

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS –
ESTUDO DE CASO**

THIAGO FERNANDES LEÃO

ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>FOLHA</u>
1	INTRODUÇÃO	3
2	OBJETIVO	3
3	PROGRAMAS UTILIZADOS	3
4	DESENVOLVIMENTO	4
6	CONCLUSÃO	30
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	31
8	ANEXO	32

1 INTRODUÇÃO

As estruturas têm como função principal a transmissão das cargas verticais, tais como peso próprio, cargas permanentes e sobrecargas de utilização para o solo. No entanto, em edifícios de andares múltiplos, as forças horizontais de vento devem ser consideradas e merecem uma especial atenção na análise estrutural. Existem diferentes métodos para a concepção e análise das estruturas, desde métodos mais simples até métodos que consideram o comportamento não linear dos materiais. Com o avanço da informática, ocorreu um grande aperfeiçoamento da engenharia de estruturas, através da tecnologia utilizada pelos softwares de análise estrutural, que estão cada vez mais sofisticados. Com isso, análises mais elaboradas que antes eram impossíveis de serem feitas sem o auxílio do computador agora podem ser realizadas de uma forma mais eficaz.

2 OBJETIVO

Esse trabalho tem como objetivo mostrar como é feita atualmente a análise de um edifício de andares múltiplos em relação à estabilidade global. Serão descritos os parâmetros de estabilidade que devem ser considerados na análise e que mostram como deve ser considerado o comportamento da estrutura e se ela está aceitável para utilização. Para esse estudo, será feito um estudo de caso de uma edificação de quinze pavimentos, com uma arquitetura simples criada especificamente para este trabalho. Será utilizado um software comercial de análise estrutural para processamento da estrutura. Não é escopo do trabalho a análise do dimensionamento dos elementos estruturais (pilares, vigas, lajes e escadas).

3 PROGRAMAS UTILIZADOS

Sistema CAD/TQS versão 17.7

4 DESENVOLVIMENTO

Abaixo serão mostrados os itens relativos ao desenvolvimento do trabalho. Primeiro será feita uma breve revisão bibliográfica, com alguns conceitos importantes para a estabilidade e análise estrutural. No item 4.2 será mostrada a metodologia do trabalho, ou seja, a descrição dos dados de entrada da edificação, características da edificação, métodos de cálculo utilizados, dentre outros. No item 4.3 serão mostrados os resultados da análise e comparação das diferentes soluções.

4.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1.1 SOFTWARE CAD/TQS

A TQS Informática Ltda. é uma empresa prestadora de serviços que produz e fornece sistemas computacionais gráficos para engenharia estrutural, fundada em 1986. Seu campo principal de atuação é o desenvolvimento de softwares para estruturas em concreto armado, protendido, pré-moldado e alvenaria estrutural. É referência nacional em seu campo de atuação, tendo clientes por todo Brasil e em alguns países do exterior. A empresa conta com uma equipe de engenheiros civis que são responsáveis pelo desenvolvimento e manutenção dos softwares e ainda com um corpo de engenheiros civis responsáveis pelo suporte técnico (atendimento a clientes) dos programas.

O desenvolvimento destes sistemas computacionais, ao longo de todos esses anos, foi baseado nas normas técnicas brasileiras de concreto armado e na metodologia usual de elaboração e representações de projetos estruturais normalmente empregadas pelas empresas nacionais.

4.1.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO DO CAD/TQS

O CAD/TQS permite ao usuário a escolha do modelo estrutural que será utilizado. Estão disponíveis tanto modelos globais como modelos específicos em cada pavimento. Dentre esses modelos específicos por pavimento, estão disponíveis:

- Lajes isoladas e vigas contínuas
- Lajes isoladas e grelha
- Lajes e vigas consideradas como grelha equivalente
- Método dos elementos finitos

No caso deste trabalho, serão utilizados apenas os modelos de lajes e vigas consideradas como grelha equivalente.

Em relação aos modelos globais, os dois mais utilizados e que serão utilizados no trabalho são os seguintes:

CAD/TQS - Modelo IV: modelo de vigas e pilares, flexibilizado conforme critérios

Efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares são calculados pelo pórtico espacial. Esforços resultantes de grelhas são transferidos como cargas nas vigas do pórtico espacial.

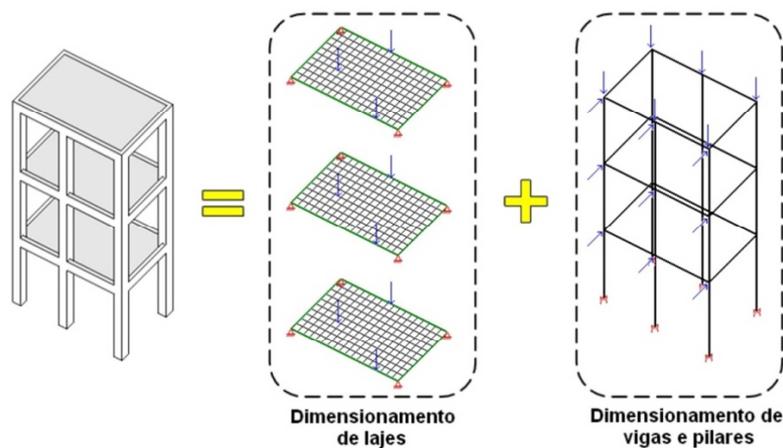


Figura 4.1. Modelo IV. Fonte: TQS Informática (2011)

CAD/TQS - Modelo VI: modelo de vigas, pilares e lajes, flexibilizado conforme critérios

O edifício será modelado por um pórtico espacial, composto por elementos que simularão vigas, pilares e lajes da estrutura. Os efeitos gerados pela aplicação das ações verticais e horizontais serão calculados com esse modelo. Dessa forma, além das vigas e pilares, as lajes passarão a resistir parte dos esforços gerados pelo vento, situação essa não considerada pelos demais modelos.

