



ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDÍFÍCIOS ALTOS DE CONCRETO ARMADO

Vinícius Costa Dias

viniciuscostadias@yahoo.com.br

Centro Universitário de Belo Horizonte - UniBH

Av. Professor Mário Werneck, 1685 – Estoril – Belo Horizonte – MG CEP: 30455-610 –
Coordenação do Curso de Engenharia Civil

Paulo Henrique Maciel Barbosa

paulohenrique@pucminas.br

Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais – PUC MG

Av. Afonso Vaz de Melo, 1200 – Barreiro – Belo Horizonte – MG CEP: 30640-070 –
Coordenação do Curso de Engenharia Civil

Heide France Batista

heidecivil@gmail.com

Confermon Construções em Aço

Av. Jorge Sachs, 1075 – Distrito Industrial – São Joaquim de Bicas – MG CEP: 32920-000

Resumo. *Nos dias atuais, é indispensável a análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado, onde a esbeltez das estruturas é cada vez mais relevante para melhor análise dos projetos. Existem diversos sistemas computacionais disponíveis que realizam essa análise, onde engenheiros de estruturas fazem o uso para otimizar os seus trabalhos. Esta pesquisa tem o objetivo de avaliar os efeitos de segunda ordem em edifícios com grande esbeltez por meio do coeficiente gama-z. Apresentaremos um estudo de caso de um edifício em concreto armado por meio do software Cypecad, e modelado numericamente pelo SAP 2000. Em relação à avaliação da estabilidade global, será utilizado o parâmetro alfa. Pretende-se, assim, fornecer subsídios para que os estudantes de engenharia e os profissionais da área, tenham condições de atuar com base conceitual bem fundamentada para a análise de efeitos de segunda ordem em edifícios altos.*

Palavras chaves: *efeitos de segunda ordem, instabilidade global, concreto armado, edifícios altos.*

1 INTRODUÇÃO

Atualmente é indispensável a análise global de segunda ordem dos edifícios confeccionados em concreto armado, diferentemente de outras épocas.

Com o avanço da tecnologia do concreto, este produto, sofreu grandes transformações nas últimas décadas o que permitiu o projeto e execução de edifícios cada vez mais esbeltos sujeitos a deformações mais elevadas devidas às ações atuantes e uma menor rigidez.

A análise global de segunda ordem torna-se necessária a partir do momento que pilares esbeltos são solicitados pelos esforços. São eles os maiores responsáveis por manter a estabilidade global dos edifícios.

Mesmo com toda essa vasta tecnologia empregada, profissionais, estudantes e acadêmicos podem não saber dos conceitos envolvidos na complexa análise de segunda ordem.

Por meio das ferramentas computacionais disponíveis, aqueles cálculos complexos e inviáveis desenvolvidos pelos engenheiros ficam mais fáceis de serem executados.

Toda essa complexidade que está por trás da análise de efeitos de segunda ordem deve-se ao fato de o concreto armado apresentar um comportamento não-linear em relação à sua constituição, chamado de não linearidade física, assim como, também, por apresentar comportamento não linear em relação à sua geometria, denominado não-linearidade geométrica. Tais efeitos podem ser determinados através de uma análise na qual se considera a estrutura na sua configuração final de equilíbrio (PINTO, 1997).

2 OBJETIVO

O objetivo principal deste trabalho é analisar a estrutura lançada dos edifícios. Tem como foco específico a dedicação aos efeitos de segunda ordem global obtido por meio do coeficiente δ_z . Através do parâmetro α , será avaliada também, a estabilidade global da estrutura de concreto em estudo.

2.1 Objetivos específicos

Será mostrado como realizar o procedimento de cálculo do coeficiente δ_z e o parâmetro α . Como e porque foi escolhido o modelo estrutural em estudo. Os efeitos que as cargas atuantes transferem a estrutura. O impacto que as ações horizontais, ou seja, ação do vento, causa na estrutura de concreto.

Fornecer subsídios para que o público interessado no assunto tenha plenas condições de fundamentar questões para bases conceituais e analisar resultados.

Fazer saber aos profissionais do setor que, embora tenham *software* avançados, é imprescindível interpretar e diagnosticar resultados ora calculados.

3 JUSTIFICATIVA

O estudo vem através dos grandes avanços que a tecnologia do concreto sofreu. Com os avanços, se tornou possível a execução de concretos de elevada resistência, ocasionando

estruturas mais esbeltas. Pilares cada vez mais esbeltos, maior é a necessidade de se fazer uma análise de segunda ordem, pois são eles os maiores responsáveis por manter a estabilidade global dos edifícios.

4 METODOLOGIA

A estrutura de concreto armado em tela, é um Edifício Comercial (fictício), com 10 (dez) pavimentos é com pé direito (PD) de 3 (três) metros. A classe de agressividade ambiental II - moderada, edificada em ambiente urbano, com pequena deterioração da estrutura de concreto. O f_{ck} (resistência característica do concreto) é de 30 Mpa.

A modelagem da estrutura foi realizada através do SAP 2000, *software* de cálculo e dimensionamento de estruturas.

Os resultados obtidos foram analisados e para um melhor entendimento dos resultados, foram consolidados em tabelas de fácil compreensão.

5 INSTABILIDADE DO EFEITO DE SEGUNDA ORDEM

A avaliação da estabilidade global de edifícios pode ser realizada mediante o cálculo dos chamados parâmetros de estabilidade. Alguns deles, além de avaliar a estabilidade, podem estimar os efeitos de segunda ordem.

Segundo a NBR 6118:2003, no item 15.2, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados sempre que não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes da estrutura, ou seja, tais efeitos podem ser desprezados se não representarem acréscimo superior a 10% em relação aos efeitos de primeira ordem (efeitos que surgem quando o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial).

Para efeito de cálculo, as estruturas são consideradas de nós fixos ou de nós móveis. São consideradas de nós fixos quando os efeitos globais de segunda ordem são desprezáveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem). São considerados de nós móveis quando os efeitos de segunda ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem) e devem ser considerados.

Duas observações devem ser feitas: as estruturas de nós fixos na realidade não são fixas, ou seja, são deslocáveis, mas possuem deslocamentos horizontais muito pequenos, que podem ser desprezados; e as estruturas de nós móveis não são estruturas que se movimentam de forma significativa, mas diferentemente das de nós fixos, seus deslocamentos precisam ser considerados no cálculo dos esforços.

A verificação da estabilidade global é um requisito importante na elaboração de projetos de edifícios de concreto armado, e visa garantir a segurança da estrutura perante o estado limite último de instabilidade, situação que representa a perda da capacidade resistente da estrutura, causada pelo aumento das deformações.

Para tal verificação existem alguns coeficientes chamados de parâmetros de estabilidade global. Porém, antes de estudá-los, para o bom entendimento de tais parâmetros, é necessário comentar sobre a análise não-linear, que é extremamente importante, pois na realidade o concreto armado possui um comportamento não-linear.

Na engenharia de estruturas existem basicamente três tipos de não-linearidades que podem gerar um comportamento não-linear, à medida que o carregamento é aplicado: não-linearidade física, não linearidade geométrica e a não-linearidade de contato. Neste caso, serão tratados as linearidades física e geométrica.

5.1 Não linearidade física

Quando se refere à não-linearidade física, está sendo considerada a que é causada pelo comportamento do material, que neste caso é o concreto armado. Os efeitos da fissuração, da fluência, do escoamento da armadura, todos eles conferem ao concreto armado um comportamento não-linear (PINTO, 1997).

