

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

RELEVÂNCIA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS PARA A ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO COM LAJE CONVENCIONAL E COM LAJE COGUMELO.

CARLOS EDUARDO PEREIRA CARVALHO

ORIENTADOR:

ANDRÉ LUIZ AQUERE CERQUEIRA E SOUZA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ESTRUTURAS

BRASÍLIA / DF: JUNHO DE 2015

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

RELEVÂNCIA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS PARA A ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO COM LAJE CONVENCIONAL E COM LAJE COGUMELO.

CARLOS EDUARDO PEREIRA CARVALHO

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

**André Luiz Aquere Cerqueira e Souza, PhD (UnB).
(ORIENTADOR)**

**Alexandre Domingues Campos, M.Sc, (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**Paulo Chaves de Rezende Martins, Dr ECP (UnB).
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 29 de junho de 2015.

FICHA CATALOGRÁFICA

CARVALHO, CARLOS EDUARDO PEREIRA.

Estudo da relevância dos elementos estruturais para a estabilidade global de um edifício com laje convencional e com laje cogumelo. [Distrito Federal] 2014. xii, 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2014)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estruturas de concreto

2. Parâmetros, α e $P-\Delta$.

3. Esforços de 2ª ordem

4. Programa computacional

I. ENC/FT/UnB

II. Estabilidade global Segundo NBR 6118

1 Sumário

1-	Introdução.....	1
1.1	Motivação.....	1
1.2	Objetivos	1
2	Fundamentos teóricos.....	1
2.1	Materiais envolvidos	1
2.2	Esforços solicitantes	2
2.3	Esforços de 2º ordem.....	3
2.3.1	Não linearidade física	3
2.3.2	Não linearidade Geométrica.....	4
2.4	2ª ordem local	5
2.5	2ª ordem globais	5
2.6	Métodos de consideração dos efeitos de 2ª ordem globais.....	5
2.6.1	Parâmetro α	6
2.6.2	Coeficiente γ_z	7
2.6.3	Processo P- Δ	12
2.7	Considerações da NBR- 6118	12
2.7.1	Imperfeições geométricas	12
2.7.2	Consideração aproximada da não linearidade física.....	14
2.7.3	Parâmetro de instabilidade α	14
2.8	Consideração dos efeitos de 2ª ordem no Eberick.	14
3	Metodologia	18
3.1	Ferramentas	18
3.2	Etapas de Trabalho.....	20
3.2.1	Estrutura convencional.....	20
3.2.2	Laje cogumelo.....	24
4	Resultados	26
4.1	Estrutura convencional.....	26
4.1.1	Valores de γ_z para todas as configurações possíveis	26
4.1.2	Volume de concreto por elemento	26
4.1.3	Variações do γ_z pela variação dos parâmetros	27
4.1.4	Análises numéricas	32
4.1.5	Comparação entre alterações	34
4.2	Estrutura cogumelo	36

4.2.1	Valores de γ_z para todas as configurações possíveis	36
4.2.2	Volume de concreto por elemento	36
4.2.3	Variações do γ_z pela variação dos parâmetros	37
4.2.4	Análises numéricas	42
4.2.5	Comparação entre alterações	44
4.3	Comparação entre estruturas	46
4.4	Comparação entre acrescentar 5 MPa no fck ou 10 m ³ de concreto	47
5	Conclusões.....	48
5.1	Estrutura convencional.....	48
5.2	Estrutura com laje cogumelo.	49
5.3	Comparação entre estruturas	50

Lista de tabelas

Tabela 2.1- Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto.	7
Tabela 2.2- Deslocamentos horizontais e cargas para o eixo X	15
Tabela 2.3- Deslocamentos horizontais e cargas para o eixo Y	15
Tabela 2.4- Gama -z por combinação de carregamento	15
Tabela 2.5- Maior valor de Gama-Z para os dois eixos	16
Tabela 2.6- P-Delta para carregamento acidental.....	16
Tabela 2.7- P-Delta para carregamento do vento em X.	17
Tabela 2.8-P-Delta para carregamento do vento em Y.	17
Tabela 2.9- P-Delta pelo carregamento do desaprumo em X.....	17
Tabela 2.10 - P-Delta pelo carregamento do desaprumo em Y.....	18
Tabela 4.1 - Resultados de Gama-Z para a estrutura convencional	26
Tabela 4.2-Volume de concreto por elemento estrutural na estrutura convencional.	27
Tabela 4.3- Alteração do gama-z com acréscimo de 20 cm na secção dos pilares	32
Tabela 4.4-Alteração do gama-z com acréscimo de 20 cm na secção das vigas.....	33
Tabela 4.5- Alteração do gama-z com acréscimo de 10MPa no fck do concreto.	34
Tabela 4.6- Variação relativa com relação ao gama-z inicial para cada possível alteração	34
Tabela 4.7 - Resultados de Gama-Z para a estrutura com laje cogumelo.	36
Tabela 4.8 - Volume de concreto por elemento estrutural na estrutura com laje cogumelo.	36
Tabela 4.9- - Alteração do gama-z com acréscimo de 20 cm na secção dos pilares	42
Tabela 4.10- Alteração do gama-z com o acréscimo da espessura do NCR	43
Tabela 4.11- Alteração do gama-z com acréscimo de 10MPa no fck do concreto.	43
Tabela 4.12- Variação relativa com relação ao gama-z inicial para cada possível alteração	44
Tabela 4.13-Relação entre acrescentar 10m ³ de concreto no NCR e 5MPa de resistência no fck	47
Tabela 4.14-Relação entre acrescentar 10m ³ de concreto nas vigas e 5 MPa de resistencia no fck.....	48
Tabela 5.1- Relação entre a eficiencia dos parâmetros para a estrutura convencional.....	49
Tabela 5.2- Relação entre a eficiencia dos parâmetros para a estrutura com laje cogumelo.....	49

Lista de figuras

Figura 2.1- Pilar engastado na base com topo livre	4
Figura 2.2- Reações de apoio do pilar	4
Figura 2.3- Configuração inicial de equilíbrio.	4
Figura 2.4- Instabilidade local dos pilares centrais inferiores.....	5
Figura 2.5- Edificação sujeita a instabilidade global.	5
Figura 2.6- Gráfico momento VS numero de iterações	9
Figura 2.7- Configuração de equilíbrio por iterações.	12
Figura 2.8- Imperfeições geométricas globais.	12
Figura 2.9- Imperfeições geométricas locais.....	13
Figura 3.1- Planta da estrutura convencional	19
Figura 3.2- Planta em laje cogumelo.....	19
Figura 3.3- Modelagem da estrutura no Eberck	20
Figura 3.4- Mudança da seção dos pilares para toda prumada.....	21
Figura 3.5- Secções de pilares.....	21
Figura 3.6- Obtenção do Coeficiente gama- z e analise P-Delta.	21
Figura 3.7-Planilha para gerar gráfico.....	22
Figura 3.8- Modificação do fck da estrutura.....	22
Figura 3.9- Modificação da secção das vigas.....	23
Figura 3.10- Volume de concreto dos pilares vs Gama -Z para fck de 30 MPa	23
Figura 3.11- Deformações da laje cogumelo	24
Figura 3.12- Secções do núcleo central de rigidez.....	25

Lista de símbolos nomenclatura e abreviações (primeiro latim depois grego)

A_c – Área de concreto.

E_{ci} – Modulo de elasticidade ou modulo de deformação tangente inicial do concreto.

EI_{eq} – Rigidez equivalente da secção transversal.

e – Excentricidade.

f_{ck} – Resistência do concreto a compressão.

f_{cd} – Resistência de cálculo do concreto. Que para situações normais é de $f_{ck}/1,4$.

f_{ct} – Resistência à tração direta do concreto (NBR 6118 8.2.5).

F_f – Força fictícia.

F_V – Força vertical.

H_{tot} – Altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

i – Número do andar considerado.

I_c – Momento de inércia da secção bruta (não fissurada).

I_{II} – Momento de inércia da secção fissurada no estágio II.

l_e – Altura de cálculo do pilar.

M_{total} – Momento total.

M_l – Momento local.

M_{igl} – Momento de imperfeições geométricas locais.

M_{igg} – Momento de imperfeições geométricas globais.

M_{vento} – Momento decorrente do vento.

M_{2g} – Momento de segunda ordem global.

M_{2l} – Momento de segunda ordem local.

M_r – Momento de fissuração do elemento estrutural dado pela expressão: $M_r = \frac{\alpha f_{ct} l_c}{\gamma_t}$

M_{sg} – Momento devido às combinações quase permanentes.

M_α – Momento fletor na secção crítica do vão considerado.

n – Número andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

N_k – Somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura.

N_{rd} – Esforço normal resistente de cálculo.

N_{sd} – Esforço normal solicitante de cálculo.

N_{sg} – Normal devido às combinações quase permanentes.

P_{q1i} – Resultante vertical da ação acidental considerada principal no andar i .

P_{q2i} – Resultante vertical da ação acidental considerada secundaria no andar i .

P_{gi} – Resultante vertical da carga permanente no andar i .

P- Δ – Método de análise de esforços de 2ª ordem.

r – Raio de curvatura da deformação.

S_n – Somatório de progressão geométrica.

u – Deformação horizontal.

δ_{hi} – Deslocamento horizontal na direção considerada do andar i .

σ – Tensão

ε – Deformação.

ϕ – Coeficiente de fluência.

λ – Esbeltes.

γ_z – Gama –z Método aproximado de análise de estabilidade das estruturas.

γ_f – Coeficiente de majoração das cargas no estado limite último.

∞ – Infinito.

ψ_0 – Fator de redução para ELU para ações variáveis secundárias.

1- Introdução

1.1 Motivação

O concreto surgiu na França com Lambot em 1849 com uma aplicação em um barco com rede metálica. Em 1902 na Alemanha com Mörsch surgiu a primeira edição do livro de concreto armado com base em resultados de inúmeras experiências e desde então o concreto vem sendo amplamente utilizado e desenvolvido. Atualmente os edifícios estão mais altos e mais esbeltos, o concreto alcança facilmente altas resistências o que permite peças com menor área de seção. Com isso os edifícios estão em um processo de crescimento da sua flexibilidade. Quanto maior é a flexibilidade de uma estrutura mais relevantes são os efeitos gerados pela deformabilidade da estrutura. Por isso os esforços de 2ª ordem globais dos edifícios, gerados pela não linearidade geométrica, têm se tornado cada vez relevantes para a determinação da estabilidade global da estrutura. Neste trabalho pretendo estudar o quanto o acréscimo de resistência na seção dos pilares vigas e pela própria resistência do concreto podem influenciar no parâmetro de estabilidade γ_z da estrutura. Saber se modificar a seção das vigas vai ser tão relevante quanto modificar a seção dos pilares pode economizar tentativas que sejam insuficientes para deixar a estrutura aceitável no ponto de vista da estabilidade global e focar em medidas mais relevantes. Analisar a alteração da estabilidade global apenas com a mudança do f_{ck} pode ser mais um parâmetro para ajudar na escolha do tipo de concreto para um edifício. Comparar a relevância de cada elemento estrutural para reduzir os esforços de 2ª ordem para as estruturas convencionais (com laje, vigas e pilares) e estruturas com laje cogumelo (com pilares e núcleo central de rigidez) pode apresentar alguma diferença entre os dois modelos construtivos.

1.2 Objetivos

O objetivo a ser alcançado é determinar a influência de parâmetro de projeto nos esforços de 2ª ordem em edifícios tipo torre, projetados na região de Brasília e entorno, e classificá-los quanto à sua relevância de sua contribuição na redução dos efeitos de segunda ordem nos esforços gerados nos pilares. Os parâmetros de análise serão o f_{ck} do concreto, inércia dos pilares, rigidez de vigas e rigidez das caixas de elevador e escadas como núcleos centrais de rigidez do edifício

2 Fundamentos teóricos

Nos fundamentos teóricos são apresentados os princípios utilizados para se chegar ao resultado esperado. Por exemplo, a teoria dos materiais, dos comportamentos da estrutura, dos tipos de esforços e das não-linearidades.