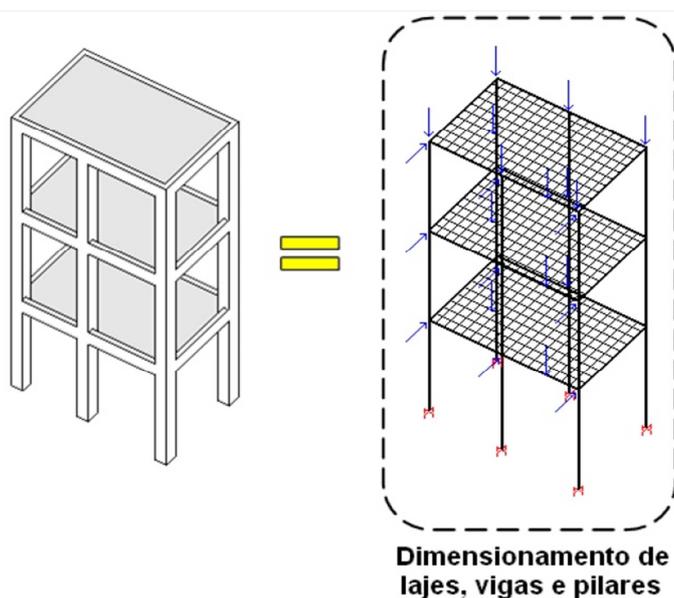


Figura 4.2. Modelo VI. Fonte: TQS Informática (2011)

4.1.3 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL

4.1.3.1 DEFINIÇÃO DO TIPO DE ESTRUTURA

O item 15.4.2 da ABNT NBR 6118:2003 diz respeito à mobilidade dos elementos da estrutura. Ela pode ser considerada como de “nós fixos” ou de “nós móveis”.

As estruturas são consideradas, para efeito de cálculo, como de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 1ª ordem. Portanto, quando os efeitos de 2ª ordem não representarem um acréscimo superior a 10%, eles podem ser desprezados.

4.1.4 PARÂMETRO α

O parâmetro α indica a necessidade ou não de ser considerar a NLG (Não-linearidade geométrica) no projeto de edifícios de concreto armado, conforme seu valor esteja acima ou abaixo de certos limites. Já o parâmetro γ_z vai além do parâmetro α , fornecendo também uma estimativa no acréscimo de esforços devidos à NLG, constituindo-se em recurso interessante para a realização de uma análise simplificada (PINTO, 1997).

A formulação relacionada ao parâmetro α baseia-se na analogia entre o comportamento do edifício e o de um pilar engastado na base e livre no topo, de seção constante e material elástico linear, submetido a uma carga axial uniformemente distribuída ao longo de sua altura. A rigidez deste pilar seria equivalente à soma das rigidezes dos pilares de contraventamento da estrutura.

A ABNT NBR 6118:2003 item 15.5.2 estabelece que uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se o seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 conforme a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I_c}}$$

Sendo,

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

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

onde,

n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de nível pouco deslocável do subsolo;

N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}) com seu valor característico;

$E_{cs} I_c$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórtico, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} I_c$ de um pilar equivalente de seção constante. O valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

O valor limite $\alpha_1 = 0,6$ pode ser aumentado para 0,7 caso o contraventamento seja constituído exclusivamente por pilares-parede, e deve ser reduzido para 0,5 quando só houver pórticos.

O parâmetro α tem como objetivo apenas avaliar a estabilidade global. Já o coeficiente γ_z além de avaliar a estabilidade global, pode estimar os esforços de segunda ordem e assim obter os esforços globais finais.

4.1.5 COEFICIENTE γ_Z

O coeficiente γ_Z é um parâmetro que tem como objetivo avaliar a estabilidade global de um edifício e estimar os esforços de segunda ordem da estrutura.

Considera-se inicialmente a deformação devido às ações de primeira ordem. Após essa primeira deformação, surgem novos esforços que provocarão novas deformações e assim sucessivamente.

Segundo a ABNT NBR 6118:2003 item 15.5.3, o valor de γ_Z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é o 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;

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_Z \leq 1,1$. O limite do coeficiente γ_Z é 1,30 segundo a ABNT NBR 6118:2003, mas na prática são evitadas estruturas com γ_Z maior que 1,20.

Ainda em relação ao γ_Z , o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118:2003 indica uma formulação de segurança para o cálculo dos efeitos de segunda ordem. As cargas devem primeiro ser majoradas por γ_f / γ_{f3} e depois majoradas por γ_{f3} , com $\gamma_{f3} = 1,1$. O coeficiente de ponderação γ_f é definido no item 11.7 da ABNT NBR 6118:2003 e mostra qual o valor da majoração das ações. Já o γ_{f3} é uma das parcelas constituintes para o cálculo de γ_f .

Conforme o item 15.7.2 da ABNT NBR 6118:2003, os efeitos de segunda ordem são considerados de forma aproximada, a partir da majoração (ou, minoração) adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_Z$.

4.1.6 COEFICIENTE FAVt

O coeficiente FAVt (Fator de amplificação de esforços horizontais ou de vento) é exclusivo do sistema CAD/TQS e também pode ser considerado um parâmetro que avalia a estabilidade global.

Segundo MONCAYO (2011), ele é calculado utilizando-se exatamente a mesma formulação do coeficiente γ_z , com a diferença de que nele os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais são considerados. Portanto, há diferença no momento devido aos esforços de segunda ordem. Haverá maior diferença nos resultados entre γ_z e FAVt nos casos de edifícios não simétricos, que possui balanços só de um lado da estrutura, gerando um momento em cada piso e provocando o deslocamento horizontal devido às cargas verticais.

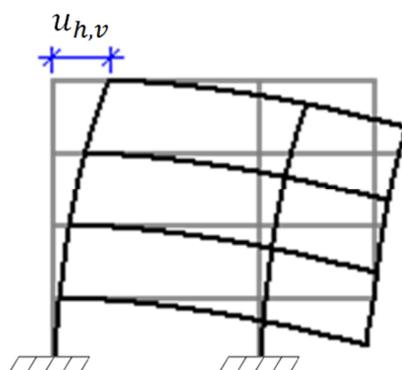


Figura 4.3. Deslocamento horizontal devido ao carregamento vertical. Fonte: MONCAYO (2011)

Quando os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais atuam no sentido do vento, FAVt é maior que γ_z . Em situações contrárias, FAVt é menor que γ_z .

MONCAYO (2011) também atenta ao fato de que à medida que a edificação vai sendo construída, o construtor coloca o prédio no prumo novamente. Portanto não é preciso considerar 100% do deslocamento horizontal devido às cargas verticais. O Sistema CAD/TQS permite que seja fornecido um valor para considerar esse efeito.

4.1.7 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

Segundo o item 11.2 da ABNT NBR 6118:2003, “na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço”.