5.2 Não linearidade geométrica

Quando se menciona a não-linearidade geométrica, está sendo considerada aquela causada pela mudança da geometria da estrutura, ou seja, mudança da posição da estrutura no espaço (PINTO, 1997).

5.3 Parâmetro de instabilidade (α)

O parâmetro α é um meio para avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto, porém não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem. Ele foi deduzido em 1967 por Beck e König, baseado na teoria de Euler, e foi definido como parâmetro de instabilidade por Franco (1985).

A estrutura é considerada um meio elástico, e portanto não se leva em conta a fissuração dos elementos.

Segundo a NBR 6118:2014, item 15.5.2, seu valor é calculado pela fórmula:

$$\alpha = H_{Total} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} I_c)}} \quad (I)$$

H_{total} é a altura da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um 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_{total}), com seu valor característico;

$E_{cs} \times I_c$ é o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada; no caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} \times I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

O valor de α é comparado a um valor α_1 , de modo que, se $\alpha < \alpha_1$, a estrutura é considerada de nós fixos, e se $\alpha \geq \alpha_1$, de nós móveis.

Sendo n o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo, o valor de α_1 é dado por:

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= 0,2 + 0,1n & \text{se } n \leq 3 \\ \alpha_1 &= 0,6 & \text{se } n \geq 4\end{aligned}$$

Esse valor limite $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n > 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios. Pode ser adotado para associações de pilares parede e para pórticos associados a pilares-parede. Pode ser aumentado para $\alpha_1 = 0,7$ no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares parede, e deve ser reduzido para $\alpha_1 = 0,5$ quando só houver pórticos.

No estudo do parâmetro α , embora não seja considerada a fissuração dos elementos, a não-linearidade física do concreto é levada em conta na dedução do limite α_1 , pois o comportamento não-linear não surge apenas devido à fissuração, pois o concreto submetido à compressão já possui um comportamento puramente não-linear.

5.4 Coeficiente (δ_z)

Teoricamente as deduções do δ_z foram realizadas para edifícios regulares, mesmo pavimento tipo, mesmo pé-direito, inércia de pouca variação entre os pilares, mesmas dimensões de vigas e mesmas condições de engastamento.

O coeficiente δ_z é um parâmetro que avalia, de forma simples e bastante eficiente, a estabilidade global de um edifício com estrutura de concreto armado. Também é capaz de estimar os esforços de segunda ordem por uma simples majoração dos esforços de primeira ordem. Esse coeficiente foi criado por Franco e Vasconcelos (1991).

Valores coerentes de δ_z são números um pouco maiores do que 1,0. Franco e Vasconcelos (1991) estabeleceram um limite de 1,20 para o valor de δ_z . Porém, Carmo (1995), após análises em seu trabalho, concluiu que é possível avançar além do valor 1,20, podendo chegar até δ_z igual a 1,30. Pinto (1997) concluiu que valores superiores a 1,20 devem ser evitados, e chegou a essa conclusão comparando os valores de δ_z aos resultados obtidos com um método que considera a não linearidade geométrica de maneira mais refinada, através de alterações incrementais na matriz de rigidez.

Em relação aos esforços obtidos com o δ_z , percebeu que para valores entre 1,15 e 1,20 começam a aparecer diferenças de 3% contra a segurança, acima de 1,20 as diferenças tendem a aumentar para mais de 5%, e para δ_z superior a 1,30 aparecem diferenças da ordem de 7% contra a segurança. Lima (2001) também concluiu que o limite 1,20 está mais compatível que 1,30. Pinto, Corrêa e Ramalho (2005) chegaram a uma nova conclusão, em que o limite de 1,20 pode ser um pouco conservador, podendo se estender o limite do coeficiente δ_z para 1,25, devendo ser evitados valores acima disso.

De acordo com a NBR 6118:2014, o limite do coeficiente δ_z é 1,30, e como já se pode perceber, valores acima disso revelam que a estrutura possui um grau de instabilidade elevado, ou seja, é uma estrutura instável e impraticável. Valores inferiores a 1,0, ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável.

Na prática as estruturas costumam ser projetadas com um limite de 1,20. Acima desse valor é comum utilizar-se o processo P- Δ , que consiste em uma análise não-linear geométrica e que não será estudada neste processo. Cabe destacar que o coeficiente δ_z consiste em uma análise linear, que considera de forma aproximada os efeitos da não-linearidade geométrica.

Pode-se relacionar a parte decimal do valor obtido de δ_z com a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura, por exemplo:

- ✓ 1,05 – Efeitos de segunda ordem em torno de 5% dos de primeira;
- ✓ 1,10 – Efeitos de segunda ordem em torno de 10% dos de primeira;
- ✓ 1,15 – Efeitos de segunda ordem em torno de 15% dos de primeira.

Segundo a NBR 6118:2014, item 15.5.3, o valor de δ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\delta_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{Total,d}}{M_{1,Total,d}}} \quad (II)$$

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

$\Delta M_{1,total,d}$ - 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.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\delta_z \leq 1,1$, e de nós móveis se $1,1 < \delta_z \leq 1,3$.

Segundo o item 15.7.2 da NBR 6118:2014, com o valor de δ_z é possível estimar os esforços finais (1ª + 2ª ordem) por uma simples multiplicação dos esforços horizontais de primeira ordem, da combinação de carregamento considerada, por $0,95 \cdot \delta_z$, sendo válido esse processo somente para $\delta_z \leq 1,3$.

Carmo (1995) concluiu que majorar os esforços horizontais de primeira ordem somente por δ_z é satisfatório, como já havia sido mostrado por Franco e Vasconcelos (1991). Pinto (1997) também concluiu que a majoração somente por δ_z gera resultados satisfatórios até o limite de 1,20. Lima (2001) concluiu que a majoração por $0,95 \cdot \delta_z$ não conduz a bons resultados, principalmente nos pavimentos inferiores, pois a variação dos efeitos de segunda ordem é bastante significativa ao longo da altura da edificação. A majoração com δ_z , por outro lado, mostrou-se bastante satisfatória e mais eficiente que a feita com $0,95 \cdot \delta_z$, e sugeriu a adoção de δ_z como majorador dos esforços.

Pinto, Corrêa e Ramalho (2005) obtiveram apenas um novo limite para δ_z , igual a 1,25, como já foi comentado, porém a majoração apenas por δ_z ainda foi satisfatória. Para edifícios de alvenaria estrutural, Campoó, Corrêa e Ramalho (2005) concluíram que a majoração por δ_z mostrou-se bastante satisfatória, em comparação com os resultados do processo P-Delta. Marin (2009), estudando estruturas de concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos, também concluiu que a majoração por δ_z gera melhores resultados que os obtidos com $0,95 \cdot \delta_z$. O coeficiente δ_z é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares.

Abaixo de quatro andares, ainda não se sabe qual o coeficiente redutor da rigidez de pilares que deve ser utilizado para a consideração da não-linearidade física de forma aproximada. Outro motivo é que o cálculo do δ_z pressupõe estruturas com pavimentos tipos

idênticas e regularidade dos elementos estruturais de um piso ao outro, regularidade essa que é menos comum em edifícios com até quatro pavimentos.

Portanto, para edificações com menos de quatro pavimentos, sugere-se a utilização do parâmetro α para verificação da estabilidade do edifício, e o processo P- Δ para a avaliação do efeito global de segunda ordem.

O Gama-z é um processo simplificado de avaliação da estabilidade global e dos efeitos de segunda ordem mediante multiplicação dos momentos de primeira ordem por um coeficiente Gama-z. Baseia-se na hipótese de que as sucessivas linhas elásticas, devidas às ações verticais aplicadas numa estrutura com os nós deslocados, sucedem-se segundo uma progressão geométrica. Há casos excepcionais em que não se deve aplicar esse processo simplificado, por exemplo, quando se tem vigas de transição, quando se tem estruturas que já possuem deslocamentos devidos a carregamentos verticais, entre outros (VASCONCELOS, 2000).