2.1 Materiais envolvidos

Num pilar de concreto armado são envolvidos dois tipos de materiais, o concreto e o aço. O concreto utilizado em edificações tem módulo de elasticidade determinado pelos ensaios descritos pela NBR 8522/08, item 6: procedimentos de ensaio. Nesta norma é considerado o módulo de deformação tangente inicial, obtido aos 28 dias de idade. Quando não forem realizados ensaios pela norma NBR 6118/14, item 8.2.8, permite-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial utilizando as equações 2.1 e 2.2:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Para } f_{ck} \text{ entre 20 MPa e 50 Mpa} \quad (2.1)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \text{ Para } f_{ck} \text{ entre 55 MPa e 90 MPa} \quad (2.2)$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$ – Para basalto e diabásio

$\alpha_E = 1,0$ – Para granito e gnaisse

$\alpha_E = 0,9$ – Para calcário

$\alpha_E = 0,7$ – Para arenito

Onde:

E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal (MPa)

A resistência mínima pela NBR 6118/14 para o concreto é de f_{ck} igual a 20 MPa. Os concretos de alto desempenho podem chegar a resistências da ordem de f_{ck} 115 MPa. O f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto dada em MPa, (10^6 N/m²). Uma usina determina qual o traço do concreto para cada resistência fazendo ensaios de ruptura de vários corpos de prova. Esses ensaios determinam a resistência à tensão de compressão do concreto, utilizando a carga necessária para romper a secção do cilindro de corpo de prova. Pela norma NBR 6118/14, item 12.4.1, “ coeficiente de ponderação das resistências no estado-limite ultimo” para situações normais de cálculo o valor de f_{ck} do concreto é minorado por 1,4 para se obter o valor de f_{cd} , valor final de cálculo para a resistência do material.

O aço é um material dúctil, tem resistência à tração da mesma ordem de grandeza da resistência à compressão, produzido industrialmente. Para o concreto armado geralmente o aço utilizado é o tipo CA-50 cuja resistência é de f_{ck} 500 MPa ou 500×10^6 N/m² e o modulo de elasticidade entre 200.000 MPa e 210.000 MPa.

2.2 Esforços solicitantes

Em uma estrutura podem existir os esforços de momento fletor, forças axiais, esforços cortantes e torçores. Para os pilares de um edifício principalmente é considerada a flexão composta oblíqua, com carregamento axial e momento fletor em duas direções. Os esforços de 2ª ordem são aqueles gerados pela deformabilidade da estrutura. Existem diferentes tipos de origem para os momentos de 1ª ordem e de 2ª ordem. Pela NBR 6118/14 itens 11 e 15, capítulos respectivamente de ações e instabilidade e efeitos de 2ª ordem, os esforços de momento a serem considerados e a comparação com o momento mínimo são dados pela equação 2.3:

$$M_{total} = M_{igl} + \{ [M_l + (M_{igg} \text{ ou } M_{vento})] \text{ ou } M_{min} \} + M_{2g} + M_{2l} \quad (2.3)$$

M_{total} – Momento total.

M_l – Momento local.

M_{igl} – Momento de imperfeições geométricas locais.

M_{igg} – Momento de imperfeições geométricas globais.

M_{vento} – Momento decorrente do vento.

M_{2g} – Momento de segunda ordem global.

M_{2l} – Momento de segunda ordem local.

M_{min} – Momento mínimo = $N_d \cdot e$

Em que o M_{igg} deve ser comparado com o M_{vento} e utilizar o maior valor e ignorar o outro.

Momento mínimo – existe um valor que deve ser comparado com o $M_l + [M_{igg} \text{ ou } M_{vento}]$ deve se usar o maior deles no calculo de M_{total} . O momento mínimo é dado pela equação 2.4 e equação 2.5:

$$M_{min} = N_d \cdot e \quad (2.4)$$

Em que:

$$e_{min}(m) = 0,015 + 0,03 h(m) \quad (2.5)$$

Em que h é a dimensão perpendicular ao eixo do momento em que gere o valor mais crítico.

2.3 Esforços de 2º ordem

Nas estruturas de concreto armado, o estado limite último de instabilidade é atingido sempre que ao crescer a intensidade do carregamento e, portando, das deformações, o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da sollicitação. Os efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada. Segundo a NBR6118/14 os esforços de 2ª ordem podem ser desprezados sempre que não representem acréscimo superior a 10% nas reações e nas sollicitações relevantes na estrutura. Para determinar os efeitos de 2ª ordem deve ser considerado o comportamento não linear da estrutura. As não linearidades podem ser de duas maneiras, não linearidade física e não linearidade geométrica.

2.3.1 Não linearidade física

A não linearidade física é aquela em que a não proporcionalidade entre causa e efeito decorre dos materiais da estrutura. O momento de inércia de uma peça após a fissuração ou o modulo de elasticidade, um diagrama de σ (tensão) X ε (deformação) não linear, são exemplos em que com um acréscimo de esforço a capacidade resistente pode mudar de maneira não proporcional. Segundo a NBR-6118/14 item 17.3.2.1 Para considerar uma rigidez equivalente após a fissuração de uma viga é possível utilizar a equação 2.6:

$$EI_{eq} \leq E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_\alpha} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_\alpha} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \quad (2.6)$$

EI_{eq} – Rigidez equivalente da secção transversal, dada pela formula de Branson, utilizada por diversas normas internacionais, que faz um balanço dos trechos no estágio I (peça não fissurada) e no estágio II (peça fissurada em regime global elástico).

E_{ci} – Modulo de elasticidade ou modulo de deformação tangente inicial do concreto.

E_{cs} – Modulo de elasticidade secante do concreto dado pela expressão: $E_{cs} = 4.760 f_{ck}^{1/2}$ MPa.

M_r – Momento de fissuração do elemento estrutural dado pela expressão: $M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t}$

M_α – Momento fletor na secção crítica do vão considerado.

I_c – Momento de inércia da secção bruta (não fissurada).

I_{II} – Momento de inércia da secção fissurada no estágio II.

Em que

$\alpha = 1,2$ em secções T ou duplo T e $\alpha = 1,5$ em secções retangulares.

y_t = Distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

f_{ct} = Resistência à tração direta do concreto considerada no 28º dia. (NBR 6118 8.2.5).

2.3.2 Não linearidade Geométrica

O outro tipo de não linearidade é a geométrica. Esta decorre da consideração deformada da estrutura na determinação dos esforços. A capacidade resistente da estrutura muda de maneira não proporcional ao acréscimo de esforço. Por exemplo, o pilar mostrado na figura 2.1 com a extremidade inferior engastada e a superior livre com esforços horizontal e vertical na extremidade superior. Exemplo retirado da dissertação do Zumaeta (2011).

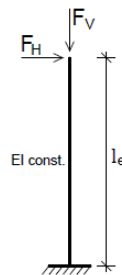


Figura 2.1- Pilar engastado na base com topo livre

Em sua configuração de equilíbrio surgem as reações no engaste como mostra a figura 2.2.

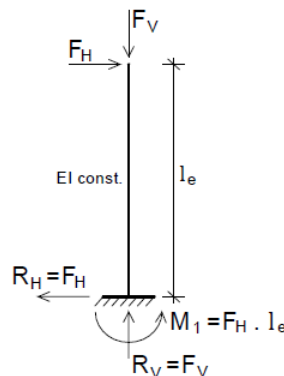


Figura 2.2- Reações de apoio do pilar

O deslocamento “u”, como mostra a figura 2.3, gerado pela força horizontal irá gerar um acréscimo de momento da configuração inicial $\Delta M = F_V \cdot u$ que será equilibrado por um aumento da reação de 1ª ordem da base. A nova reação denominada M_2 irá compor o momento de 1ª ordem e o acréscimo de 2ª ordem.

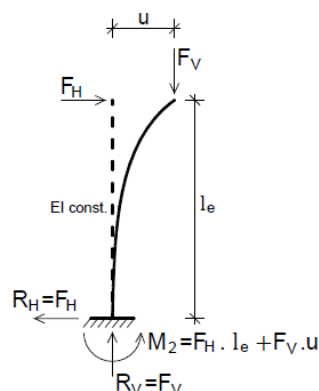


Figura 2.3- Configuração inicial de equilíbrio.

O cálculo dos deslocamentos é feito por métodos iterativos que fazem o processo até que a mudança de forma seja tão pequena que esteja dentro de uma tolerância fixada. Por exemplo, variações de no máximo 0,01% de uma iteração para outra. Cálculo geralmente feito por programas computacionais.

2.4 2ª ordem local

Os esforços de 2ª ordem locais são aqueles gerados em uma região específica de uma estrutura. Como por exemplo um lance de pilares os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo do próprio pilar. A figura 2.4 mostra um caso em que os esforços de 2ª ordem locais podem causar uma instabilidade local dos pilares centrais inferiores.

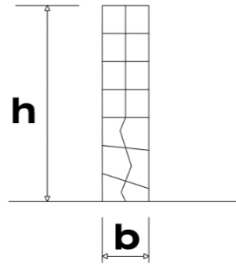


Figura 2.4- Instabilidade local dos pilares centrais inferiores

2.5 2ª ordem globais

Sob ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de 2ª ordem decorrentes desse deslocamento são chamados efeitos globais de 2ª ordem. Por exemplo, o edifício da figura 2.5 está em sua configuração deformada gerada pelos esforços globais de 2ª ordem.

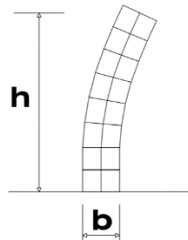


Figura 2.5- Edificação sujeita a instabilidade global.

A NBR 6118/14 item 15.5 permite a utilização de dois processos para verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem, eles são o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z . As estruturas são consideradas, para efeito de cálculo, de nós fixos quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem, sem os efeitos de 2ª ordem globais.

As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de segunda ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços locais e localizados como os esforços de 2ª ordem globais.

2.6 Métodos de consideração dos efeitos de 2ª ordem globais

Os métodos mais utilizados para a consideração dos esforços de 2ª ordem são o parâmetro α , o coeficiente γ_z e a análise P- Δ . O parâmetro α é o mais simples e determina apenas se os esforços de 2ª ordem globais podem ser desprezados. O Coeficiente γ_z determina qual a relação entre os esforços de 1ª ordem e os de 2ª ordem aproximadamente, então, determina se eles podem ser desprezados (se γ_z for menor que 1,10) e o valor dos esforços

finais aproximados multiplicando o valor do γ_z pelos esforços de 1ª ordem. A análise P- Δ é um método iterativo que consiste em modificar a matriz de rigidez e considerar os novos esforços gerados pela deformabilidade da estrutura a cada iteração. Esta análise determina mais precisamente os esforços finais de uma estrutura.

2.6.1 Parâmetro α

O parâmetro α determina apenas se a estrutura pode ser considerada de nós fixos ou nós moveis. Ele não determina a dimensão dos esforços de segunda ordem em relação aos esforços de 1ª ordem, como faz o parâmetro γ_z e o P- Δ . Uma estrutura reticulada pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor de α_1 conforme a equação 2.7:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} < \alpha_1 \quad (2.7)$$

Onde:

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

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

Onde:

n - Número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} - Altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

N_k - 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 pórticos, 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 equivalente de secção constante.

O valor de I_c deve ser calculado considerando a secção bruta dos pilares.

A rigidez do pilar equivalente deve ser determinada da seguinte forma:

- Calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada.
- Calcular a rigidez de um pilar equivalente de secção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

O módulo de elasticidade (E_{ci}) deve ser obtido segundo o método de ensaio estabelecido na NBR 8522 sendo considerado nesta norma o módulo de deformação tangente inicial, obtido aos 28 dias de idade. Quando não forem realizados ensaios pode-se segundo a norma NBR 6118/03 estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando a equação 2.8 e 2.9:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.8)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (2.9)$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$ para Basalto e diabásico.

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse.

$\alpha_E = 0,9$ para calcário

$\alpha_E = 0,7$ para Arenito

Onde

E_{ci} e f_{ck} é dado em MPa

O módulo de deformação secante pode ser obtido segundo o método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522 ou estimado pela equação 2.10 e 2.11. A tabela 2.1 apresenta valores estimados arredondados que podem ser usados no projeto estrutural considerando o granito como agregado graúdo.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (2.10)$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2.11)$$

Tabela 2.1- Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto.

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

A deformação elástica do concreto depende da composição do traço do concreto, especialmente da natureza dos agregados. Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal pode ser adotado módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de deformação secante E_{cs} .