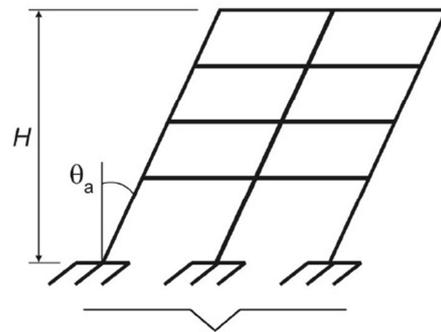
Existem basicamente dois tipos de ações atuantes em uma estrutura: horizontais e verticais. Em relação às ações horizontais, serão estudadas as ações oriundas do desaprumo global e do vento. De acordo com a seção 11.3.3.4.1 da ABNT NBR 6118:2003, “o desaprumo não deve necessariamente ser superposto ao carregamento de vento. Entre os dois, vento e desaprumo, deve ser considerado apenas o mais desfavorável, que pode ser definido através do que provoca o maior momento total na base de construção”.

Em relação às ações verticais, serão estudadas as ações relativas ao peso próprio, cargas permanentes e acidentais recomendadas pela ABNT NBR 6120:1980 “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações”.

4.1.7.1 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS GLOBAIS

Segundo a ABNT NBR 6118:2003, seção 11.3.3.4 “Imperfeições geométricas”, “Na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais”.

As imperfeições globais ocorrem na estrutura como um todo, conforme a figura 2.4. Já as imperfeições locais podem ocorrer nos elementos de travamento, falta de retilineidade no pilar ou desaprumo do pilar.



$$\theta_1 = \frac{1}{100 \sqrt{H}}$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}}$$

n prumadas de pilares

$\theta_{1\min} = 1/400$ para estruturas de nós fixos;

$\theta_{1\min} = 1/300$ para estruturas de nós móveis e imperfeições locais;

$\theta_{1\max} = 1/200$;

H é a altura total da edificação, em metros.

Figura 4.4. Imperfeições geométricas globais. Fonte: ABNT NBR 6118:2003

4.1.7.2 VENTO NAS EDIFICAÇÕES

Para consideração do vento nas edificações, o Sistema TQS já realiza todos os cálculos com base nos dados de entrada, seguindo a ABNT NBR 6123:1988 “Forças devidas ao vento em edificações”. Esta norma determina como deve ocorrer a consideração das ações devido ao vento nas edificações.

Primeiro devem ser determinadas as forças estáticas devidas ao vento, do seguinte modo:

1. Velocidade básica do vento (V_0)
2. Multiplicação de V_0 pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 , para ser obtida a velocidade característica do vento (V_k).

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$$

3. Pressão dinâmica do vento, pela expressão:

$$q = 0,613 V_k^2$$

Velocidade básica do vento

A velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. A ABNT NBR 6123:1988 indica um mapa de isopletas do vento no Brasil.

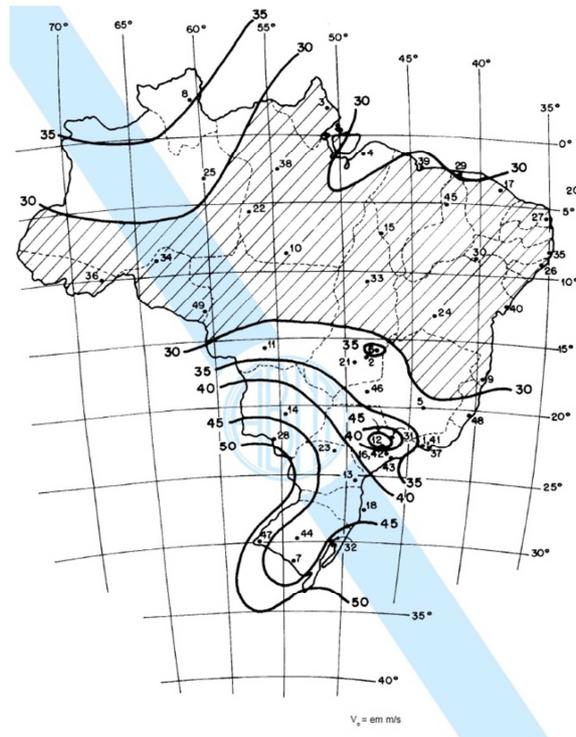


Figura 4.5. Mapa de isopletas no Brasil. Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Fator S_1

O fator S_1 é um fator topográfico que leva em consideração as variações do relevo do terreno. Para determinação de seu valor, são consideradas três situações:

- Terreno plano ou pouco ondulado: $S_1 = 1,0$.
- Para taludes e morros, o valor de S_1 é obtido a partir do ângulo de inclinação θ (Figura 2.6).
- Vales profundos protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