5.5 Imperfeições geométricas

Todo edifício com estrutura de concreto armado está sujeito a imperfeições: na posição e na forma dos eixos dos elementos estruturais, na forma e nas dimensões da seção transversal, na distribuição da armadura, entre outras.

No item 11.3.3.4 “Imperfeições geométricas” da NBR 6118:2014, está escrito o seguinte: “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”.

Neste trabalho somente será feito uma análise das imperfeições globais, pois as locais estão relacionadas ao cálculo de um lance isolado do pilar, e as globais, ao edifício como um todo, e é este o foco deste trabalho.

No item 11.3.3.4.1 “Imperfeições globais” da citada Norma, tem-se que na análise global das estruturas reticuladas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, ou seja, deve ser considerada para os elementos verticais uma inclinação com um ângulo θ_a em radianos.

Assim, dada a equação:

$$\begin{aligned}\theta_1 &= \frac{1}{100\sqrt{H}} \\ \theta_a &= \theta_1 \sqrt{1 + \frac{1}{n}}\end{aligned}\quad (II)$$

$\theta_{1\min} = 1/400$ 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.

n prumadas de pilares.

Segundo a NBR 6118:2014, o desaprumo não deve ser superposto ao carregamento de vento. Entre as ações devidas ao desaprumo e ao vento, deve ser considerada apenas a mais desfavorável, que pode ser definida como a que provoca o maior momento da base da construção.

Pode-se dizer, de uma maneira geral, que o desaprumo global somente será mais desfavorável que o vento em edificações baixas submetidas a cargas verticais elevadas. Em edifícios altos, normalmente o vento se torna o caso mais desfavorável (KIMURA, 2010).

Segundo o IBRACON (2007), a imperfeição geométrica global pode ser substituída por conjuntos de ações externas autoequilibradas equivalentes.

A análise dessas imperfeições é algo bastante complexo, pois não há como saber a magnitude dessas “falhas” que vão ocorrer durante a construção. Vale ressaltar que tais imperfeições têm influência em toda a estrutura, porém nos pilares essa influência é muito mais significativa. Por isso os pilares devem ser dimensionados adequadamente para resistir aos esforços adicionais gerados por essas imperfeições (KIMURA, 2010).

6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE QUATRO MODELOS

Nos quatro modelos apresentados abaixo, segue uma comparação entre lançamentos estruturais e ações de ventos diferentes para as estruturas em estudo.

Consideração iniciais:

- Edifício Comercial com 10 pavimentos e pé direito (PD) de 3 metros;
- Classe de agressividade ambiental II
- Agressividade Moderada
- Ambiente Urbano
- Deterioração da estrutura Pequena
- Concreto armado: $f_{ck} = 30$ MPa

Definições de Cargas:

Carga permanente: peso próprio da estrutura / elementos construtivos fixos

Carga acidental: quanto ao uso da estrutura, ou seja, atua sobre a estrutura.

Ações Atuantes: é a consolidação das cargas permanentes e acidentais

Adotar espessura da laje= 10 cm

Peso específico do concreto = 25 KN/m³

Tabela 1 - Ações Atuantes na Estrutura

Ações Atuantes (kgf/m ²)		
Carga Permanente (g)	Peso Próprio	250
	Revestimento	150
	Enchimentos	200
	Impermeabilização	50
Carga Acidental (q)	Edifício Comercial	300
Total		950

Para melhor compreensão dos resultados obtidos, o sentido do vento varia de acordo com o círculo trigonométrico, ou seja, no sentido anti-horário. Mas para simplificar o trabalho foi considerado o vento apenas na direção de Y positivo, ou seja, 90°. Veja legenda na Figura 1 – Sentido da ação do vento.

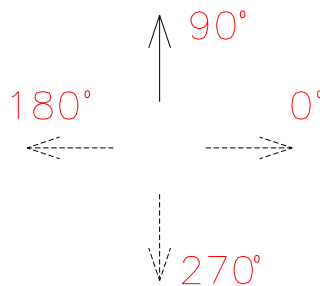


Figura 1 – Sentido da ação do vento

6.1 Modelo 1: Edifício com 10 pavimentos e duas linhas de pilares centrais com ação do vento de 0,8KN/m²

Este primeiro modelo, com ação do vento de 0,8 KN/m², com pavimento tipo, é totalmente simétrico e possui 10 pavimentos. Seu único propósito é mostrar como os esforços globais de segunda ordem são considerados nos pilares. Ressalta-se que seria impossível dimensionar esse edifício para as seções utilizadas. Elas foram adotadas propositalmente para ilustrar e mostrar os valores alcançados dos deslocamentos da estrutura na direção Y, parâmetro de instabilidade alfa e Gama-Z. Uma vista do edifício, em planta, corte B-B e perspectiva, é indicado nas figuras 2 a 4 abaixo.