2.6.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z é um parâmetro de avaliação da estabilidade global da estrutura que estima de maneira aproximada os esforços de segunda ordem globais. Válido apenas para estruturas reticuladas de, no mínimo, quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento,

adotando-se os valores de rigidez adotados na consideração da não-linearidade física aproximada e segundo a equação 2.12:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M1_{tot,d}}} \quad (2.12)$$

O Parâmetro γ_z foi criado por Franco e Vasconcelos (1991). Eles estabeleceram um limite para as estruturas de 1,2. Carmo (1995) após análise em seu trabalho concluiu que é possível avançar e chegar até $\gamma_z = 1,3$. Pinto (1997) concluiu que valores acima de 1,2 devem ser evitados e chegou a essa conclusão comparando os valores de γ_z aos obtidos com um método que considera a não-linearidade geométrica de maneira mais refinada através de alterações incrementais na matriz de rigidez. Ele verificou:

$1,15 < \gamma_z < 1,2$ aparecem diferenças de 3% contra a segurança

$\gamma_z > 1,2$ as diferenças tendem a aumentar para 5%

$\gamma_z > 1,3$ chegam a até 7% contra a segurança.

Pinto, Correa e Ramalho (2005) chegaram à conclusão que o limite de γ_z pode ser de até 1,25. Valores inferiores a um ou mesmo negativos são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável. A norma NBR 6118/2014 permite valores de γ_z até 1,3. Carmo (1995) concluiu que majorar os esforços horizontais de 1ª ordem somente por γ_z é satisfatório como já havia sido mostrado por Franco e Vasconcelos (1991). Pinto (1997) concluiu que a majoração por γ_z gera resultados satisfatórios até o limite de $\gamma_z < 1,2$. Lima (2001) concluiu que a majoração por $0,95 \gamma_z$ é insuficiente principalmente nos pavimentos inferiores pois as variações dos efeitos de segunda ordem variam bastante ao longo da altura e, portanto, ele sugeriu a majoração dos esforços por γ_z . Pinto Corrêa e Ramalho (2005) obtiveram apenas um novo limite para $\gamma_z < 1,25$ com a majoração por γ_z também considerada satisfatória. Para a NBR 6118/2014 a análise dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação final dos esforços (1ª ordem e 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerado por $0,95 \cdot \gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z < 1,3$. Então se pode correlacionar à parte decimal do γ_z de maneira aproximada com a magnitude dos efeitos de 2ª ordem com relação ao de 1ª ordem. Por exemplo:

$\gamma_z = 1,05$ – Efeitos de 2ª ordem em torno de 5 % do de 1ª ordem.

$\gamma_z = 1,15$ – Efeitos de 2ª ordem em torno de 15 % do de 1ª ordem.

2.6.2.1 Demonstração da formula do γ_z

A partir da análise de equilíbrio de 1ª ordem surge um novo momento pela deformação da estrutura. Fazer novas análises de equilíbrio gera novos momentos de 2ª ordem a cada interação. As variações dos momentos são gradativamente menores e somadas tendem a um valor final M de momento conforme equação 2.13. A figura 2.6 mostra como os momentos aumentam a cada interação.

$$M = M_1 + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_n \quad (2.13)$$

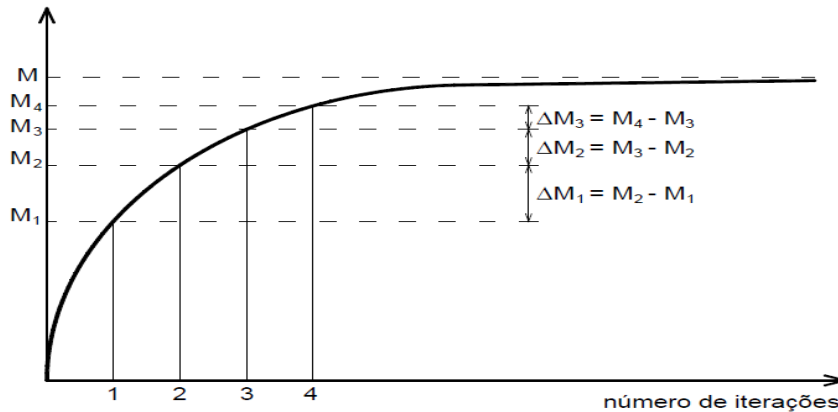


Figura 2.6- Gráfico momento VS número de iterações

Segundo CEB (1978) os acréscimos de momento a cada interação seguem uma razão constante com a iteração anterior de valor menor que 1 como mostra a equação 2.14.

$$r = \frac{\Delta M_1}{M_1} = \frac{\Delta M_2}{\Delta M_1} = \frac{\Delta M_3}{\Delta M_2} = \dots = \frac{\Delta M_n}{\Delta M_{n-1}} < 1 \quad (2.14)$$

Ou seja:

$$\Delta M_1 = M_1 \cdot r \quad (2.15)$$

$$\Delta M_2 = \Delta M_1 \cdot r = M_1 \cdot r^2 \quad (2.16)$$

$$\Delta M_3 = \Delta M_2 \cdot r = M_1 \cdot r^3 \quad (2.17)$$

$$\dots$$

$$\Delta M_n = \Delta M_{n-1} \cdot r = M_1 \cdot r^n \quad (2.18)$$

Substituindo as equações 2.15 a 2.18:

$$M = M_1 + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_n \quad (2.19)$$

$$M = M_1 + M_1 \cdot r + M_1 \cdot r^2 + M_1 \cdot r^3 + \dots + M_1 \cdot r^n \quad (2.20)$$

$$M = M_1(1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^n) \quad (2.21)$$

Percebe-se que a parcela dentro dos parêntesis da equação 2.21 é uma progressão geométrica de razão r . A formula de soma de PG é dada pela equação 2.22:

$$S_n = \frac{a_1 \cdot (q^n - 1)}{(q - 1)} \quad (2.22)$$

Como não existem valores de q maiores que 1, pois uma iteração não poderia ter um valor maior que a anterior, $-1 < q < 1$, n tendendo ao ∞ para representar o máximo de iterações possíveis até o valor convergir obtém a equação 2.23:

$$S_{n\infty} = \frac{a_1}{1 - q} \quad (2.23)$$

Portanto chaga-se ao valor de momento com infinitas iterações igual ao da equação 2.24:

$$M = M_1 \left(\frac{1}{1 - r} \right) \quad (2.24)$$

Como o valor da relação r é o mesmo para a primeira e para a enésima iteração, utiliza-se a primeira em que $r = \Delta M_1 / M_1$ e os valores de calculo são $r = \Delta M_{1,d} / M_{1,d}$. Obtém-se a equação 2.25.

$$M = M_1 \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,d}}{M_{1,d}}} \right) \quad (2.25)$$

A parcela que majora o momento M_1 para se alcançar o momento final foi denominada por Franco e Vasconcelos (1991) de γ_z como mostra a equação 2.26.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,d}}{M_{1,d}}} \quad (2.26)$$

Em casos de edifícios onde se tem vários pontos de aplicação de carregamentos se utiliza a generalização da equação 2.27 retirada do item 15.5.3 da NBR 6118/2014.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2.27)$$

Onde:

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

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

Para o cálculo de momento de tombamento e momento de segunda ordem, devem ser empregados os esforços no estado limite último. Assim se tem a equação 2.28:

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f P_{q1i} + \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot P_{q2i}) \cdot \delta_{hi} \quad (2.28)$$

Sendo:

i – Número do andar considerado.

n – Número do total de andares do edifício.

P_{gi} – Resultante vertical da carga permanente no andar i .

γ_f – Coeficiente de majoração das cargas no estado limite último.

ψ_0 – Fator de redução para ELU para ações variáveis secundárias.

P_{q1i} – Resultante vertical da ação acidental considerada principal no andar i .

P_{q2i} – Resultante vertical da ação acidental considerada secundária no andar i .

δ_{hi} - Deslocamento horizontal na direção considerada do andar i .

Os valores de δ_{hi} são determinados com os valores de cálculo das ações horizontais do vento (consideradas como secundárias), ou seja, $\delta_{hi} = \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot \delta_{hki}$ resultando para a expressão anterior a equação 2.29:

$$\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} = \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f P_{q1i}) \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot \delta_{hki}}{\sum_{i=1}^n H_{vi} \cdot h_i \cdot \psi_0 \cdot \gamma_f} \quad (2.29)$$

Em que H_i é a ação do vento resultante no andar i , e h_i a distância do andar i até a base do prédio no seu ponto de engastamento.

$$\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} = \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f P_{q1i}) \cdot \delta_{hki}}{\sum_{i=1}^n H_{vi} \cdot h_i} \quad (2.30)$$

2.6.3 Processo P-Δ

O processo P-Δ é um método iterativo de análise da não linearidade geométrica e dos efeitos de 2ª ordem na estrutura. Desenvolvido para materiais homogêneos, o processo consiste em considerar um acréscimo de carga lateral fictícia para o equilíbrio das reações geradas no apoio após as iterações. Ele é um método mais preciso para se obter os esforços finais de 2ª ordem, pois ele faz iterações até a diferença entre uma iteração e outra seja tão pequena quanto o aceitável. A figura 2.7 mostra um exemplo de deslocamentos para cada iteração em uma análise P-Δ. A imagem foi retirada de LIMA (2001)

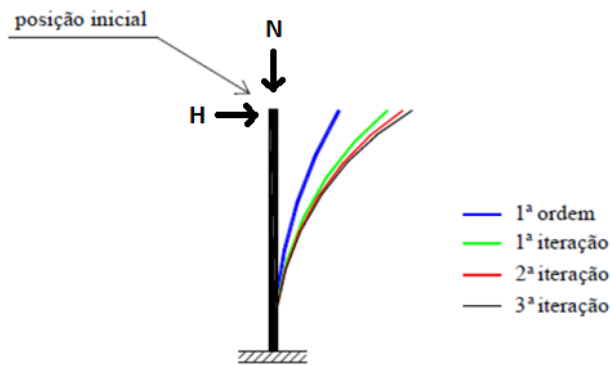


Figura 2.7- Configuração de equilíbrio por iterações.

2.7 Considerações da NBR- 6118

A NBR 6118/14 faz algumas considerações que devem ser seguidas para analisar a estrutura. Ele exige a análise da relevância de imperfeições geométricas globais e imperfeições geométricas locais. Ele permite uma maneira simplificada de considerar as não linearidades físicas para cada elemento da estrutura e explica quais são os limites para cada estrutura para a consideração do parâmetro α .

2.7.1 Imperfeições geométricas

Na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas dos eixos dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais.

2.7.1.1 Imperfeições globais

Na análise global dessas estruturas, sejam elas contra ventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais conforme mostra a figura 2.8 retirada da norma NBR6118/2014 item 11.3.3.4.1 sobre imperfeições geométricas globais.

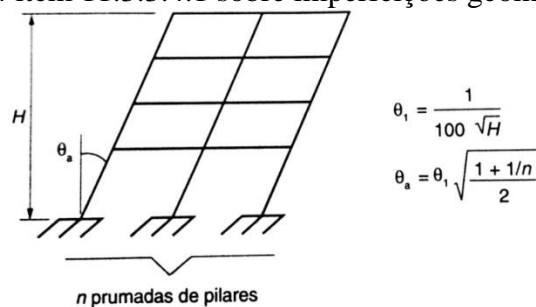


Figura 2.8- Imperfeições geométricas globais.

Onde

$$\theta_{1min} = \frac{1}{300} \text{ para estruturas reticuladas e imperfeições locais}$$

$$\theta_{1máx} = \frac{1}{200}$$

H é a altura total da edificação, expressa em metros (m).

n é o número de prumadas de pilares no pórtico plano.

Para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo considerar $\theta_a = \theta_1$.

Para pilares em balanço deve-se adotar $\theta_1 = \frac{1}{200}$

A consideração das ações do vento e desaprumo deve ser realizada de acordo com as seguintes possibilidades:

-Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.

-Quando a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de θ_{1min} , conforme definido acima.

-Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do θ_{1min} . Nesta combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

A comparação pode ser feita com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento com desaprumo calculado com θ_a , sem consideração do θ_{1min} .

2.7.1.2 Imperfeições locais

No caso de elementos que ligam pilares contra ventados a pilares de contraventamento, usualmente vigas e lajes, deve ser considerada a tração decorrente do desaprumo do pilar contraventado como mostra a figura 2.9 a. No caso do dimensionamento ou verificação de um lance de pilar, deve ser considerado o efeito do desaprumo ou falta de retilidade do eixo do pilar como mostra a figura abaixo 2.9.b e 2.9.c respectivamente. As figuras foram retiradas da NBR 6118/14 item 11.3.3.4.2 imperfeições geométricas locais.