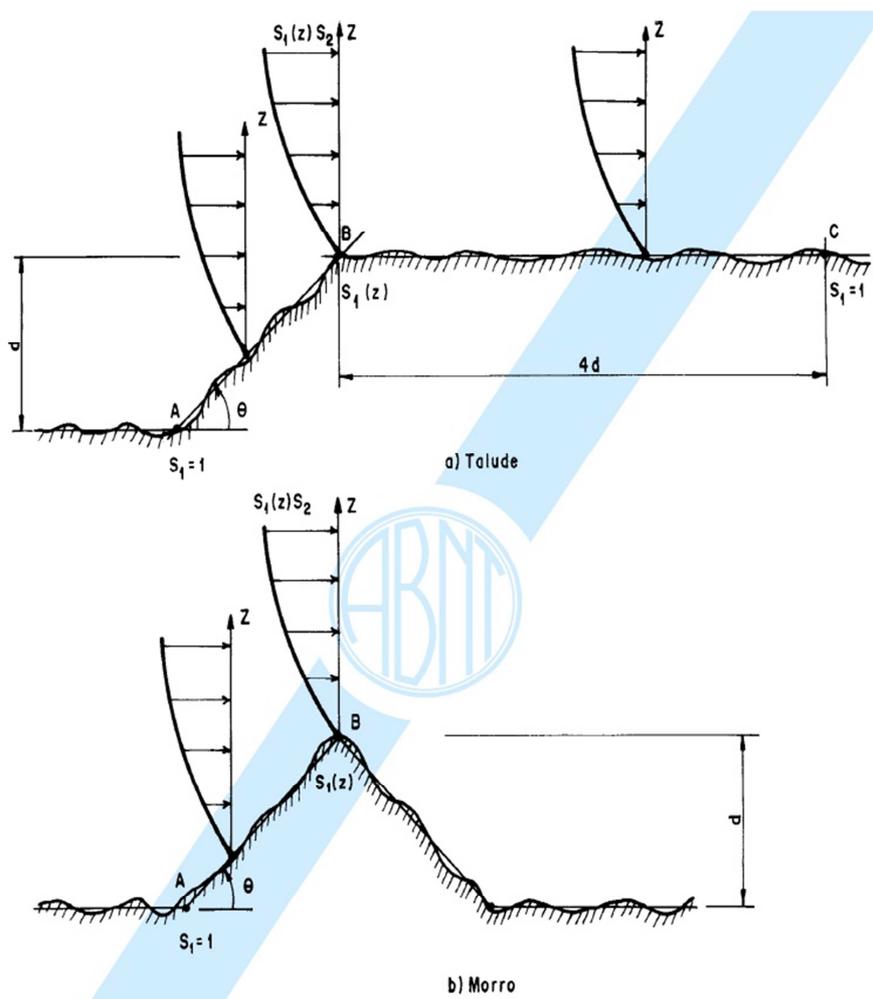


Figura 4.6. Fator topográfico S_1 . Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Fator S_2

Considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação de velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

Fator S_3

O fator S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

Coeficiente de arrasto C_a

É um coeficiente usado na avaliação da força global na estrutura. Pode variar de 0,7 a 2,2, dependendo da forma da edificação.

Força de arrasto F_a

É a componente da força global na direção do vento. Essa força global é a soma de todas as forças incidentes nas diversas partes que compõe um edifício, e permite saber as ações globais que serão utilizadas em toda a estrutura (CARVALHO E PINHEIRO, 2009).

Essa força de arrasto pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$F_a = C_a * q * A_e$$

C_a é o coeficiente de arrasto;

q é a pressão dinâmica ou pressão de obstrução;

A_e é a área efetiva, que é a área de projeção ortogonal da edificação, sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área da sombra”).

4.1.7.3 AÇÕES VERTICAIS

A ABNT NBR 6120:1980 classifica as ações verticais em permanentes e variáveis.

Ações permanentes

As ações permanentes são aquelas que ocorrem com valores constantes, ou de pequena variabilidade, durante praticamente toda a vida útil da construção (ARAÚJO, 2010).

Ações variáveis

As ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores que sofrem significativas variações durante a vida da construção. Consideram-se como ações variáveis as cargas acidentais que atuam nas construções em função da sua finalidade, como o peso das pessoas, móveis, veículos, etc (ARAÚJO, 2010).

4.2 METODOLOGIA

4.2.1 DADOS DE ENTRADA

4.2.1.1 DADOS GERAIS

Classe de agressividade ambiental: II - Moderada

Fck do concreto: 25 MPa

Módulo de elasticidade: Ecs: 2380000 tf/m²

Eci: 2800000 tf/m²

4.2.1.2 COMBINAÇÕES

Casos de carregamento simples:

- 1- TODAS:** Todas permanentes e acidentais dos pavimentos
- 2- PP:** Peso Próprio
- 3- PERM:** Cargas permanentes
- 4- ACID:** Cargas acidentais
- 5- VENT1:** Vento (1) 90°
- 6- VENT2:** Vento (2) 270°
- 7- VENT3:** Vento (3) 0°
- 8- VENT4:** Vento (4) 180°
- 9- TODAS_V:** Todas permanentes e acidentais dos pavimentos - VTN
- 10- PP_V:** Peso Próprio - VTN
- 11- PERM_V:** Cargas permanentes - VTN
- 12- ACID_V:** Cargas acidentais – VTN

Legenda:

Sufixo "_V": Vigas de transição c/inércia normal. Nos outros casos, as vigas de transição são enrijecidas conforme critérios.

Foram realizadas 18 combinações de esforços do pórtico espacial para a envoltória de verificações de estado limite último:

COMBINACAO (1) = CASO 13 "ELU1/PERMACID/PP+PERM+ACID"

COMBINACAO (2) = CASO 14 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1"

COMBINACAO (3) = CASO 15 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2"

COMBINACAO (4) = CASO 16 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3"

COMBINACAO (5) = CASO 17 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4"

COMBINACAO (6) = CASO 18 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1"

COMBINACAO (7) = CASO 19 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2"

COMBINACAO (8) = CASO 20 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3"

COMBINACAO (9) = CASO 21 "ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4"

COMBINACAO (10) = CASO 30 " ELU1/PERMACID/PP_V+PERM_V+ACID_V"

COMBINACAO (11) = CASO 31 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1"

COMBINACAO (12) = CASO 32 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2"

COMBINACAO (13) = CASO 33 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3"

COMBINACAO (14) = CASO 34 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4"

COMBINACAO (15) = CASO 35 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1"

COMBINACAO (16) = CASO 36 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2"

COMBINACAO (17) = CASO 37 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3"

COMBINACAO (18) = CASO 38 "ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4"

Legenda:

ELU1: Verificações de estado limite último

PERMACID: Permanentes, acidentais

ACIDCOMB: Todas as acidentais combinadas

4.2.1.3 VENTO

Parâmetros considerados

Velocidade básica (m/s): 31,0;

Fator topográfico (S1): 1,0;

Categoria de rugosidade (S2): IV - Terrenos com obstáculos numerosos e pouco espaçados.
zona florestal, industrial, urbanizada, parques, subúrbios densos;

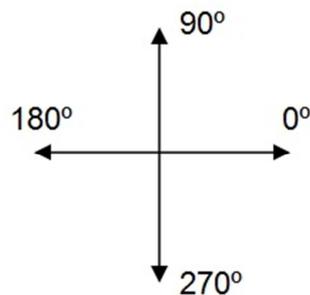
Classe da edificação (S2): B - Maior dimensão horizontal ou vertical entre 20 e 50m;

Fator estatístico (S3): 1,00 - Edificações em geral. Hotéis, residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação.