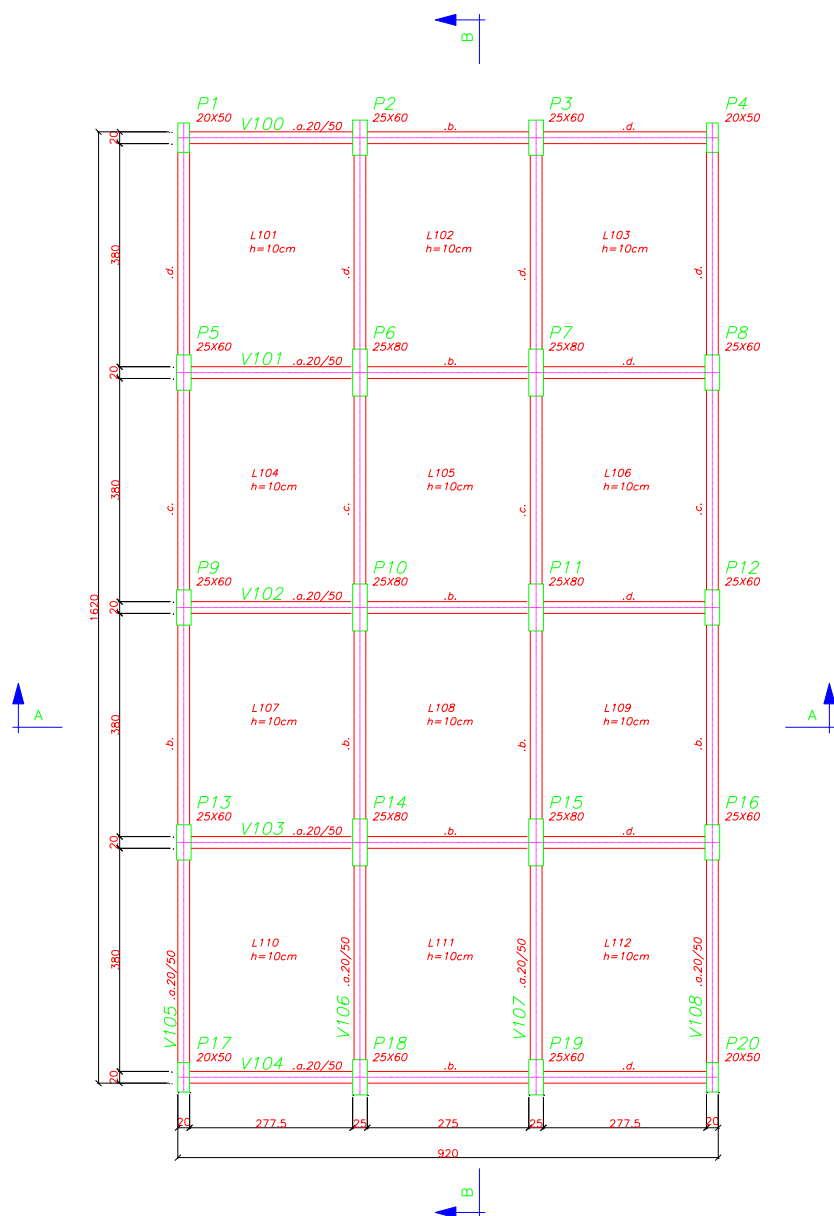


Figure 2 - Planta baixa Modelo 1

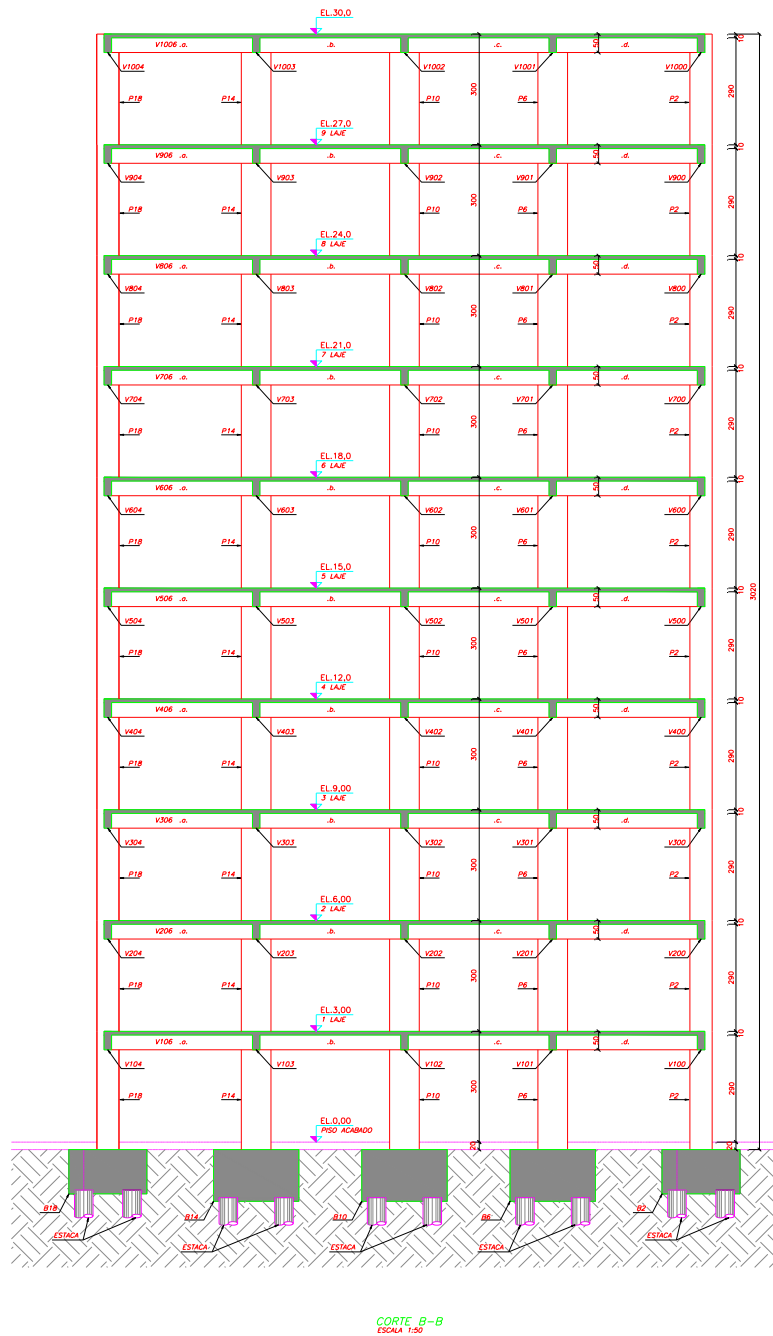


Figura 3 - Corte BB do Modelo 1

Os carregamentos horizontais e verticais também foram lançados aleatórios, de forma a se obter valores trabalháveis para os parâmetros de estabilidade. A não linearidade física não foi considerada neste trabalho. E, que normalmente ocorre por meio da redução da rigidez dos pilares e vigas. Para as lajes, a rigidez à flexão foi desprezada.

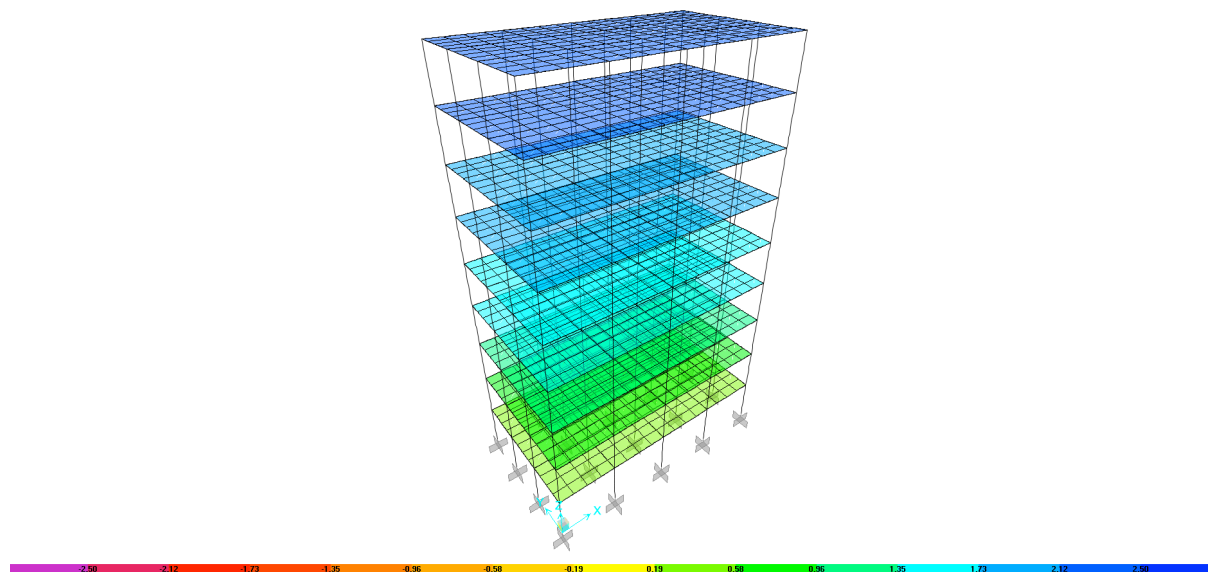


Figura 4 - Deformada do Modelo 1

6.2 Modelo 2: Edifício com 10 pavimentos e duas linhas de pilares centrais com ação do vento de $1,6 \text{ KN/m}^2$

Este segundo modelo, com ação do vento de $1,6 \text{ KN/m}^2$, com pavimento tipo, é totalmente simétrico e possui 10 pavimentos. Seu único propósito é mostrar como os esforços globais de segunda ordem são considerados nos pilares. Ressalta-se que seria impossível dimensionar esse edifício para as seções utilizadas. Elas foram adotadas propositalmente para ilustrar e mostrar os valores alcançados dos deslocamentos da estrutura na direção Y, parâmetro de instabilidade alfa e Gama-Z. Uma vista do edifício, em planta, corte B-B e perspectiva, é indicado nas figuras 5 a 7 abaixo.