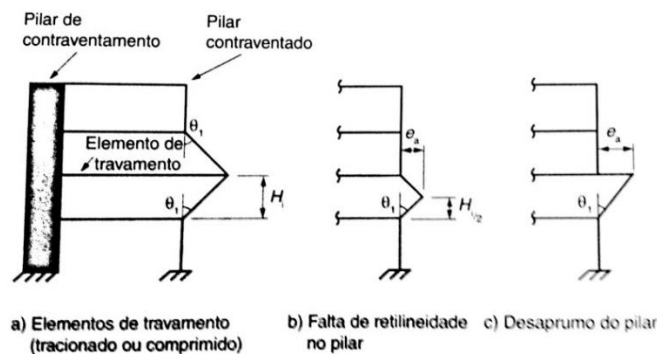


Figura 2.9- Imperfeições geométricas locais

Admite-se que, nos casos usuais de estruturas reticuladas, a consideração apenas da falta de retilidade ao longo do lance de pilar seja suficiente. O efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído, em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem dado pela equação 2.31:

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03 h)$$

(2.31)

Onde:

h é a altura total da secção transversal na direção considerada, expressa em metros (m).

2.7.2 Consideração aproximada da não linearidade física

A norma NBR 6118/14 no tópico 15.7.3 permite para a análise dos esforços globais de 2ª ordem em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares que a não linearidade física pode ser considerada de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os seguintes valores (Os valores de rigidez adotados neste caso são aproximados e não podem ser utilizados para avaliar esforços locais de 2ª ordem, mesmo com uma discretização maior da modelagem.):

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

Onde

I_c é o momento de inércia da secção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesmas colaborantes.

2.7.3 Parâmetro de instabilidade α

Conforme mais detalhado no item 2.6.1, uma estrutura reticulada pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor de α_1 conforme a equação 2.32:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} < \alpha_1 \quad (2.32)$$

Onde:

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

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

A NBR 6118 afirma que o valor limite $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios.

Para associações de pilares-parede e pórticos associados a pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento construído exclusivamente por pilares-parede adotar $\alpha_1 = 0,7$. Quando só houver pórticos adotar $\alpha_1 = 0,5$.

2.8 Consideração dos efeitos de 2ª ordem no Eberick.

A análise da estabilidade global pelo programa Eberick é feita apenas pelo parâmetro γ_z até o valor de $\gamma_z = 1,10$, que considera a estrutura como de nós indeslocáveis. Acima deste valor o programa utiliza além do γ_z o método iterativo mais preciso do P- Δ . Para determinar o γ_z o programa calcula para todas as combinações de carga, todos os deslocamentos dos pavimentos e o carregamento de cada pavimento para os dois eixos possíveis, X e Y, conforme as tabelas 2.2 e 2.3.

Tabela 2.2- Deslocamentos horizontais e cargas para o eixo X

Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
12	3640	769.40	3.17	6.49	3.28	0.41
11	3360	769.40	6.27	12.83	3.05	0.38
10	3080	769.40	6.16	12.62	2.80	0.34
9	2800	769.40	6.05	12.38	2.55	0.31
8	2520	769.40	5.92	12.13	2.27	0.27
7	2240	769.40	5.78	11.84	1.99	0.24
6	1960	769.40	5.62	11.51	1.70	0.20
5	1680	769.40	5.44	11.14	1.40	0.16
4	1400	769.40	5.22	10.68	1.10	0.13
3	1120	769.40	4.93	10.10	0.80	0.09
2	840	769.40	4.53	9.27	0.53	0.06
1 pav	560	769.40	3.62	7.42	0.28	0.03
Térreo	280	703.88	0.11	0.22	0.07	0.01

Tabela 2.3- Deslocamentos horizontais e cargas para o eixo Y

Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
12	3640	769.40	3.17	6.49	0.56	3.83
11	3360	769.40	6.27	12.83	0.52	3.48
10	3080	769.40	6.16	12.62	0.49	3.13
9	2800	769.40	6.05	12.38	0.45	2.77
8	2520	769.40	5.92	12.13	0.40	2.42
7	2240	769.40	5.78	11.84	0.36	2.07
6	1960	769.40	5.62	11.51	0.31	1.72
5	1680	769.40	5.44	11.14	0.26	1.39
4	1400	769.40	5.22	10.68	0.21	1.07
3	1120	769.40	4.93	10.10	0.15	0.78
2	840	769.40	4.53	9.27	0.10	0.51
1 pav	560	769.40	3.62	7.42	0.06	0.29
Térreo	280	703.88	0.11	0.22	0.01	0.10

A partir dos deslocamentos o Eberick calcula para todas as combinações de carga o valor do momento de tombamento de cálculo e o momento de 2ª ordem apenas da primeira iteração também para as duas direções possíveis, X e Y, conforme tabela 2.4.

Tabela 2.4- Gama -z por combinação de carregamento

Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2ª ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
	1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V1	2254.30	4615.28	257.60	25.60	1.13
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V2	2254.30	4615.28	257.60	25.60	1.13	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V3	2254.30	4615.28	42.11	276.85	1.02	1.06
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V4	2254.30	4615.28	42.11	276.85	1.02	1.06
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1	1352.58	2769.17	167.81	20.32	1.14	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2	1352.58	2769.17	167.81	20.32	1.14	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3	1352.58	2769.17	29.78	181.25	1.02	1.07
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4	1352.58	2769.17	29.78	181.25	1.02	1.07
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1	2254.30	4615.28	216.35	20.52	1.11	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2	2254.30	4615.28	216.35	20.52	1.11	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3	2254.30	4615.28	34.83	232.16	1.02	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4	2254.30	4615.28	34.83	232.16	1.02	1.05
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V1	2254.30	4615.28	205.13	19.22	1.10	1.00

Gama-Z por Combinação						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V2	2254.30	4615.28	204.99	19.21	1.10	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V3	2254.30	4615.28	32.72	220.06	1.01	1.05
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V4	2254.30	4615.28	32.72	220.06	1.01	1.05
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V1	1352.58	2769.17	135.26	15.14	1.11	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V2	1352.58	2769.17	135.26	15.14	1.11	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V3	1352.58	2769.17	23.16	145.83	1.02	1.06
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V4	1352.58	2769.17	23.16	145.83	1.02	1.06
G1+G2+S+1.4V1	2254.30	4615.28	164.88	14.70	1.08	1.00
G1+G2+S+1.4V2	2254.30	4615.28	164.14	14.63	1.08	1.00
G1+G2+S+1.4V3	2254.30	4615.28	25.78	175.87	1.01	1.04
G1+G2+S+1.4V4	2254.30	4615.28	25.78	175.87	1.01	1.04

Os valores obtidos são utilizados na fórmula do γ_z mostrada na equação 2.33 para determinar o maior valor de cada eixo. Os dois valores são considerados os valores de γ_z da estrutura

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2.33)$$

Tabela 2.5- Maior valor de Gama-Z para os dois eixos

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	1352.58	2769.17
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	167.81	181.25
Gama-Z	1.14	1.07

Valor limite: 1.10

Como um dos valores foi superior a 1.10 o programa executa a análise mais detalhada dos deslocamentos e dos esforços pelo método iterativo do P- Δ . Para isso ele considera os esforços acidentais, do vento e do desaprumo para as duas direções. Conforme tabelas 2.6 a 2.10.

Tabela 2.6- P-Delta para carregamento acidental

Caso 4 Acidental								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
12	-0.02	0.03	-0.03	0.03	0.00	0.00	-0.01	0.01
11	-0.02	0.03	-0.02	0.03	0.00	0.00	-0.01	0.01
10	-0.02	0.02	-0.02	0.03	0.00	0.00	-0.01	0.01
9	-0.01	0.02	-0.02	0.02	0.00	0.00	-0.01	0.01
8	-0.01	0.02	-0.02	0.02	0.00	0.00	-0.01	0.01
7	-0.01	0.01	-0.01	0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00
6	-0.01	0.01	-0.01	0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00
5	-0.01	0.01	-0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.01	-0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01
1 pav	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01
Térreo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.05

Varição no deslocamento do topo da edificação: 10.96%

Tabela 2.7- P-Delta para carregamento do vento em X.

Caso 6 Vento X+								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
12	3.73	0.24	4.54	0.39	3.77	0.00	4.63	0.06
11	3.47	0.23	4.22	0.37	7.46	0.00	8.39	0.07
10	3.20	0.21	3.89	0.35	7.34	0.00	8.39	0.09
9	2.91	0.20	3.55	0.32	7.20	0.00	8.39	0.11
8	2.60	0.18	3.18	0.30	7.05	0.00	8.35	0.14
7	2.28	0.17	2.79	0.27	6.89	0.00	8.25	0.16
6	1.95	0.15	2.39	0.24	6.70	0.00	8.06	0.17
5	1.61	0.12	1.97	0.20	6.48	0.00	7.74	0.17
4	1.27	0.10	1.55	0.16	6.21	0.00	7.25	0.16
3	0.93	0.08	1.14	0.12	5.87	0.00	6.50	0.13
2	0.61	0.05	0.74	0.08	5.39	0.00	5.34	0.07
1 pav	0.32	0.03	0.39	0.04	4.31	0.00	3.25	-0.01
Térreo	0.08	0.01	0.10	0.01	0.13	0.00	2.97	0.04

Varição no deslocamento do topo da edificação: 21.79%

Tabela 2.8-P-Delta para carregamento do vento em Y.

Caso 8 Vento Y+								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
12	0.49	4.31	0.80	4.70	0.00	7.73	0.14	8.82
11	0.46	3.92	0.76	4.27	0.00	15.28	0.16	16.38
10	0.44	3.53	0.72	3.85	0.00	15.02	0.20	16.14
9	0.41	3.13	0.67	3.42	0.00	14.74	0.25	15.86
8	0.38	2.74	0.61	2.99	0.00	14.44	0.31	15.53
7	0.34	2.35	0.55	2.57	0.00	14.10	0.35	15.12
6	0.30	1.96	0.48	2.15	0.00	13.71	0.39	14.61
5	0.25	1.58	0.41	1.74	0.00	13.26	0.40	13.97
4	0.21	1.23	0.33	1.34	0.00	12.71	0.37	13.16
3	0.16	0.89	0.25	0.98	0.00	12.02	0.30	12.09
2	0.11	0.59	0.17	0.65	0.00	11.04	0.17	10.62
1 pav	0.06	0.33	0.09	0.36	0.00	8.83	-0.04	7.81
Térreo	0.01	0.12	0.02	0.13	0.00	0.26	0.01	8.27

Varição no deslocamento do topo da edificação: 9.86%

Tabela 2.9- P-Delta pelo carregamento do desaprumo em X.

Caso 10 Desaprumo X+								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
12	0.85	0.07	1.04	0.11	1.39	0.00	1.59	0.02
11	0.79	0.06	0.97	0.10	1.39	0.00	1.60	0.02
10	0.72	0.06	0.89	0.09	1.39	0.00	1.63	0.02
9	0.66	0.06	0.81	0.09	1.39	0.00	1.66	0.03
8	0.59	0.05	0.73	0.08	1.39	0.00	1.68	0.04
7	0.52	0.05	0.64	0.07	1.39	0.00	1.70	0.04
6	0.44	0.04	0.55	0.06	1.39	0.00	1.70	0.05
5	0.37	0.03	0.45	0.05	1.39	0.00	1.68	0.05
4	0.29	0.03	0.36	0.04	1.39	0.00	1.64	0.04
3	0.21	0.02	0.26	0.03	1.39	0.00	1.55	0.04
2	0.14	0.01	0.17	0.02	1.39	0.00	1.40	0.02
1 pav	0.07	0.01	0.09	0.01	1.39	0.00	1.16	0.00
Térreo	0.02	0.00	0.02	0.00	1.27	0.00	1.93	0.01

Varição no deslocamento do topo da edificação: 23.08%

Tabela 2.10 - P-Delta pelo carregamento do desaprumo em Y.