Resultado calculado pelo TQS

Tabela 4.1. Cálculo do vento realizado pelo TQS

Caso	Ângulo (graus)	Coef. arrasto	Área (m ²)	Pressão (tf/m ²)
5	90.0	1.04	902.3	0.051
6	270.0	1.04	902.3	0.051
7	.0	1.29	1480.5	0.063
8	180.0	1.29	1480.5	0.063



4.7 Direções do vento

4.2.1.4 CARREGAMENTOS

- Lajes do pavimento tipo:
Carga permanente: 0,10 tf/m²
Sobrecarga: 0,15 tf/m²
- Laje da cobertura:
Carga permanente: 0,15 tf/m²
Sobrecarga: 0,10 tf/m²
- Vigas do pavimento tipo (Carga de alvenaria não estrutural em todos os vãos):
Carga permanente linear: 1,3 tf/m³ x 0,14m x 2,4m = 0,44 tf/m

4.2.2 EDIFÍCIO EM ESTUDO

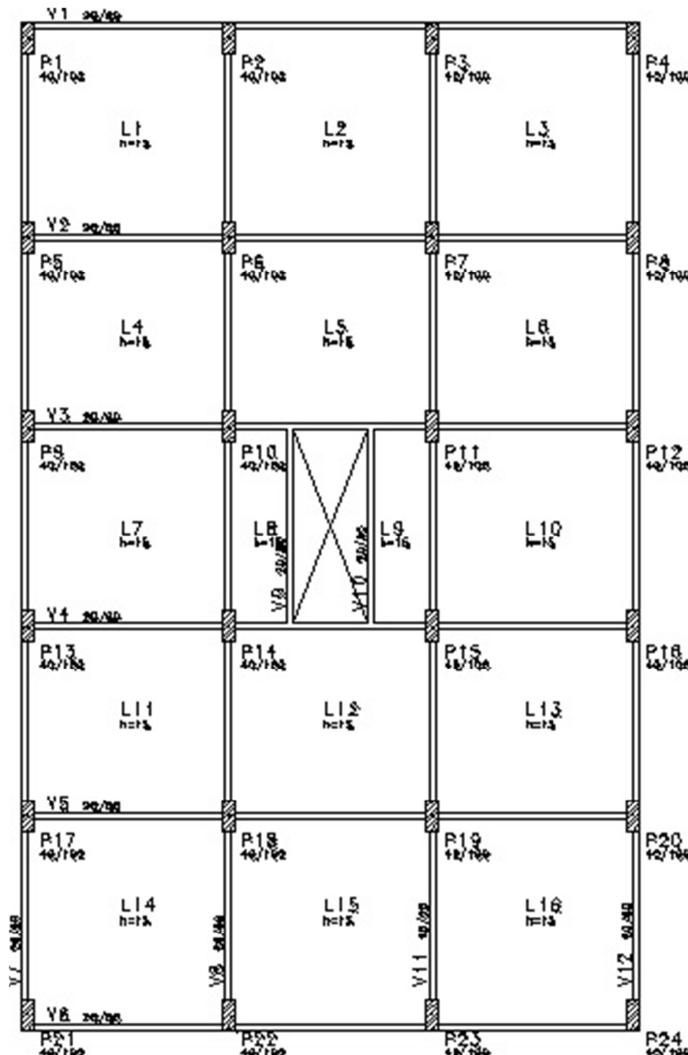
Será feito o estudo de um edifício com as seguintes características:

- 14 pavimentos tipo e um pavimento de cobertura;
- Área total do pavimento igual a 658 m²;
- Vãos médios de 6,50m por 6,50m;
- Pé direito de 3,00m;
- Altura total da edificação igual a 45,00m;
- Foi considerado um vão livre no centro da edificação com as dimensões de 2,40m por 6,30m, para simular o vão dos elevadores e a escada, que por simplificação não será considerada na análise.

Serão propostas cinco soluções estruturais, e será feita a comparação dos resultados entre elas.

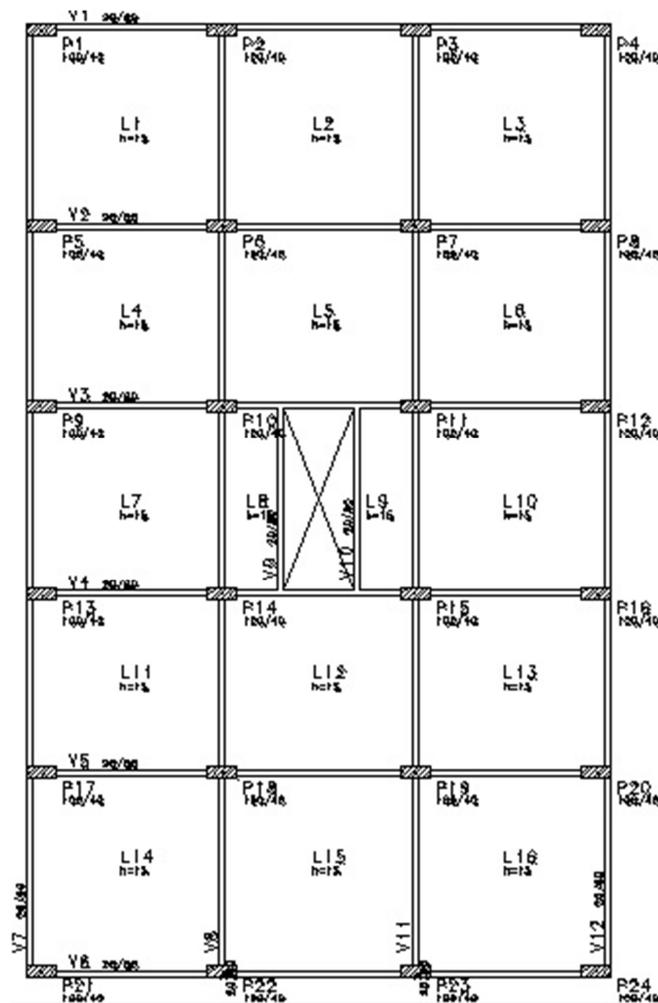
Primeira solução:

- Vinte e quatro pilares de 40cm de largura por 100cm de comprimento, espaçados a cerca de 6,50m tanto na horizontal como na vertical, sendo que na direção horizontal existem 4 pilares e na vertical 6 pilares. Todos os pilares estão direcionados no mesmo sentido, com a maior dimensão (100cm) alinhada com a direção **vertical**;
- Vigas com dimensões de 20 cm de largura por **60** cm de altura, em cada pavimento;
- Lajes com **15** cm de espessura em cada pavimento.