Os carregamentos horizontais e verticais também foram lançados aleatórios, de forma a se obter valores trabalháveis para os parâmetros de estabilidade. A não linearidade física não foi considerada neste trabalho. E, que normalmente ocorre por meio da redução da rigidez dos pilares e vigas. Para as lajes, a rigidez à flexão foi desprezada.

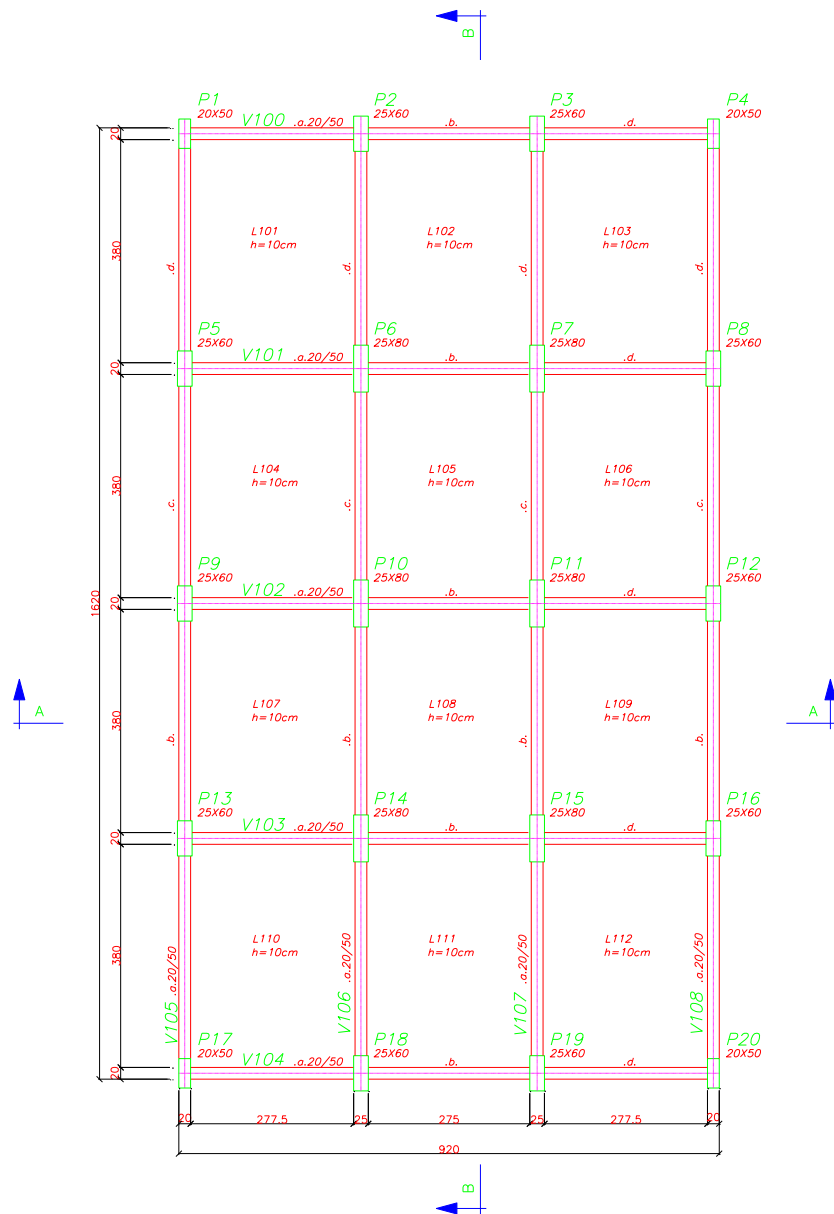


Figura 5 - Planta baixa Modelo 2

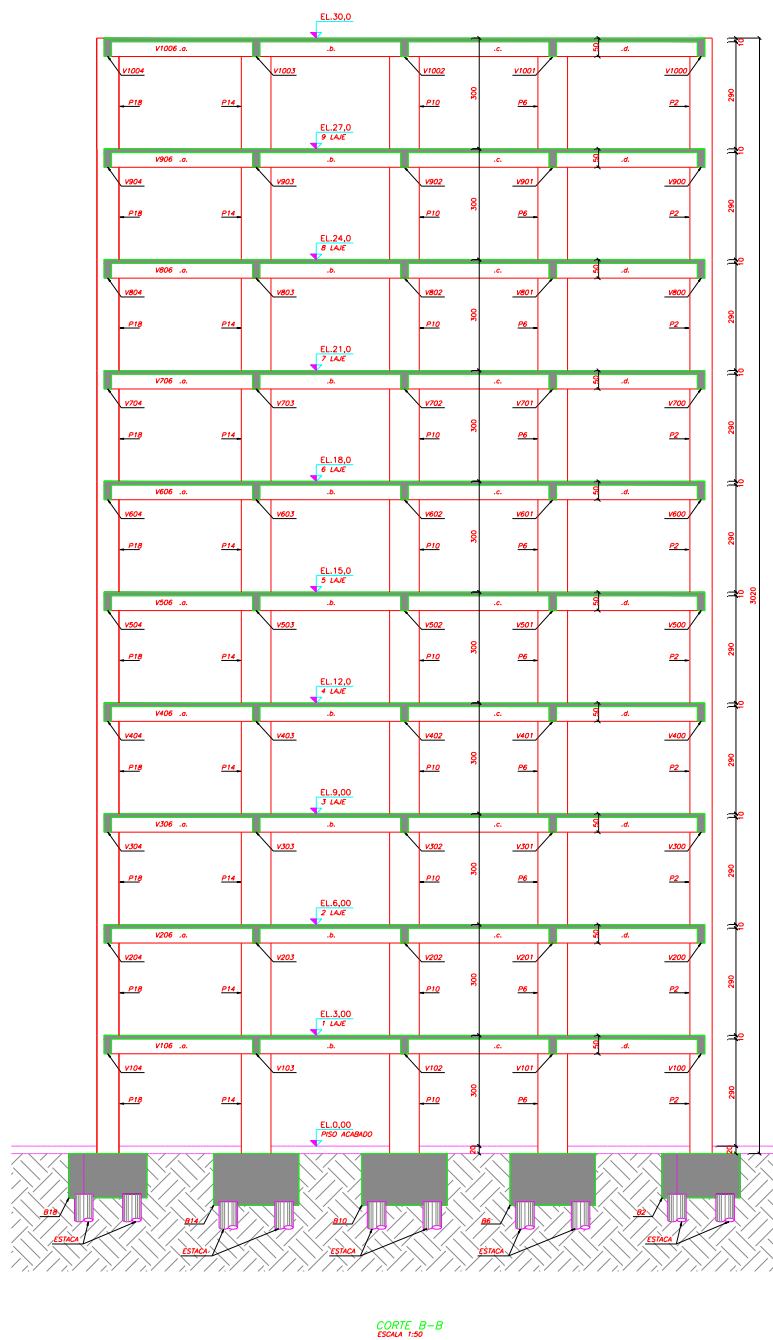


Figura 6 - Corte BB do Modelo 2

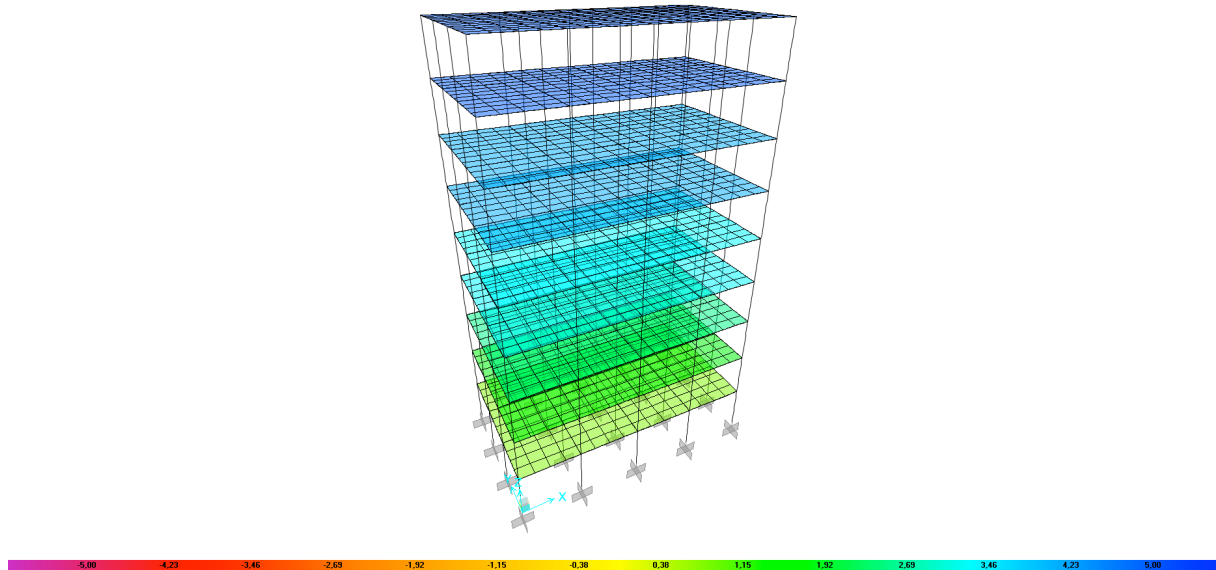


Figura 7 - Deformada do Modelo 2

6.3 Modelo 3: Edifício com 10 pavimentos e uma linha de pilares centrais com ação do vento de $0,8 \text{ KN/m}^2$

Este terceiro modelo, com ação do vento de $0,8 \text{ KN/m}^2$, com pavimento, é totalmente simétrico e possui 10 pavimentos. Seu único propósito é mostrar como os esforços globais de segunda