Caso 12 Desaprumo Y+								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
12	0.04	0.35	0.07	0.38	0.00	1.04	0.01	1.13
11	0.04	0.31	0.07	0.34	0.00	1.04	0.01	1.13
10	0.04	0.28	0.06	0.31	0.00	1.04	0.02	1.13
9	0.04	0.25	0.06	0.27	0.00	1.04	0.02	1.13
8	0.03	0.22	0.05	0.24	0.00	1.04	0.03	1.13
7	0.03	0.19	0.05	0.21	0.00	1.04	0.03	1.12
6	0.03	0.16	0.04	0.17	0.00	1.04	0.03	1.11
5	0.02	0.13	0.04	0.14	0.00	1.04	0.03	1.10
4	0.02	0.10	0.03	0.11	0.00	1.04	0.03	1.08
3	0.01	0.07	0.02	0.08	0.00	1.04	0.03	1.05
2	0.01	0.05	0.01	0.05	0.00	1.04	0.02	1.01
1 pav	0.01	0.03	0.01	0.03	0.00	1.04	0.00	0.96
Térreo	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.95	0.00	1.59

Variação no deslocamento do topo da edificação: 10.21%

Com a análise P-Delta o Eberick chega aos resultados mais precisos dos deslocamentos no topo da estrutura para o exemplo acima:

- Acidental: 0.04 »» 0.04 (+10.96%)
- Vento X+: 3.74 »» 4.55 (+21.79%)
- Vento Y+: 4.34 »» 4.77 (+9.86%)
- Desaprumo X+: 0.85 »» 1.04 (+23.08%)
- Desaprumo Y+: 0.35 »» 0.38 (+10.21%)

3 Metodologia

Na metodologia será determinado como fazer para alcançar o objetivo. Quais ferramentas serão utilizadas e como serão manipuladas para chegar ao resultado final. Neste caso serão analisadas duas estruturas tipo torre com o mesmo carregamento de sobrecarga que são usuais em edifícios residenciais em Brasília. Uma será com laje cogumelo e núcleo central de rigidez e a outra com vigas e sem núcleo central de rigidez. Ambas serão processadas no programa Eberick para se obter em diversas configurações o parâmetro de estabilidade γ_z . A análise de dimensionamento não será realizada mas serão consideradas seções compatíveis com o tipo de edifício. Os parâmetros analisados serão secção de pilares, de vigas, secção do núcleo central de rigidez e f_{ck} do concreto. A análise levará a qual parâmetro é mais relevante para a estabilidade global da estrutura.

3.1 Ferramentas

Para chegar ao objetivo serão utilizados:

- Planta do prédio em estrutura convencional de pilares vigas e laje conforme figura 3.1 que foi retirada de um exemplo dos slides de aula do professor Alexandre Domingues Campos (2013). E planta da mesma estrutura concebida com laje cogumelo conforme figura 3.2. Esta foi derivada da planta da figura 3.1. Todas com o mesmo carregamento.

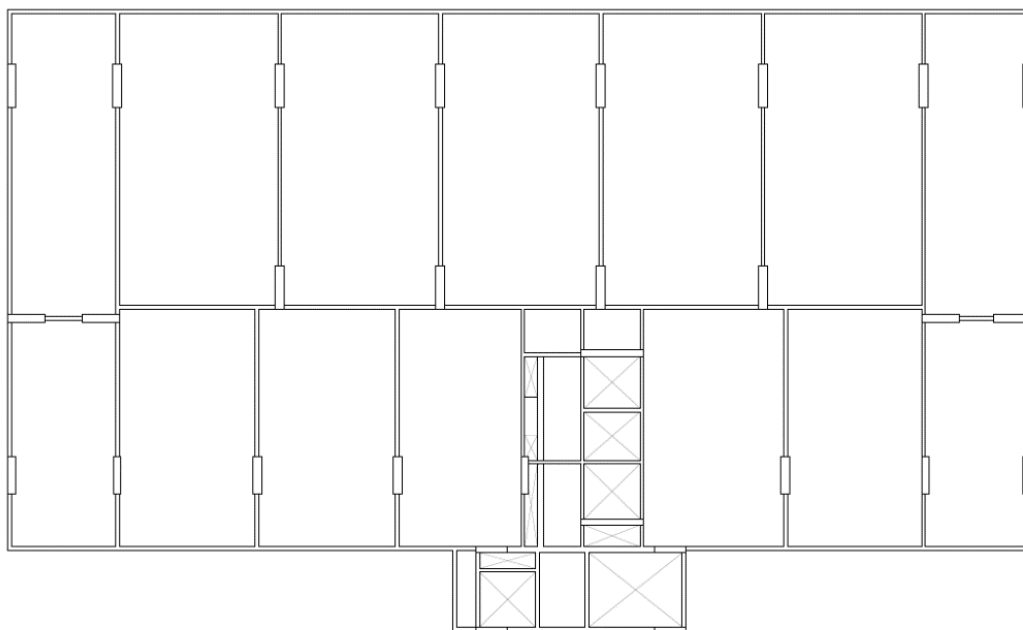


Figura 3.1- Planta da estrutura convencional

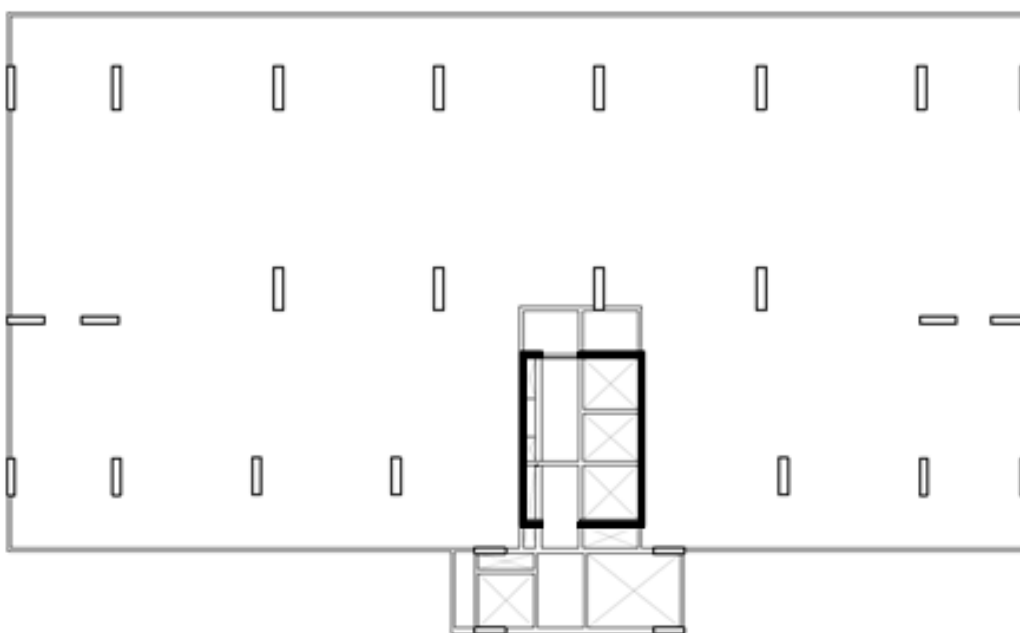


Figura 3.2- Planta em laje cogumelo.

- Programa computacional Eberick V8 Gold. Este programa é desenvolvido pela empresa Alto Qi que possui diversos softwares para cálculos de engenharia. O Eberick foi concebido para o cálculo de estruturas de concreto armado. Dentre as várias funções do programa de determinar a capacidade resistente das peças, determinar estados limite de serviço satisfatórios dentre outros, ele gera os valores do parâmetro γ_z de estabilidade global. O modelo 3D mostrado na figura 3.3 é uma configuração possível do edifício convencional modelado no próprio programa.

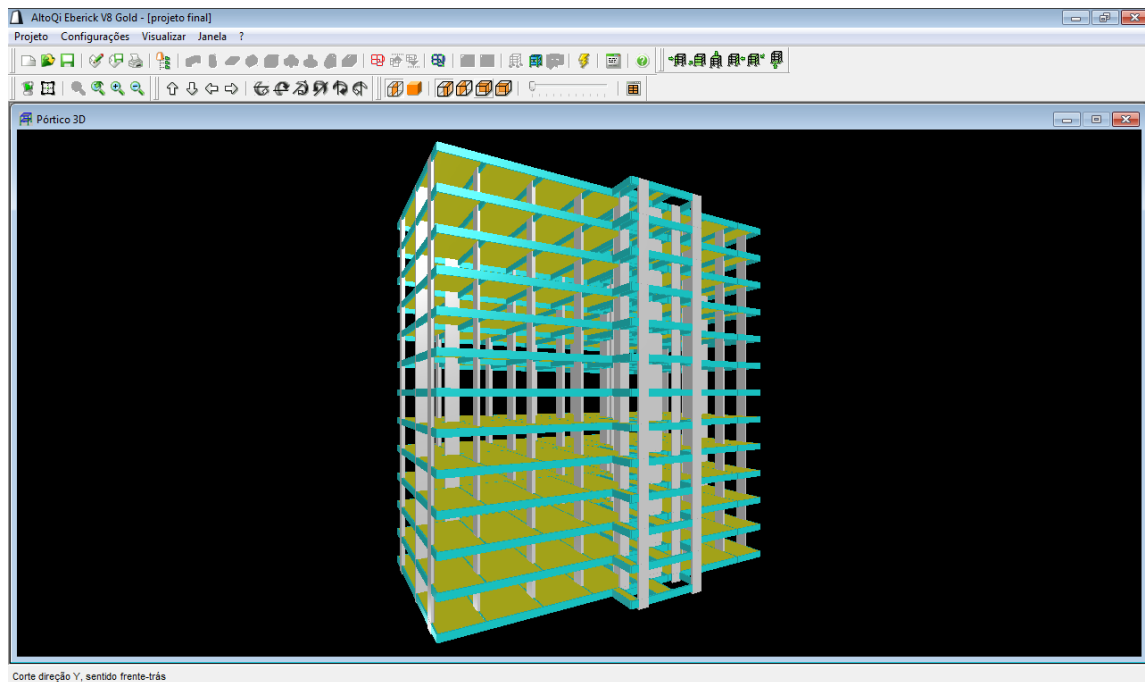


Figura 3.3- Modelagem da estrutura no Eberick

- Programa do Microsoft Excel versão 2010. Ele é desenvolvido pela Microsoft para ser usado em computadores com sistema do Windows. O programa é em forma de planilha em que as células podem interagir entre elas de diversas maneiras. As funções que serão mais utilizadas serão de inserir gráficos a partir de uma série de valores, tirar médias dos valores obtidos, comparar as variações de valores utilizando operações básicas. Nele serão criados todos os gráficos.

3.2 Etapas de Trabalho

O trabalho foi dividido em etapas para facilitar a organização e eficiência do projeto. A estrutura convencional foi analisada separadamente da estrutura com laje cogumelo. No final das etapas foi escrito na monografia os resultados encontrados. Os resultados foram submetidos ao orientador para possíveis correções e sugestões de melhora.

3.2.1 Estrutura convencional

- 1) Dimensionar inicialmente a estrutura no programa Eberick V8 considerado a estrutura de um prédio de 12 andares com estrutura convencional de pilares vigas e lajes.
- 2) Alterar o valor de rigidez da estrutura mudando as seções de todos os pilares em todos os pavimentos conforme exemplo da figura 3.4 abaixo em que todos os pilares estão com a seção de 30 cm x 140 cm. Os valores serão alterados para que a base fique sempre constante em 30 cm e a altura modifique entre valores de 60 cm, 80 cm, 100 cm, 120 cm e 140 cm. A figura 3.5 mostra em um único desenho como ficarão as seções dos pilares de todas as 5 seções.