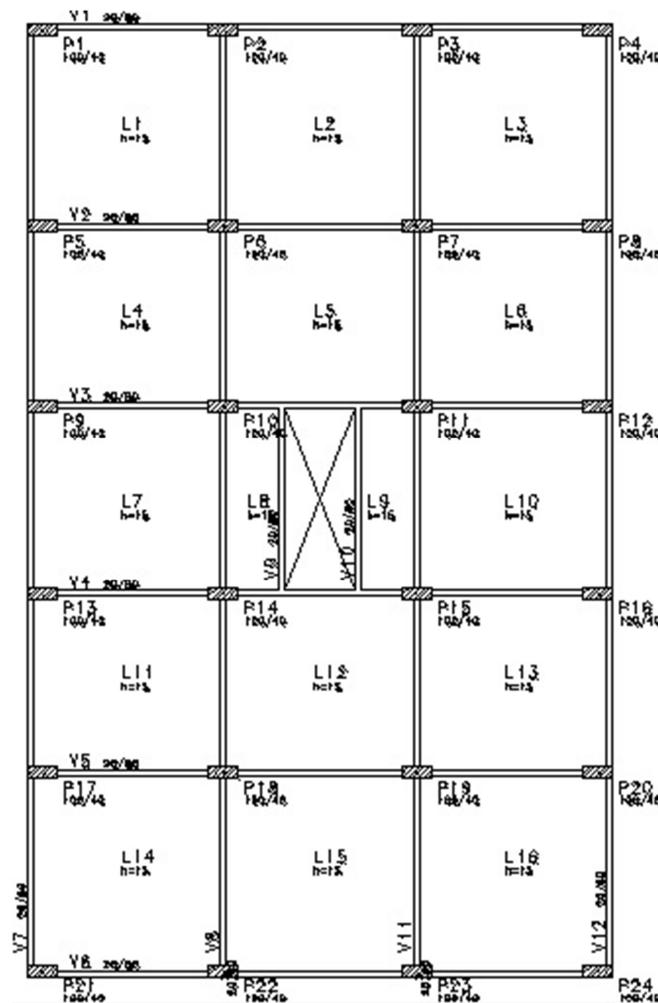
Segunda solução:

- Vinte e quatro pilares de 40cm de largura por 100cm de comprimento, espaçados a cerca de 6,50m tanto na horizontal como na vertical, sendo que na direção horizontal existem 4 pilares e na vertical 6 pilares. Todos os pilares estão direcionados no mesmo sentido, com a maior dimensão (100cm) alinhada com a direção **horizontal**;
- Vigas com dimensões de 20 cm de largura por **60** cm de altura, em cada pavimento;
- Lajes com **15** cm de espessura em cada pavimento.



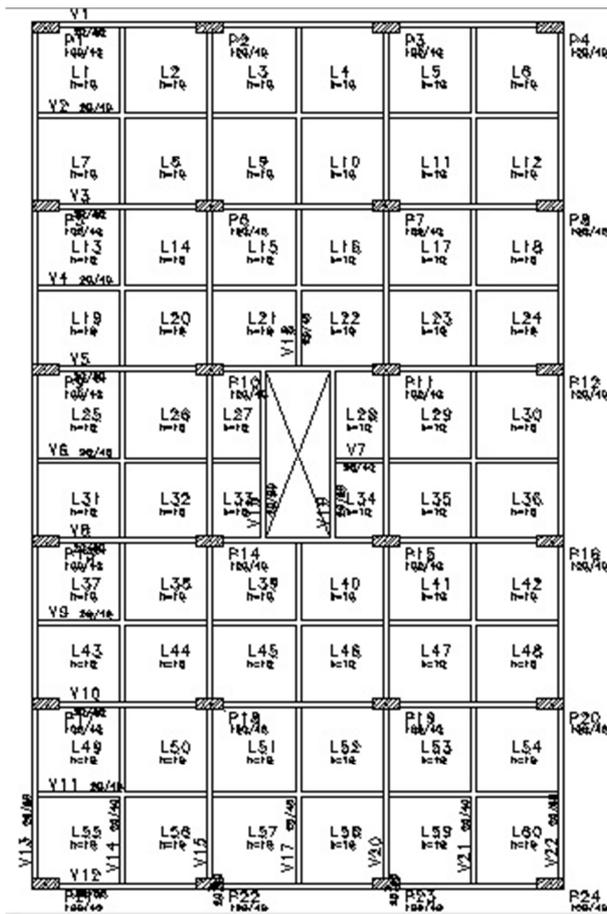
Terceira solução:

- Vinte e quatro pilares de 40cm de largura por 100cm de comprimento, espaçados a cerca de 6,50m tanto na horizontal como na vertical, sendo que na direção horizontal existem 4 pilares e na vertical 6 pilares. Todos os pilares estão direcionados no mesmo sentido, com a maior dimensão (100cm) alinhada com a direção **horizontal**;
- Vigas com dimensões de 20 cm de largura por **80** cm de altura, em cada pavimento;
- Lajes com **15** cm de espessura em cada pavimento.



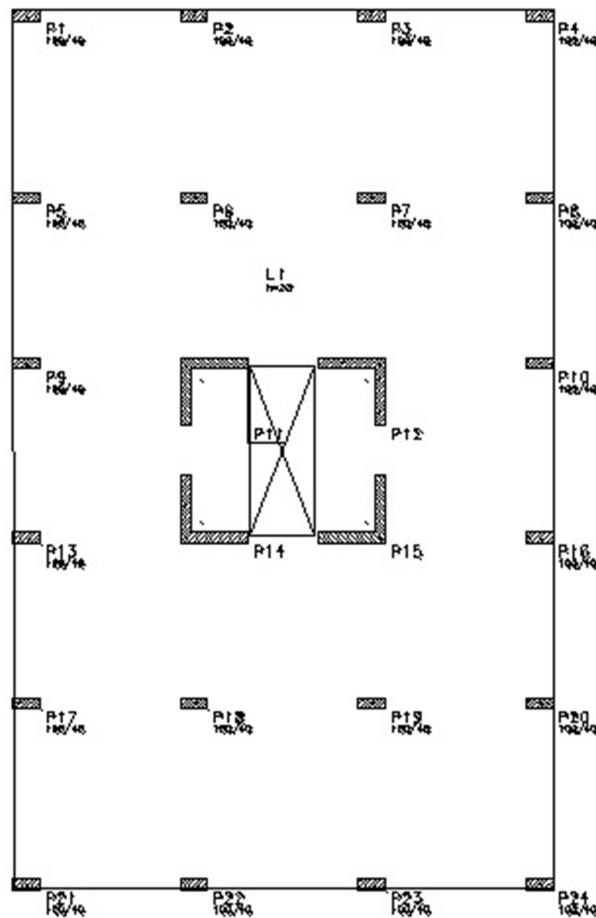
Quarta solução:

- Vinte e quatro pilares de 40cm de largura por 100cm de comprimento, espaçados a cerca de 6,50m tanto na horizontal como na vertical, sendo que na direção horizontal existem 4 pilares e na vertical 6 pilares. Todos os pilares estão direcionados no mesmo sentido, com a maior dimensão (100cm) alinhada com a direção **horizontal**;
- Vigas principais com dimensões de 20 cm de largura por **80** cm de altura, em cada pavimento, ligando os pilares;
- Vigas secundárias com dimensões de 20 cm de largura por **40** cm de altura, em cada pavimento, entre as vigas principais;
- Lajes com **10** cm de espessura em cada pavimento.