ordem são considerados nos pilares. Ressalta-se que seria impossível dimensionar esse edifício para as seções utilizadas. Elas foram adotadas propositalmente para ilustrar e mostrar os valores alcançados dos deslocamentos da estrutura na direção Y, parâmetro de instabilidade alfa e Gama-Z. Uma vista do edifício, em planta, corte B-B e perspectiva, é indicado nas figuras 8 a 10 abaixo.

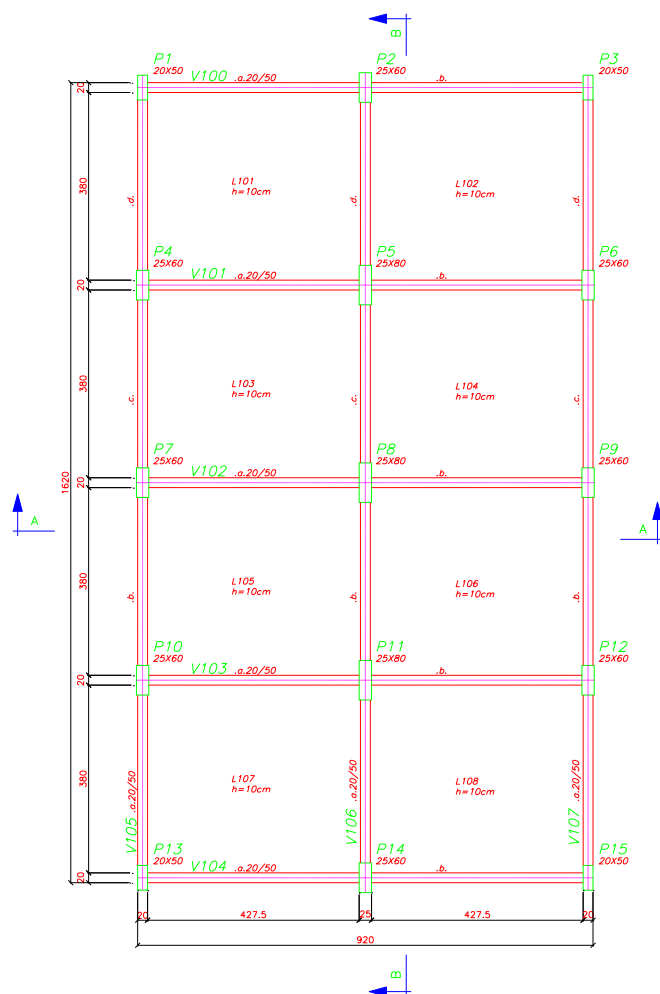


Figura 8 - Planta Baixa Modelo 3

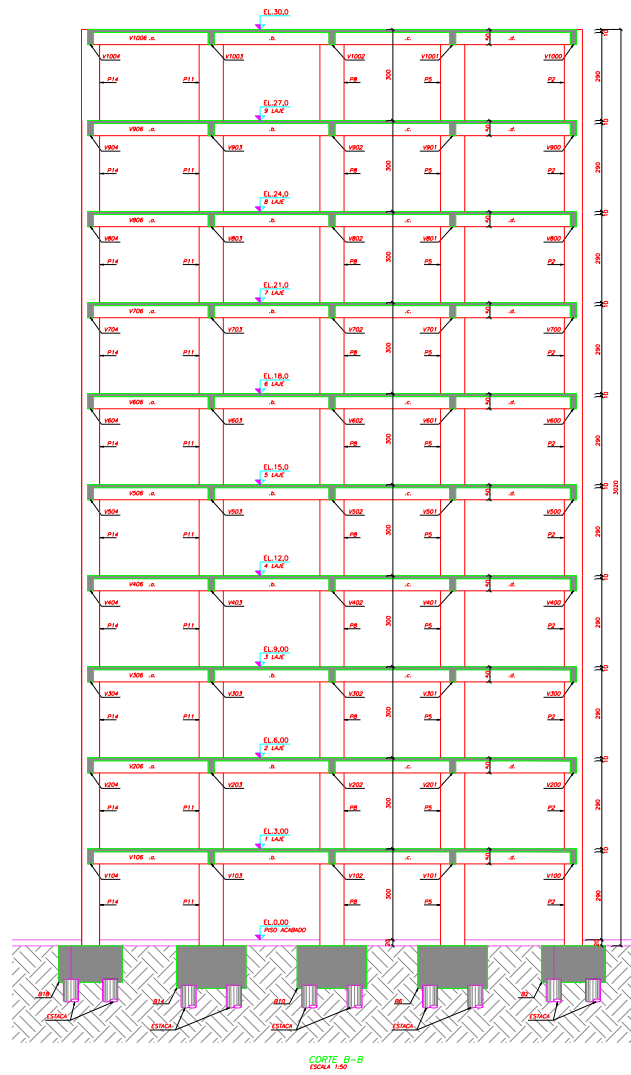


Figura 9 - Corte BB do Modelo 3

Os carregamentos horizontais e verticais também foram lançados aleatórios, de forma a se obter valores trabalháveis para os parâmetros de estabilidade. A não linearidade física não foi considerada neste trabalho. E, que normalmente ocorre por meio da redução da rigidez dos pilares e vigas. Para as lajes, a rigidez à flexão foi desprezada.