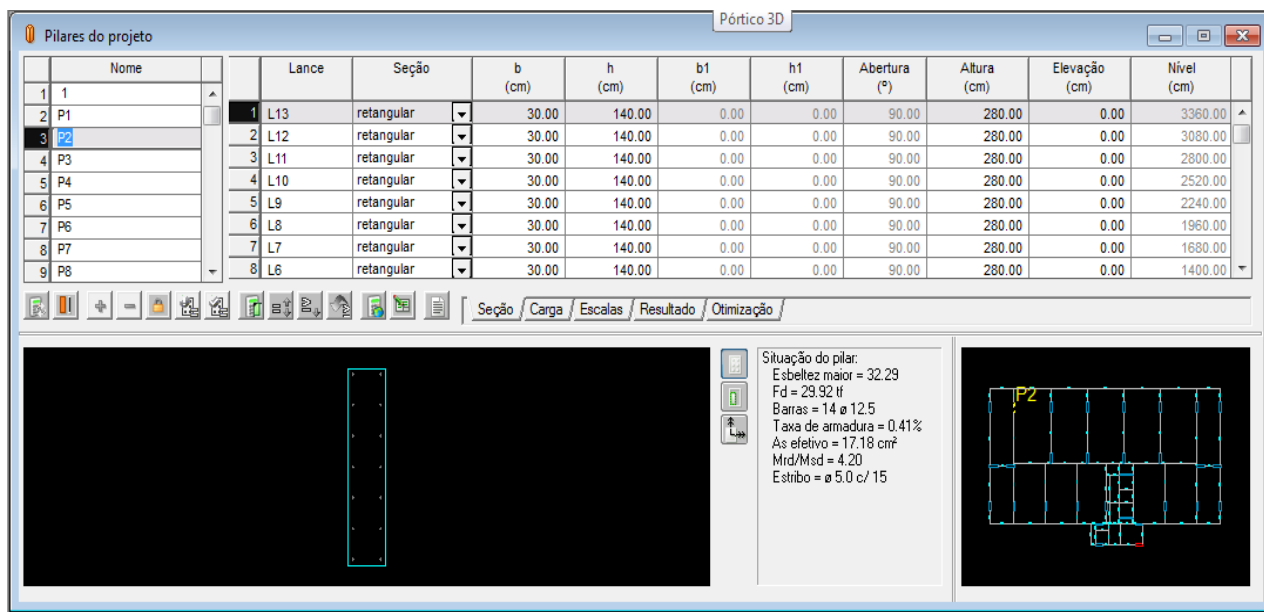


Figura 3.4- Mudança da seção dos pilares para toda prumada

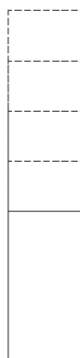


Figura 3.5- Seções de pilares

3) Para cada seção de pilares será processada a estrutura para obter a análise de estabilidade global a partir do parâmetro γ_z . A figura 3.6 mostra o resultado obtido pelo Eberick do γ_z para os dois eixos da estrutura. Para todos os resultados serão anotados na planilha do Excel um valor de γ_z e um valor de volume de concreto dos pilares conforme exemplo mostrado na figura 3.7.

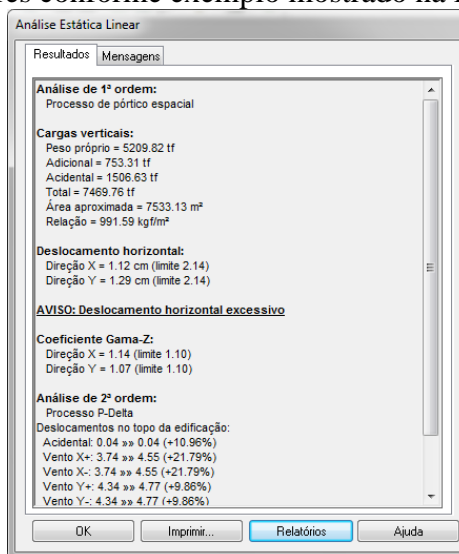


Figura 3.6- Obtenção do Coeficiente gama- z e análise P-Delta.

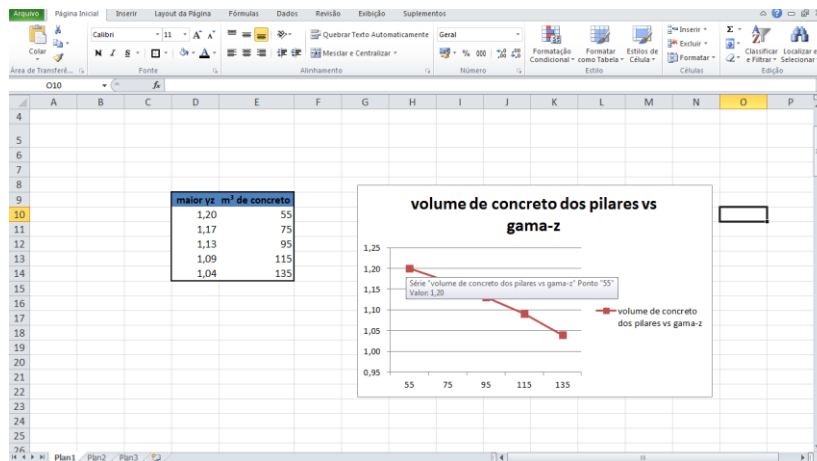


Figura 3.7-Planilha para gerar gráfico

- 4) Cinco estruturas serão analisadas, cada uma com uma das seções de pilar para todo edifício (mencionado no tópico 2). Para cada caso será alterado o f_{ck} da estrutura como um todo entre os valores de 30 MPa e 50 MPa para as 3 possibilidades múltiplas de 10 possíveis no programa (30, 40 e 50 MPa). Os resultados de γ_z para cada caso serão anotados em uma planilha para gerar os gráficos de γ_z vs f_{ck} . A figura 3.8 mostra como o programa Eberick pode modificar o f_{ck} para cada tipo de elemento.

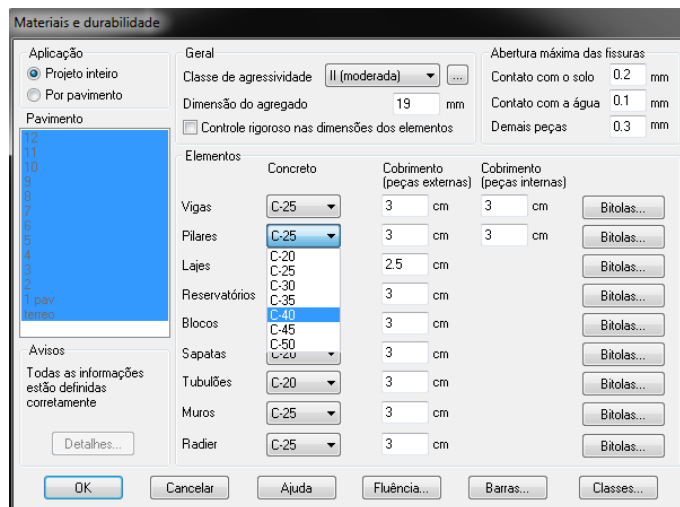


Figura 3.8- Modificação do f_{ck} da estrutura

- 5) Para todos os valores de f_{ck} em cada caso de secção de pilar será modificada a rigidez da estrutura modificando apenas a secção de todas as vigas. As modificações manteriam a base constante em 12 cm e a altura variando entre 50 cm, 70 cm e 90 cm. A figura 3.9 mostra como é possível modificar a secção de uma viga e copiar essa modificação para as outras. Após um pavimento ser modificado basta copiar o croqui inteiro para outros pavimentos que todas as vigas terão a secção modificada para o mesmo valor.

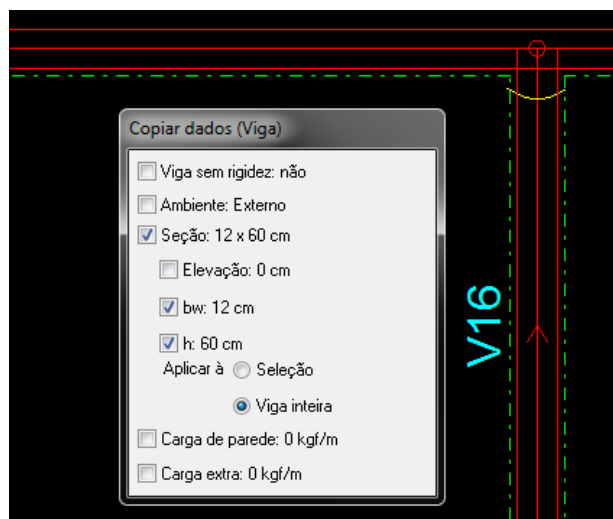


Figura 3.9- Modificação da secção das vigas

6) Serão gerados 3 tipos de gráficos, γ_z vs volume de concreto dos pilares, γ_z vs volume de concreto das vigas e γ_z vs f_{ck} do concreto. Para cada caso serão analisados:

- a. γ_z vs volume de concreto dos pilares:
 - i. 3 gráficos, um para cada volume de concreto das vigas, com os 5 valores de volume de concreto de pilares para os 3 diferentes f_{ck} possíveis.
 - ii. 3 gráficos, um para cada resistência de f_{ck} , com os 5 valores de volume de concreto de pilares para os 3 diferentes volumes de concreto para as vigas. Por exemplo, a figura 3.10 é um exemplo do que pode ser um desses 3 gráficos.

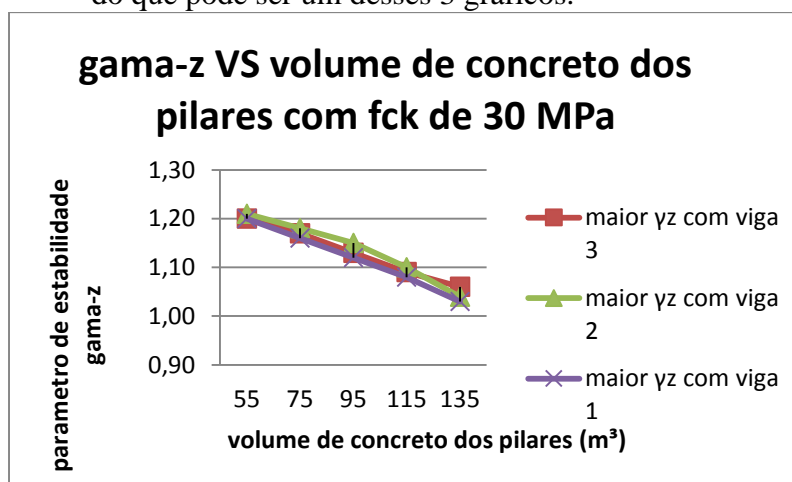


Figura 3.10- Volume de concreto dos pilares vs Gama -Z para fck de 30 MPa

- b. γ_z vs volume de concreto das vigas:
 - i. 5 gráficos, um para cada volume de concreto dos pilares, com os 3 valores de volume de concreto das vigas para os 3 diferentes f_{ck} possíveis.
 - ii. 3 gráficos, um para cada resistência de f_{ck} , com os 3 valores de volume de concreto das vigas para os 5 diferentes volumes de concreto de pilares.

- c. γ_z vs f_{ck} .
- 3 gráficos, um para cada volume de concreto das vigas, com os 3 valores de f_{ck} possíveis para os 5 diferentes volumes de concreto de pilares.
 - 5 gráficos, um para cada volume de concreto de pilares, com os 3 valores de f_{ck} possíveis para os 3 diferentes volumes de concreto das vigas.

3.2.2 Laje cogumelo

Uma nova análise será feita com a mesma estrutura com a diferença que agora estruturalmente modelada com uma laje cogumelo e com um núcleo central de rigidez, caixa de elevadores e escadas. A figura 3.11 mostra os deslocamentos da estrutura cogumelo processada no Eberick.

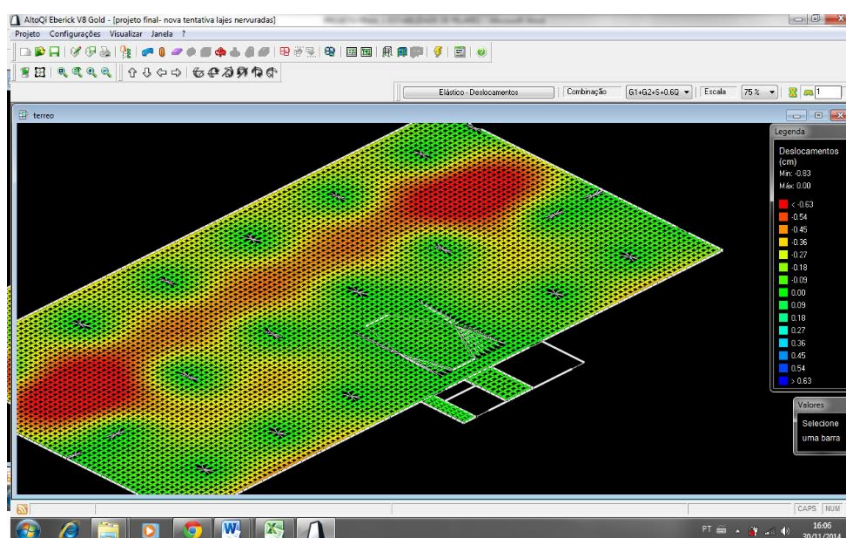


Figura 3.11- Deformações da laje cogumelo

- Alterar o valor de rigidez da estrutura mudando as seções de todos os pilares em todos os pavimentos. Os valores serão alterados para coincidir com as seções da estrutura convencional, ou seja, fazer que a base fique sempre constante em 30 cm e a altura modifique entre valores de 60cm, 80 cm, 100 cm, 120 cm e 140 cm conforme figura 3.5.
- Para cada seção de pilares será processada a estrutura para obter a análise de estabilidade global a partir do parâmetro γ_z .
- Cinco estruturas serão analisadas, cada uma com uma das seções de pilar para todo edifício. Para cada caso será alterado o f_{ck} da estrutura como um todo entre os valores de 30 MPa e 50 MPa para as 3 possibilidades múltiplas de 10 possíveis no programa (30, 40 e 50 MPa). Os resultados de γ_z para cada caso serão anotados em uma planilha para gerar um gráfico de γ_z vs f_{ck} .
- Para todos os valores de f_{ck} em cada caso de secção de pilar será modificada a rigidez da estrutura modificando apenas a seção do núcleo central de rigidez. A modificação no núcleo central de rigidez será de 3 formas conforme a figura 3.12.