Quinta solução:

- Vinte e dois pilares de 40cm de largura por 100cm de comprimento, espaçados a cerca de 6,50m tanto na horizontal como na vertical, sendo que na direção horizontal existem 4 pilares e na vertical 6 pilares. Todos os pilares estão direcionados no mesmo sentido, com a maior dimensão (100cm) alinhada com a direção **horizontal**. Os quatro pilares centrais foram enrijecidos para aumentar a rigidez da estrutura, e ficaram em L, com as seguintes dimensões: 250cm de comprimento por 40cm de largura em cada um dos lados;
- Nenhuma viga;
- Lajes com 22 cm de espessura em cada pavimento.



Comparação entre as soluções:

	1ª Solução	2ª Solução	3ª Solução	4ª Solução	5ª Solução
Direção dos pilares (lado com maior inércia)	Vertical	Horizontal	Horizontal	Horizontal	Horizontal
Pilares centrais enrijecidos	Não	Não	Não	Não	Sim
Altura das vigas principais (cm)	60	60	80	80	Não tem
Altura das vigas secundárias (cm)	Não tem	Não tem	Não tem	40	Não tem
Altura da laje (cm)	15	15	15	10	22

4.3 RESULTADOS

Segue abaixo a comparação entre os resultados para cada solução:

	1ª Solução	2ª Solução	3ª Solução	4ª Solução	5ª Solução
Vento 0° e 180°					
α	0,927	0,566	0,437	0,425	0,860
γ_z	1,220	1,069	1,041	1,038	1,132
FAVt	1,221	1,069	1,041	1,038	1,135
RM2M1	1,227				
Desl.Horizontal(entre pisos) (cm)	0,13	0,03	0,02	0,02	0,05
Desl.Horizontal(total) (cm)	1,16	0,31	0,20	0,21	0,52
Vento 90° e 270°					
α	0,546	0,907	0,806	0,772	0,799
γ_z	1,065	1,210	1,161	1,145	1,115
FAVt	1,065	1,211	1,161	1,146	1,117
RM2M1					
Desl.Horizontal(entre pisos) (cm)	0,01	0,06	0,05	0,05	0,02
Desl.Horizontal(total) (cm)	0,14	0,55	0,47	0,47	0,22
Volume de concreto					
Por piso (m ³)	144,70	144,70	153,93	135,27	186,88
Total (m ³)	2170,5	2170,5	2308,9	2029,0	2803,2
Peso de aço					
Por piso (kg)	10896	10629	10607	9432	19136
Total (kg)	163434	159441	159112	141476	287043
Taxa (kg/m³)	75,3	73,5	68,9	69,7	102,4

Mapa de cargas (valores máximos e em módulo):

	1ª Solução	2ª Solução	3ª Solução	4ª Solução	5ª Solução
P1/P4/P21/P24					
Fx (tf)	2,9	2,3	2,3	2,5	1,1
Fy (tf)	3,2	3,3	3,0	2,8	2,0
Fz (tf)	221,9	218,1	229,6	215,1	220,8
Mx (tf.m)	6,1	4,6	4,1	4,2	0,3
My (tf.m)	11,5	14,7	11,0	11,4	12,1
P2/P3/P22/P23					
Fx (tf)	4,9	3,9	3,9	3,9	2,3
Fy (tf)	4,1	4,1	3,6	3,3	3,5
Fz (tf)	371,2	336,3	346,2	321,1	377,5
Mx (tf.m)	5,5	4,0	3,6	3,8	1,1
My (tf.m)	13,4	16,1	12,4	12,6	13,1
P5/P8/P17/P20					
Fx (tf)	2,4	1,6	1,8	2,2	0,4
Fy (tf)	2,0	2,0	1,9	1,9	0,3
Fz (tf)	329,6	364,2	386,1	354,6	400,0
Mx (tf.m)	7,7	6,6	5,6	5,5	2,0
My (tf.m)	11,0	14,2	10,6	11,2	12,0
P6/P7/P18/P19					
Fx (tf)	5,2	4,0	4,1	4,1	3,0
Fy (tf)	1,8	1,8	1,7	1,8	0,1
Fz (tf)	582,8	585,4	613,6	562,0	680,5
Mx (tf.m)	7,9	6,9	5,9	5,8	2,4
My (tf.m)	13,7	16,3	12,5	12,7	13,8
P9/P12/P13/P16					
Fx (tf)	2,4	1,6	1,8	2,2	1,5
Fy (tf)	2,2	2,4	2,3	2,2	0,9
Fz (tf)	329,6	350,1	369,7	337,6	362,0
Mx (tf.m)	7,7	6,1	5,2	5,2	1,5
My (tf.m)	11,0	14,2	10,6	11,2	13,0
P10/P11/P14/P15					
Fx (tf)	5,2	4,0	4,1	4,1	11,5
Fy (tf)	2,2	2,5	2,3	2,3	8,6
Fz (tf)	567,4	537,9	560,8	514,7	802,7
Mx (tf.m)	7,8	6,2	5,3	5,2	147,3
My (tf.m)	13,7	16,3	12,5	12,7	274,4

Analisando a tabela com os resultados dos parâmetros de estabilidade, podemos fazer as seguintes observações:

- Entre a primeira e segunda solução, a única mudança que ocorreu foi na direção dos pilares. Porém com essa simples mudança já houve uma diferença nos parâmetros e principalmente nos deslocamentos horizontais. Na primeira solução, os pilares estavam com o lado de maior comprimento na direção que o edifício também é mais largo. Quando eles foram virados, a inércia no menor lado da edificação aumentou, e com isso o desempenho do edifício melhorou consideravelmente nessa direção. Ocorreu, portanto, uma otimização da estrutura. Porém o coeficiente γ_z ficou acima do valor considerado aceitável (1,20) nas duas soluções;
- Entre a segunda e terceira solução, a mudança foi na altura das vigas. Como a inércia delas aumentou, e elas formam um pórtico espacial, conseqüentemente a inércia do pórtico aumentou, contribuindo para uma maior estabilidade do edifício. O coeficiente γ_z diminuiu de 1,211 para 1,161. A estrutura continuou sendo considerada de nós móveis, porém agora já está dentro da faixa aceitável para estabilidade;
- Entre a terceira e quarta solução, a mudança foi na inserção de vigas secundárias de 40cm de altura entre as vigas principais, que continuaram com 80cm. Com isso, a laje pôde ser reduzida de 15cm para 10cm. Essa mudança aumentou a rigidez do pórtico e com isso os parâmetros de estabilidade diminuíram de valor. O γ_z passou de 1,161 para 1,145, diminuindo portanto o acréscimo nos esforços devido ao efeito de segunda ordem;
- A quinta solução tem uma diferença maior entre as outras soluções, pois foi considerado um edifício de laje lisa, ou seja, as lajes se apóiam diretamente nos pilares, sem a presença de nenhuma viga. Por causa disso, para que os parâmetros de estabilidade ficassem próximos das outras soluções, os 4 pilares centrais ao redor do vão da escada e elevador foram enrijecidos através da mudança de forma e aumento das dimensões. Agora ao invés de serem retangulares, eles ficaram em forma de “L”. Chegou-se num valor de γ_z de 1,132, próximo ao da quarta solução, que era de 1,145. Porém o volume de concreto e o peso de aço aumentaram consideravelmente em relação às outras soluções.

Algumas considerações importantes devem ser observadas em relação à análise:

- Não foi verificada a deformação das lajes e vigas em cada pavimento. Em uma análise estrutural completa, além da estabilidade global, devem ser verificados diversos itens, como os estados limites de serviço (ELS), verificações de incêndio, detalhamento dos elementos estruturais, efeitos locais e localizados nos pilares, dentre outros itens, que não são escopo deste trabalho;
- Para os valores de aço mostrados na tabela, foi considerado o dimensionamento calculado pelo CAD/TQS. Na etapa de detalhamento da estrutura esses valores devem ser verificados e alterados, portanto não são os valores finais e estão sendo mostrados apenas como uma referência para comparação das soluções;
- Em todos os casos, o coeficiente FAVt não variou muito em relação ao γ_z . Isso ocorreu porque a diferença do FAVt em relação ao γ_z é apenas na consideração do deslocamento horizontal devido às cargas verticais considerado pelo FAVt. Portanto, em edifícios não simétricos, com balanços em só um lado da estrutura, essas diferenças seriam maiores entre os dois coeficientes.

6 CONCLUSÃO

Com este trabalho foi possível verificar os itens pertinentes na análise da estabilidade global de uma edificação através do estudo de caso de um edifício fictício. Pôde-se constatar que a forma como a estrutura é concebida influencia diretamente nos parâmetros de estabilidade. Com a variação da direção dos pilares, rigidez das vigas, quantidade de vigas e forma dos pilares, os parâmetros de estabilidade mudaram, e essa mudança influenciou inclusive nos esforços que devem ser considerados na estrutura, já que dependendo do tipo de estrutura (nós fixos ou móveis), é feita uma majoração dos esforços para consideração dos efeitos de segunda ordem na estrutura, com base no valor do coeficiente γ_Z .

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007) – **ABNT. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980) – **ABNT. NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988) – **ABNT. NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações**, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003) – **ABNT. NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas**, Rio de Janeiro.
- ARAÚJO, J. M. de (2004). **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 1ª edição, Editora Dunas, Rio Grande, 2004.
- MONCAYO, W. J. Z. (2011). **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.
- OLIVEIRA, D. M. de. (2002). **Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR-6118**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002.
- TQS INFORMÁTICA (2011). **Manual de Migração – Versão 16**. TQS Informática, São Paulo, 2011.

8 ANEXO

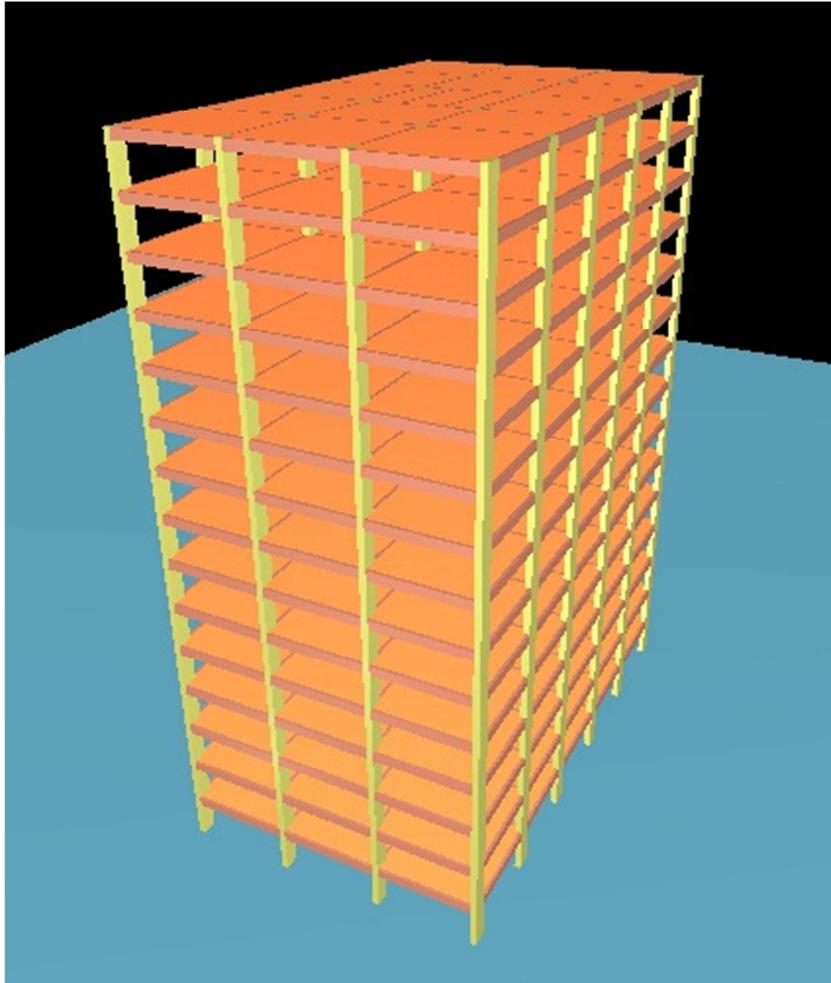


IMAGEM 3D DO EDIFÍCIO (CAD/TQS)