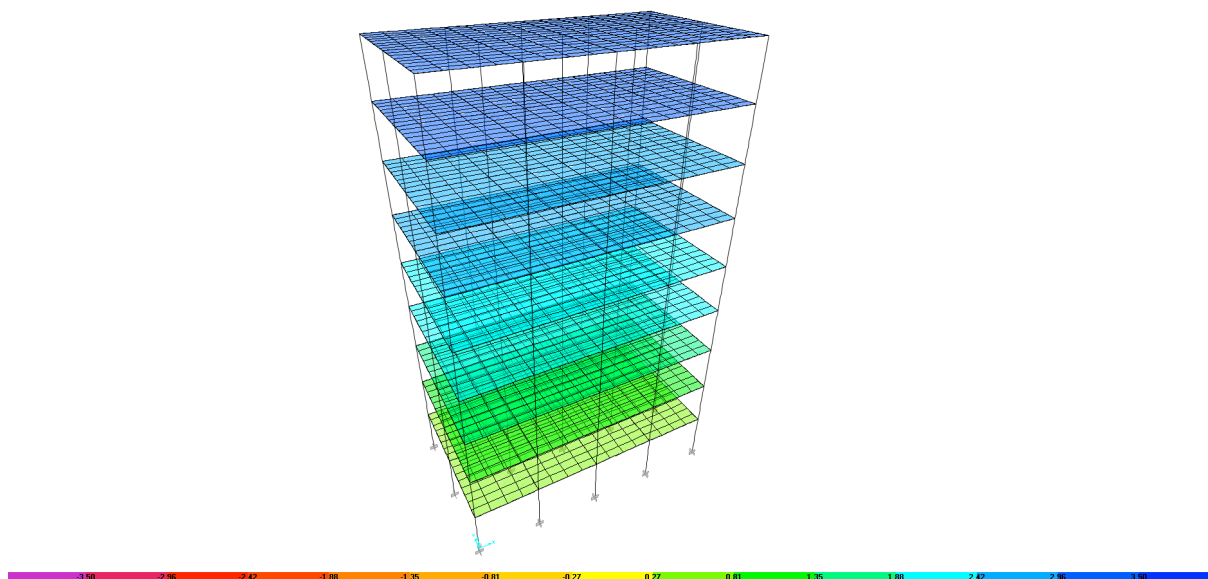


Figura 10 - Deformada do Modelo 3

6.4 Modelo 4: Edifício com 10 pavimentos e uma linha de pilares centrais com ação do vento de $1,6\text{KN/m}^2$

Este quarto modelo, com ação do vento de $1,6\text{ KN/m}^2$, com pavimento tipo, é totalmente simétrico e possui 10 pavimentos. Seu único propósito é mostrar como os esforços globais de segunda ordem são considerados nos pilares. Ressalta-se que seria impossível dimensionar esse edifício para as seções utilizadas. Elas foram adotadas propositalmente para ilustrar e mostrar os valores alcançados dos deslocamentos da estrutura na direção Y, parâmetro de instabilidade alfa e Gama-Z. Uma vista do edifício, em planta, corte B-B e perspectiva, é indicado nas figuras 11 a 13 abaixo.

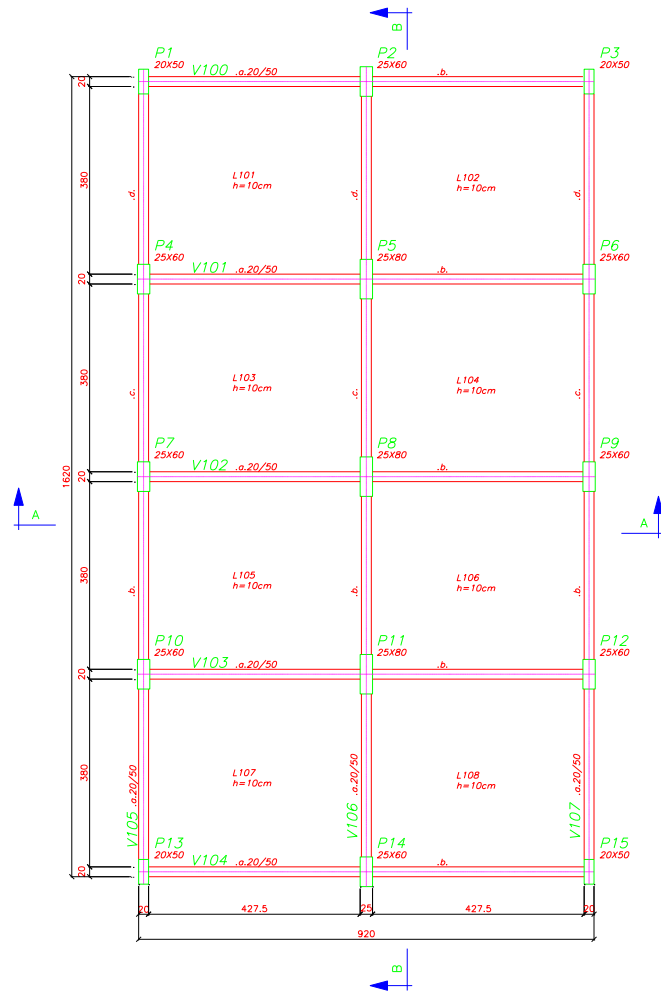


Figura 11 - Planta Baixa Modelo 4

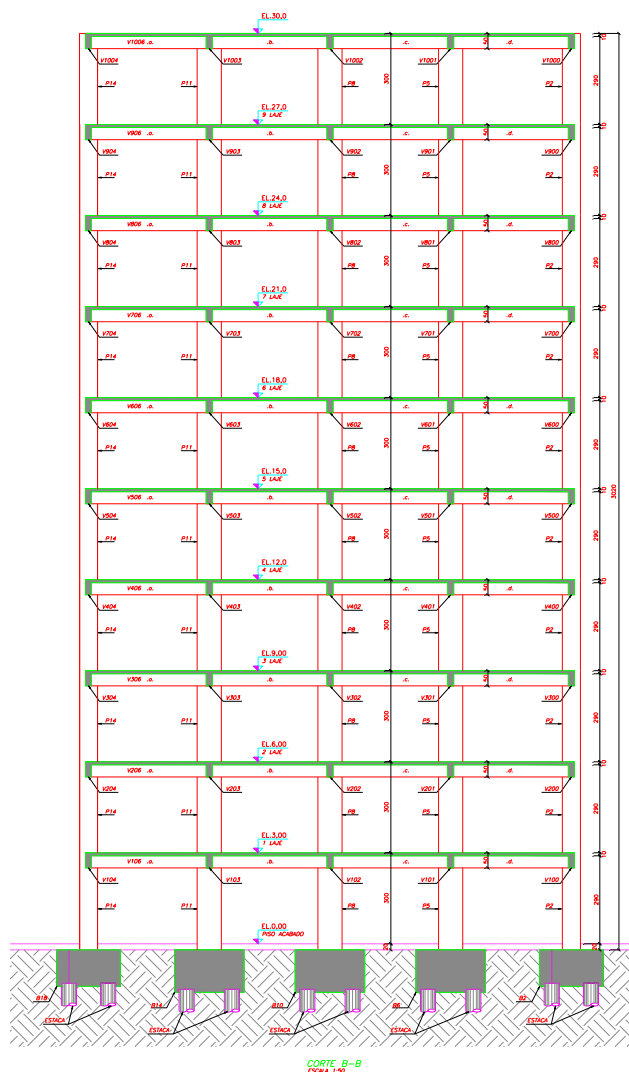


Figura 12 - Corte BB do Modelo 4

Os carregamentos horizontais e verticais também foram lançados aleatórios, de forma a se obter valores trabalháveis para os parâmetros de estabilidade. A não linearidade física não foi considerada neste trabalho. E, que normalmente ocorre por meio da redução da rigidez dos pilares e vigas. Para as lajes, a rigidez à flexão foi desprezada.