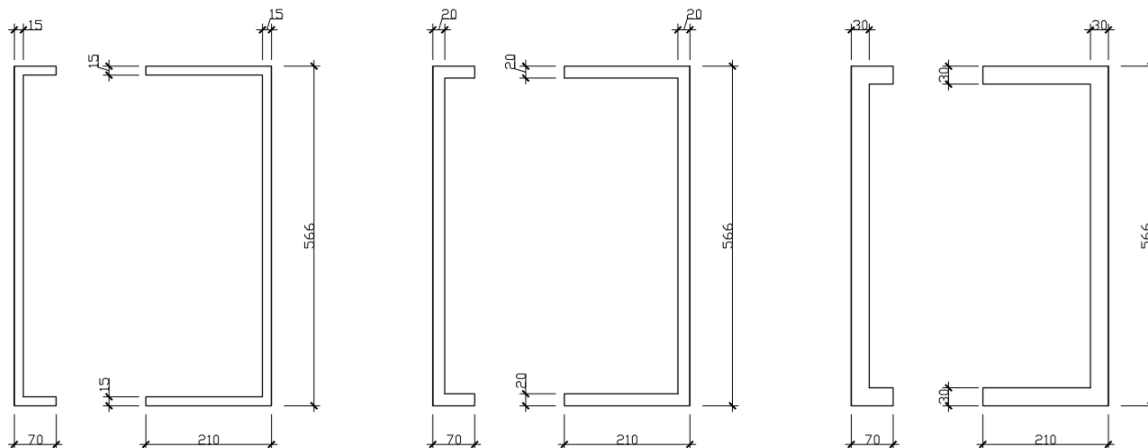


Figura 3.12- Seções do núcleo central de rigidez

11) Serão gerados 3 tipos de gráficos, γ_z vs volume de concreto dos pilares, γ_z vs volume de concreto do núcleo central de rigidez e γ_z vs f_{ck} do concreto. Para cada caso serão analisados:

- a. γ_z vs volume de concreto dos pilares:
 - i. 3 gráficos, um para cada volume de concreto dos núcleos centrais de rigidez, com os 5 valores de volume de concreto de pilares para os 3 diferentes f_{ck} possíveis.
 - ii. 3 gráficos, um para cada resistência de f_{ck} , com os 5 valores de volume de concreto de pilares para os 3 diferentes volumes de concreto para os núcleos centrais de rigidez.
- b. γ_z vs volume de concreto dos núcleos centrais de rigidez:
 - i. 5 gráficos, um para cada volume de concreto dos pilares, com os 3 valores de volume de concreto dos núcleos centrais de rigidez para os 3 diferentes f_{ck} possíveis.
 - ii. 3 gráficos, um para cada resistência de f_{ck} , com os 3 valores de volume de concreto dos núcleos centrais de rigidez para os 5 diferentes volumes de concreto de pilares.
- c. γ_z vs f_{ck} .
 - i. 3 gráficos, um para cada volume de concreto dos núcleos centrais de rigidez, com os 3 valores de f_{ck} possíveis para os 5 diferentes volumes de concreto de pilares.
 - ii. 5 gráficos, um para cada volume de concreto de pilares, com os 3 valores de f_{ck} possíveis para os 3 diferentes volumes de concreto dos núcleos centrais de rigidez.

12) A partir dos gráficos será obtido a variação de γ_z sob o volume de concreto para a alteração da seção das vigas e pilares e também para a alteração da resistência do concreto. Essa variação será comparada com o valor inicial do γ_z para cada edifício. Com isso será possível analisar para o mesmo edifício inicial o quanto variou com relação ao gama-z inicial para a mesma taxa de acréscimo de concreto para as vigas e para os pilares e o quanto variou o gama-z para um acréscimo de resistência do concreto cada um sendo o único parâmetro alterado.

13) A partir dos resultados será feito um gráfico para comparação entre os parâmetros qual foi o mais efetivo para a alteração do γ_z do edifício na estrutura convencional e em na estrutura cogumelo. Os dois gráficos serão apresentados juntos para uma comparação dos parâmetros entre estruturas

4 Resultados

Nesta parte serão mostrados todos os resultados do processamento das estruturas no Eberick, tabelas e gráficos com as análises dos valores obtidos. Serão apresentadas as tabelas com o maior γ_z dos dois eixos das estruturas analisadas, variações deste para cada alteração dos parâmetros da estrutura, e as variações relativas com relação ao γ_z inicial da estrutura de referência para um acréscimo no volume de concreto ou um acréscimo na resistência do concreto e a comparação da eficiência da alteração de cada parâmetro da estrutura. Serão mostrados os gráficos do gama-z pela variação dos parâmetros da estrutura, e o gráfico da mudança relativa do parâmetro de estabilidade para cada alteração dos parâmetros da estrutura com relação ao um dado γ_z inicial.

4.1 Estrutura convencional

4.1.1 Valores de γ_z para todas as configurações possíveis

A estrutura convencional apresentou os resultados de γ_z para todos os processamentos conforme a tabela 4.1. O valor anotado é o maior valor de γ_z dentre os eixos x e y do edifício.

Tabela 4.1 - Resultados de Gama-Z para a estrutura convencional

RESULTADOS DE γ_z				
Seções dos elementos		Valores de fck (MPa)		
Pilares	Vigas	30	40	50
30x60	12x50	1,34	1,28	1,24
30x60	12x70	1,15	1,13	1,12
30x60	12x90	1,10	1,09	1,08
30x80	12x50	1,28	1,23	1,20
30x80	12x70	1,13	1,11	1,10
30x80	12x90	1,08	1,07	1,06
30x100	12x50	1,22	1,19	1,16
30x100	12x70	1,11	1,09	1,08
30x100	12x90	1,07	1,06	1,05
30x120	12x50	1,21	1,18	1,16
30x120	12x70	1,09	1,08	1,07
30x120	12x90	1,06	1,05	1,04
30x140	12x50	1,20	1,17	1,15
30x140	12x70	1,09	1,08	1,07
30x140	12x90	1,05	1,05	1,04

4.1.2 Volume de concreto por elemento

A tabela 4.2 mostra o volume utilizado de concreto para todos os elementos do mesmo tipo no edifício todo, ou seja, qual o volume total de concreto utilizado em todos os pilares ou o volume de concreto utilizado em todas as vigas do edifício.

Tabela 4.2-Volume de concreto por elemento estrutural na estrutura convencional.

VOLUME DE CONCRETO			
Pilares		Vigas	
Secção	Volume (m³)	Secção	Volume (m³)
30x60	175,4	12x50	226,6
30x80	233,9	12x70	317,2
30x100	292,3	12x90	407,9
30x120	350,8		
30x140	409,2		

4.1.3 Variações do γ_z pela variação dos parâmetros

Nesta secção foi analisado graficamente como a estrutura se comporta com a variação de um único parâmetro, pilar, viga ou fck, mantendo todos os outros fixos.

4.1.3.1 Pilares

Para as mesmas secções de pilares foi analisado como se comporta para o mesmo fck o quanto influenciava no γ_z a variação do volume de concreto das vigas. E para as mesmas secções de vigas o quanto influenciava no γ_z a variação da resistência do concreto com a mudança de fck. Os gráficos 4.1 a 4.5 mostram todas as possibilidades para os valores obtidos.

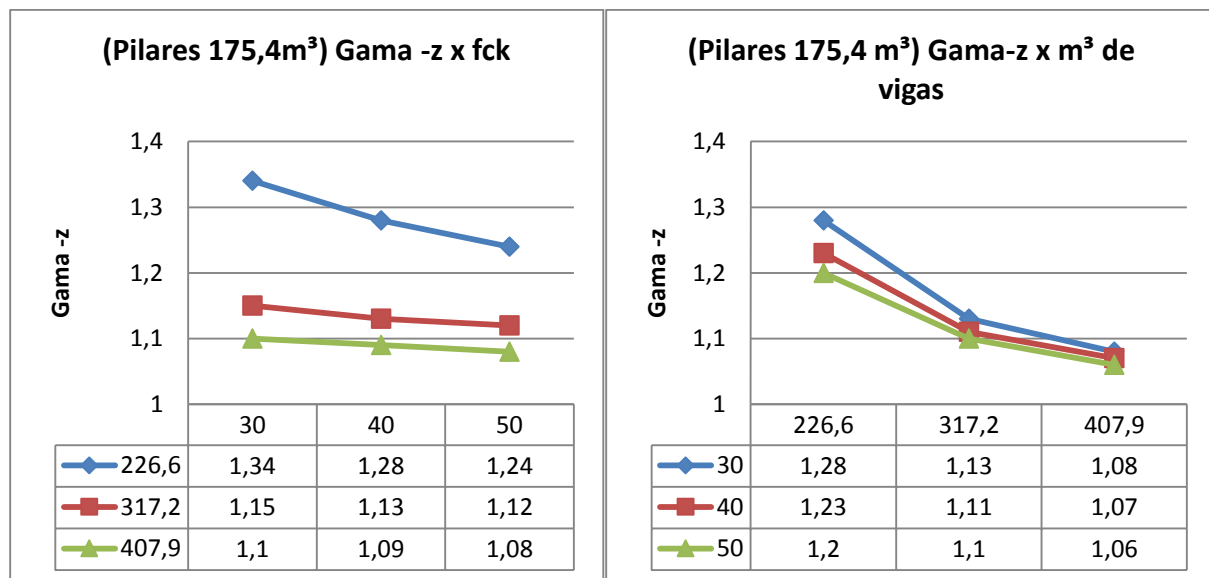


Gráfico 4.1- Pilares de 30x60 variação da resistência do concreto e do volume de concreto das vigas.

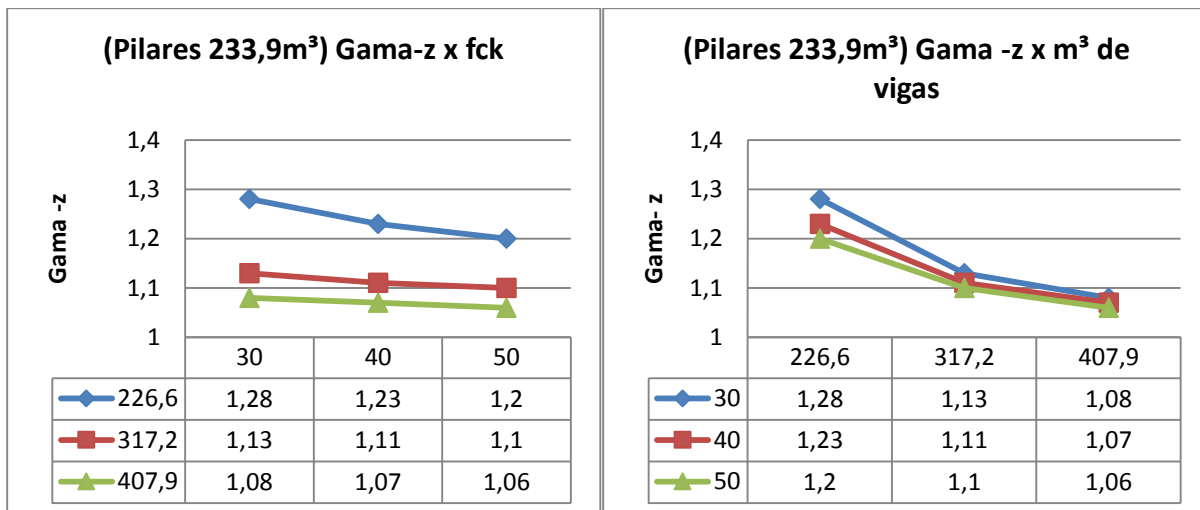


Gráfico 4.2- Pilares de 30x80 variação da resistência do concreto e do volume das vigas

