,54	0,0400	74,22	
14	43,42	1856,87	607,92	0,04816	89,43	
16,8	45,27	1856,87	760,62	0,0549	101,91	
19,6	46,92	1856,87	919,71	0,0600	111,49	
22,4	48,42	1856,87	1084,51	0,0636	118,15	
25,2	49,92	739,84	1257,99	0,0659	48,72	
			Σ 5750,53		Σ 651,94	

Fonte: Própria

Tabela 12 – γ_z na combinação 02 no FTOOL

γ_z - COMBINAÇÃO 02						
PÓRTICOS PLANOS ASSOCIADOS - FTOOL						
Altura Acumulada	Vento, d 0° (KN)	Carga Vertical - Pd (KN)	M1, d - 0°	$\delta_{ih,d}$ C2 (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (KN.m) - C2	γ_z
2,8	47,07	1856,87	131,80	0,0079	14,66	1,11
5,6	35,65	1856,87	199,67	0,0175	32,44	
8,4	38,78	1856,87	325,78	0,0267	49,54	
11,2	41,30	1856,87	462,54	0,0349	64,80	
14	43,42	1856,87	607,92	0,04195	77,90	
16,8	45,27	1856,87	760,62	0,0477	88,59	
19,6	46,92	1856,87	919,71	0,0521	96,74	
22,4	48,42	1856,87	1084,51	0,0554	102,87	
25,2	49,92	739,84	1257,99	0,0572	42,32	
			Σ 5750,53		Σ 569,86	

Fonte: Própria

O segundo lançamento apresentou um valor do γ_z de 1,13 para a modelagem nos pórticos espaciais e de 1,11 para o cálculo via pórticos planos associados. Sendo assim, ambos os lançamentos exibiram um valor maior na modelagem no SAP2000, o que representa uma estrutura mais deformável nesta modelagem.

6.2.2 Esforços

Da mesma forma do primeiro lançamento, os esforços analisados são das combinações 01 e 03. A Tabela 13 mostra os dados obtidos do pilar 14 no segundo lançamento, conforme a Figura 22.

Tabela 13 - Esforços internos do pilar 14 na combinação 01 no segundo lançamento

ESFORÇOS - COMBINAÇÃO 01									
PILAR 14									
NÍVEL	AXIAL			MOMENTO FLETOR					
	FTOOL	SAP	Diferença	FTOOL	SAP	Diferença	FTOOL	SAP	Diferença
				Mbase	Mbase		Mtopo	Mtopo	
22,4	227,98KN	272,40KN	19,5%	25,78KN.m	29,04KN.m	12,6%	-31,34KN.m	-33,56KN.m	7,1%
14	512,22KN	616,09KN	20,3%	41,92KN.m	45,10KN.m	7,6%	-44,32KN.m	-47,59KN.m	7,4%
2,8	883,87KN	1051,37KN	19,0%	60,35KN.m	61,83KN.m	2,5%	-48,64KN.m	-51,99KN.m	6,9%

Fonte: Própria

O esforço axial de compressão é superior quando a análise é feita via pórticos espaciais, no SAP2000. A diferença é de 19% no térreo, de 20,3% no quinto pavimento e de 19,5% no oitavo pavimento.

Os dados de momento fletor do pilar, tem -se valores superiores na ordem de 2,5%, 7,6% e de 12,6% nos momentos fletores da base do pilar na análise feita no SAP2000. Já para

o momento no topo do pilar, o acréscimo gira em torno de 7%, superior para os dados obtidos pelo SAP2000.

Tabela 14 - Esforços internos do pilar 14 na combinação 03 no segundo lançamento

ESFORÇOS - COMBINAÇÃO 03									
PILAR 14									
NÍVEL	AXIAL			MOMENTO FLETOR					
	FTOOL	SAP	Diferença	FTOOL	SAP	Diferença	FTOOL	SAP	Diferença
				Mbase	Mbase		Mtopo	Mtopo	
22,4	213,57KN	269,44KN	26,2%	-0,96KN.m	-1,47KN.m	53,1%	0,95KN.m	1,53KN.m	61,1%
14	455,61KN	579,69KN	27,2%	3,79KN.m	3,43KN.m	9,5%	-3,65KN.m	-3,25KN.m	11,0%
2,8	712,34KN	922,68KN	29,5%	7,27KN.m	7,18KN.m	1,2%	-6,80KN.m	-6,24KN.m	8,2%

Fonte: Própria

Sob a combinação 03, o pilar 14 apresentou cerca de 27% nos esforços axiais, superior em todos os níveis na modelagem via SAP2000. Para os momentos fletores na base e no topo, os valores são próximos e também são superiores no SAP2000.