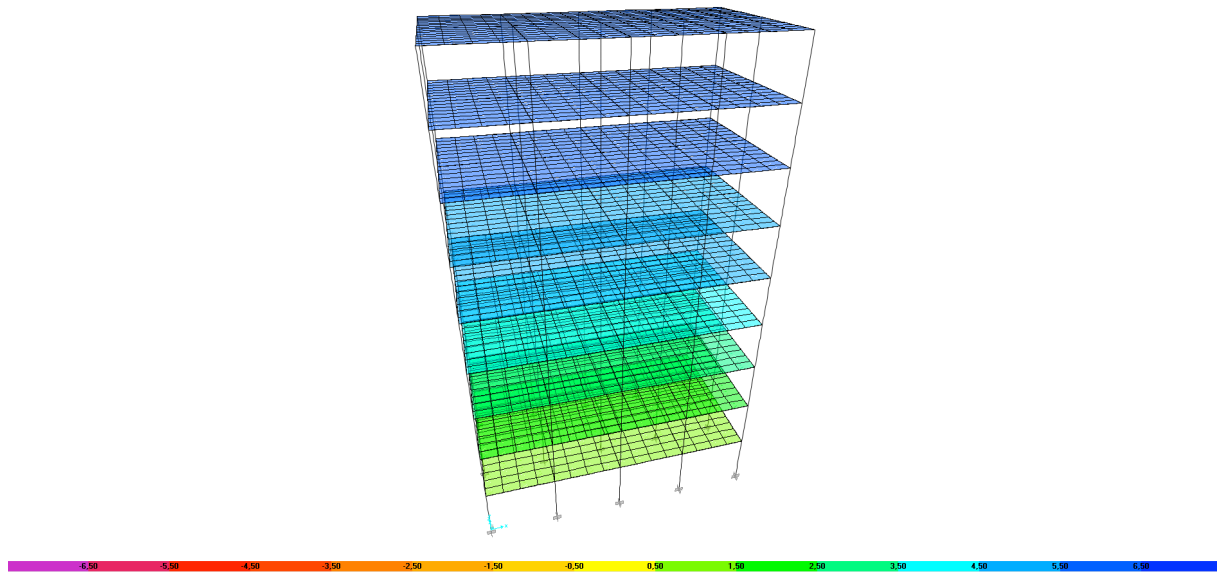


Figura 13 - Deformada do Modelo 4

7 RESULTADOS

De forma compacta e objetiva, foi relacionado a Tabela 2 abaixo, com os resultados dos deslocamentos máximo e mínimo, considerando as especificações do parâmetro alfa e gama-z. A combinação de ações usada para obtenção dos resultados coleta de dados consiste em um somatório dos efeitos das solicitações previstas para a estrutura (Peso próprio + Revestimento + Sobrecarga de Utilização + Enchimento + Impermeabilização + Vento a 90°) sem nenhum coeficiente de majoração.

Tabela 2 - Deslocamentos máximos

MODELOS	DESLOCAMENTOS (mm)					
	X		Y		Z	
	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN
1	2,21	0,28	0	0	-2,95	-0,49
2	4,42	0,56	0	0	-3,05	-0,52
3	3,17	0,41	0	0	-4,29	-0,64
4	6,33	0,82	0	0	-4,43	-0,68

De acordo com os resultados apresentados, considerando-se os carregamentos de ventos aplicados e a composição estrutural de cada modelo, observa-se que o modelo 3 apresentou um deslocamento horizontal 30,28% maior que o modelo 1 e que o modelo 4 apresentou um deslocamento horizontal 30,17% maior que o modelo 2, mantendo-se uma proporção de aproximadamente 30% para os deslocamentos horizontais.

Para os deslocamentos verticais, observa-se que o modelo 3 apresentou um deslocamento vertical 31,47% maior que o modelo 1 e que o modelo 4 apresentou um deslocamento vertical 31,15% maior que o modelo 2, mantendo-se uma proporção de aproximadamente 31% para os deslocamentos verticais.

A proporção dos deslocamentos se manteve praticamente igual, para a variação de intensidade do carregamento de vento e para a variação da área exposta ao vento.

8 CONCLUSÕES

Foi comentado neste trabalho que, para a correta análise de segunda ordem global em edifício com estrutura de concreto armado, deve-se atentar para um aspecto importante: o concreto não é um material de comportamento linear. Ele possui comportamento puramente não-linear, portanto as não linearidades físicas e geométricas devem ser consideradas para que se obtenham bons resultados, condizentes com a realidade.

Também foi comentado que há alguns fatores que influenciam diretamente na estabilidade dos edifícios, entre os quais: as ações atuantes, sendo que a horizontal em nada influencia e somente a vertical tem influência direta; a rigidez; as análises com redistribuição de esforços; a interação solo-estrutura e o modelo estrutural adotado.

Os resultados ora obtidos, para a direção Y, foram para nós fixos que na realidade não são fixos, ou seja, são deslocáveis, mas possuem deslocamentos horizontais muito pequenos, que podem ser desprezados.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). Forças devidas ao vento em edificações, NBR 6123, Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, NBR 6120, Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). Ações e segurança nas estruturas – Procedimento, NBR 8681, Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118, Rio de Janeiro, RJ.

BUENO, M. M. E. (2009). Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado. Dissertação de Mestrado em

CARMO, R. M. S. (1995). Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado. 112p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. (2009). Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. Editora Pini, v.2, São Paulo, SP, 2009.

CICOLIN, L. A. B. (2007). Estabilidade em edifícios de concreto armado com pavimentos em lajes planas. Dissertação (Mestrado) – Centro de ciências exatas e de tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

- DELALIBERA, R. G. et al. (2005).** Estabilidade global de edifícios de concreto armado: análise dos métodos P- Δ e Gama-z considerando a deformabilidade da fundação. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 47., Recife. Anais... Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, 2005.
- FONTANA, L. A. (2006).** Avaliação da não-linearidade física na estabilidade global de edifícios de concreto armado. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.
- FONTES, F. F. (2005).** Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- ZUMAETA MONCAYO (2011),** Winston Junior Z94a Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado / Winston Junior Zumaeta Moncayo ; orientador Libânio Miranda Pinheiro. — São Carlos, 2011.
- FRANÇA, R. L. S. (1991).** Contribuição ao estudo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado. Tese (doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, EPUSP, São Paulo, SP, 1991.
- FUSCO, P. B. (1976).** Estruturas de concreto: fundamentos do projeto estrutural. Editora McGraw Hill, São Paulo, SP, 1976.
- LIMA, J. S.; GUARDA, M. C. C. (1999).** Utilização do coeficiente Gama-Z como majorador de efeitos de primeira ordem em edifícios altos. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 41. Salvador. Anais... Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, 1999.
- LOPES, A. P., SANTOS; G. O.; SOUZA, A. L. A. C. (2005).** Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 47., Olinda. Anais... Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo.
- PINTO, R. S. (2002).** Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado. 189p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

REFERÊNCIA PARA PADRÕES DE FIGURAS E TABELAS

9.1 Figures and tables

Figures and tables should be inserted as close as possible to their mention in the text. Enclosed text and symbols must be clearly readable; avoid small symbols. Supply good quality pictures and illustrations.

Figures and tables and their captions should be centered in the text. Place figure caption below the figure and one blank line should be left between both. Place table title above the table, also leaving one blank line between them. Leave one blank line between the table or figure and the adjacent text.