6.2.3 Deslocamentos

No segundo lançamento, tratando de estado limite de serviço, a Tabela 15 mostra que os deslocamentos horizontais máximos em ambos os programas, sob a combinação frequente do vento a 0°. No SAP2000, o deslocamento horizontal máximo no topo foi de 9,07mm e de 1,57mm entre pavimentos. Os mesmos apresentaram os valores de 8,64mm e de 1,43mm, respectivamente no FTOOL.

Tabela 15 – Deslocamentos frente ao vento a 0° no segundo lançamento

NÍVEL	COMBINAÇÃO FREQUENTE			
	VENTO 0°			
	SAP2000		FTOOL	
	δ_{hi} (mm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (mm)	δ_{hi} (mm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (mm)
2,8 m	1,160	-	1,162	-
5,6 m	2,730	1,57	2,593	1,43
8,4 m	4,190	1,46	3,958	1,37
11,2 m	5,500	1,31	5,179	1,22
14,0 m	6,620	1,12	6,258	1,08
16,8 m	7,540	0,92	7,116	0,86
19,6 m	8,260	0,72	7,831	0,72
22,4 m	8,770	0,51	8,330	0,50
25,2 m	9,070	0,30	8,644	0,31
	$\delta_{htot}=9,07mm$	$\delta_{m\acute{a}x}=1,57mm$	$\delta_{htot}=8,64mm$	$\delta_{m\acute{a}x}=1,43mm$

Fonte: Própria

A Tabela 16 exibe a combinação frequente frente ao vento a 90°. Os deslocamentos horizontais máximos no topo de 7,92mm e de 7,70mm e o deslocamento entre pavimentos foi de 1,31mm e de 1,26mm, na análise via SAP2000 e FTOOL, respectivamente.

Tabela 16 - Deslocamentos frente ao vento a 90° no segundo lançamento

NÍVEL	COMBINAÇÃO FREQUENTE			
	VENTO 90°			
	SAP2000		FTOOL	
	δ_{hi} (mm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (mm)	δ_{hi} (mm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (mm)
2,8 m	0,936	-	0,937	-
5,6 m	2,250	1,31	2,197	1,26
8,4 m	3,500	1,25	3,386	1,19
11,2 m	4,630	1,13	4,470	1,08
14,0 m	5,610	0,98	5,423	0,95
16,8 m	6,450	0,84	6,231	0,81
19,6 m	7,110	0,66	6,884	0,65
22,4 m	7,600	0,49	7,338	0,45
25,2 m	7,920	0,32	7,700	0,36
	$\delta_{htot}=7,92mm$	$\delta_{m\acute{a}x}=1,31mm$	$\delta_{htot}=7,70mm$	$\delta_{m\acute{a}x}=1,26mm$

Fonte: Própria

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nas análises comparativas feitas no capítulo 6 deste trabalho, fica evidente que a estrutura modelada via pórticos espaciais obteve comportamento mais deformável em comparação ao modelo de pórticos planos associados. Visto que, pelo parâmetro γ_Z , os cálculos feitos com base nos dados coletados dos pórticos espaciais (SAP2000), resultaram em valores superiores, ou seja, o grau de instabilidade é maior.

Além disso, tratando de estado limite de serviço, os deslocamentos horizontais resultaram em valores maiores os obtidos via sap2000. Logo, o comportamento segue o mesmo caminho do estado limite último, onde a estrutura por pórticos espaciais foi a mais deslocável.

Observa-se que, com a rotação do pilar, obteve-se comportamentos distintos entre os dois lançamentos. A partir da mesma combinação de ações no pilar analisado, os esforços internos foram distintos entre os dois lançamentos, visto que alterou a orientação do pilar e, conseqüentemente, a dimensão onde a sua rigidez a flexão é maior, o que provoca um acréscimo dos esforços, sendo que este comportamento foi obtido em ambos os modelos de pórticos.

REFERÊNCIAS

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

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações para cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

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

ARAÚJO, J.M. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 4ª ed. Rio Grande: DUNAS, 2021.

FONTES, F.F; PINHEIRO, L.M. **Análise de um edifício por vários modelos estruturais**, NATAL: Universidade de São Paulo, 2006.

GIONGO, J.S. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.

MASCARENHAS, F.J.R; CHRISTOFORO, A.L; CARVALHO, R.C. **A utilização de um software livre para determinação de esforços internos de cargas móveis em vigas de pontes de concreto**. HOLOS, v.3, e9466, 2020.

SITE OFICIAL FTOOL. **Um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas**. Rio de Janeiro, 2023. Disponível em: <https://www.ftool.com.br/Ftool/>. Acesso em: 03 fev. 2023.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**. São Paulo: PINI, 2007.