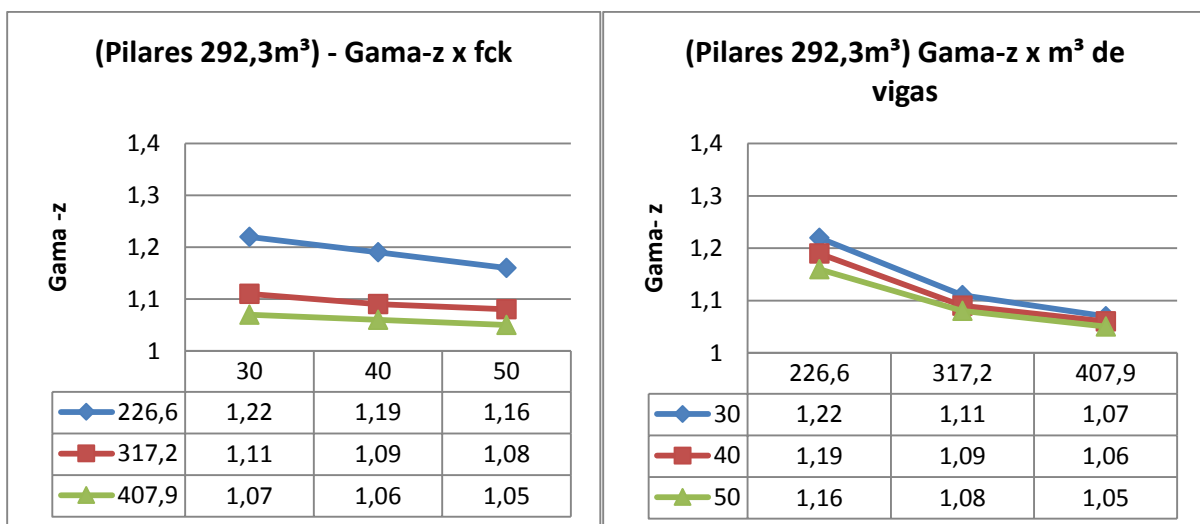


Gráfico 4.3- Pilares de 30x100 variação da resistência do concreto e do volume de concreto das vigas

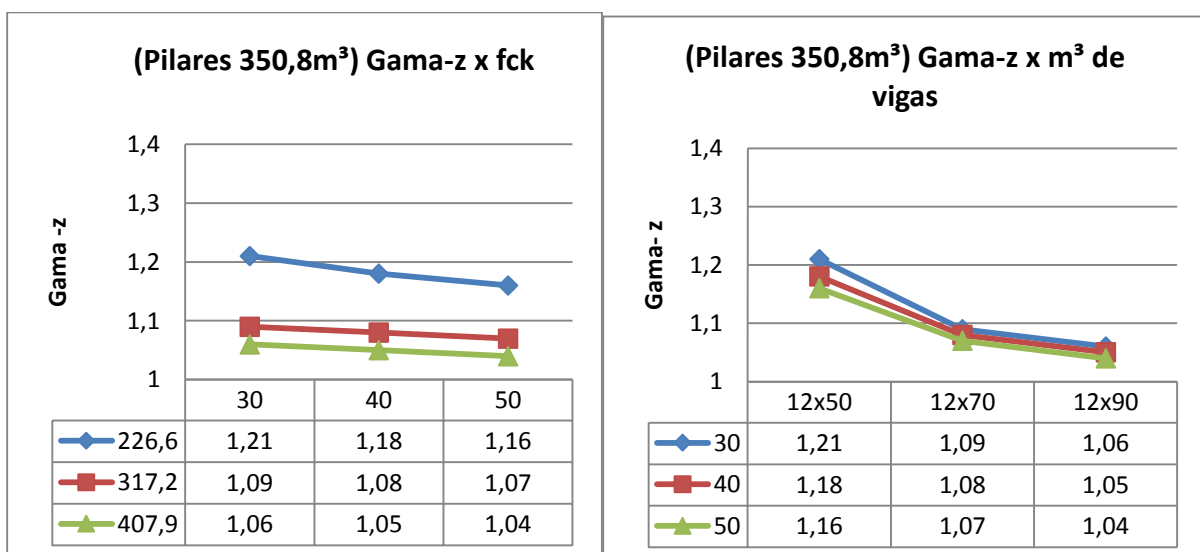


Gráfico 4.4- Pilares de 30x120 variação da resistência do concreto e do volume de concreto das vigas

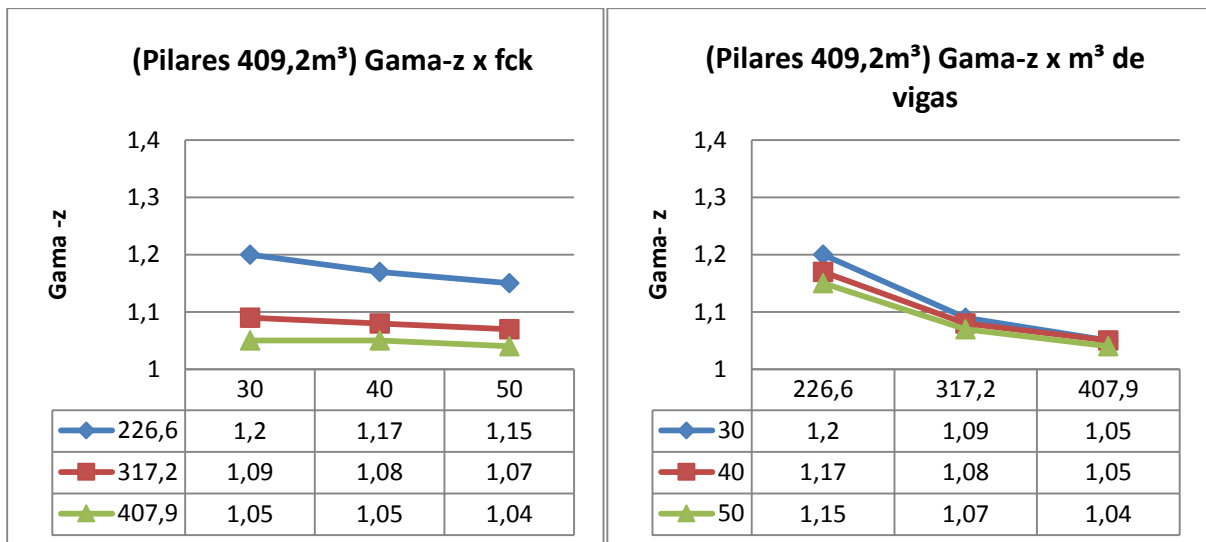


Gráfico 4.5- Pilares 30x140 variação da resistência do concreto e do volume de concreto nas vigas

4.1.3.2 Vigas

Para as mesmas seções de vigas foi analisado como se comporta para o mesmo fck o quanto influenciava no γ_z a variação do volume de concreto dos pilares e para o mesmo volume de concreto dos pilares o quanto influencia no γ_z a variação do fck. Os gráficos 5.6 a 5.8 mostram os resultados para todas as possibilidades possíveis com os valores obtidos.

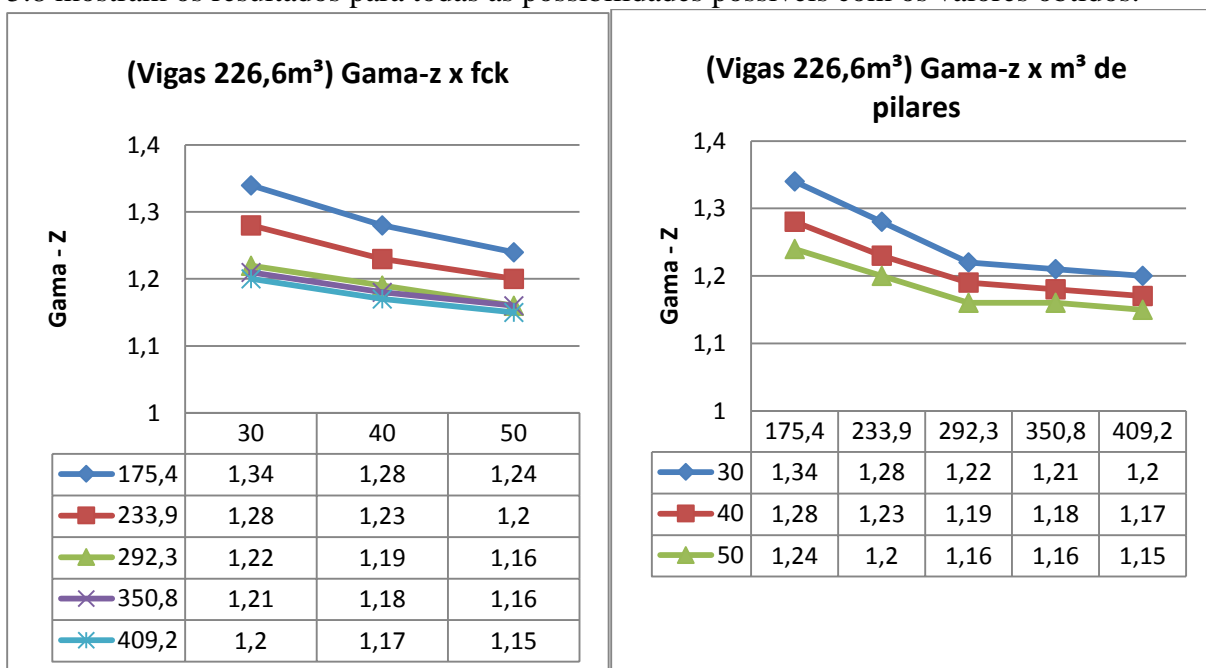


Gráfico 4.6-Viagem 14x50 variação da resistência do concreto e do volume de concreto dos pilares.

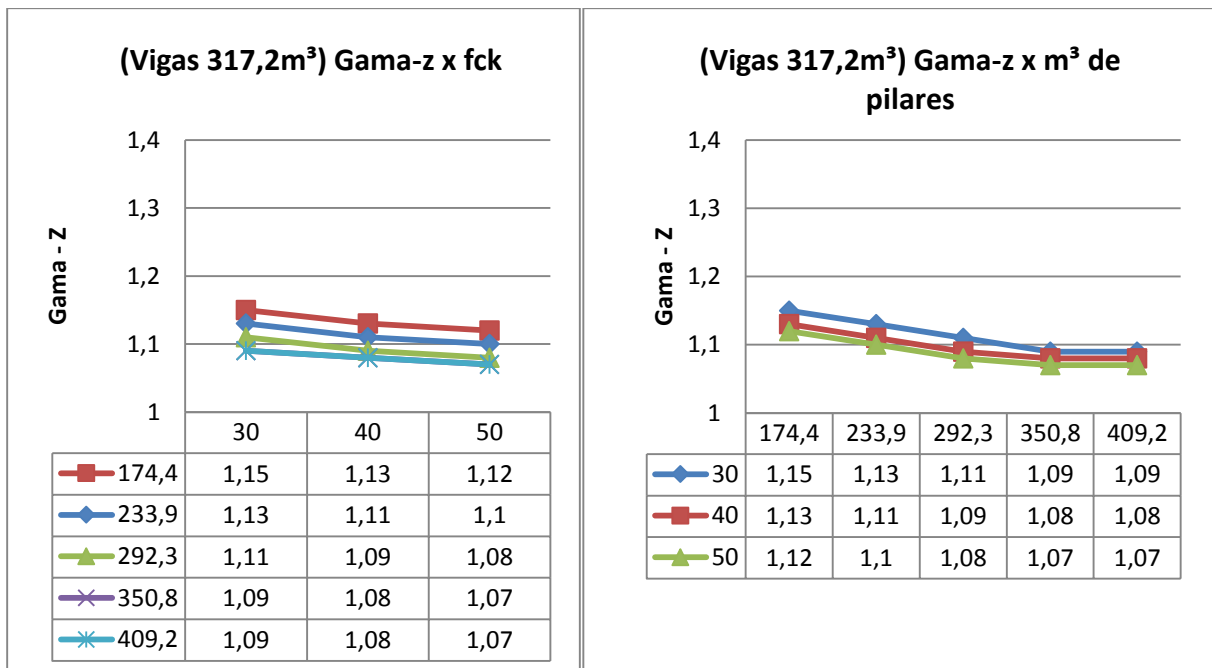


Gráfico 4.7-Vigas 14x70 variação da resistência do concreto e do volume de concreto dos pilares.

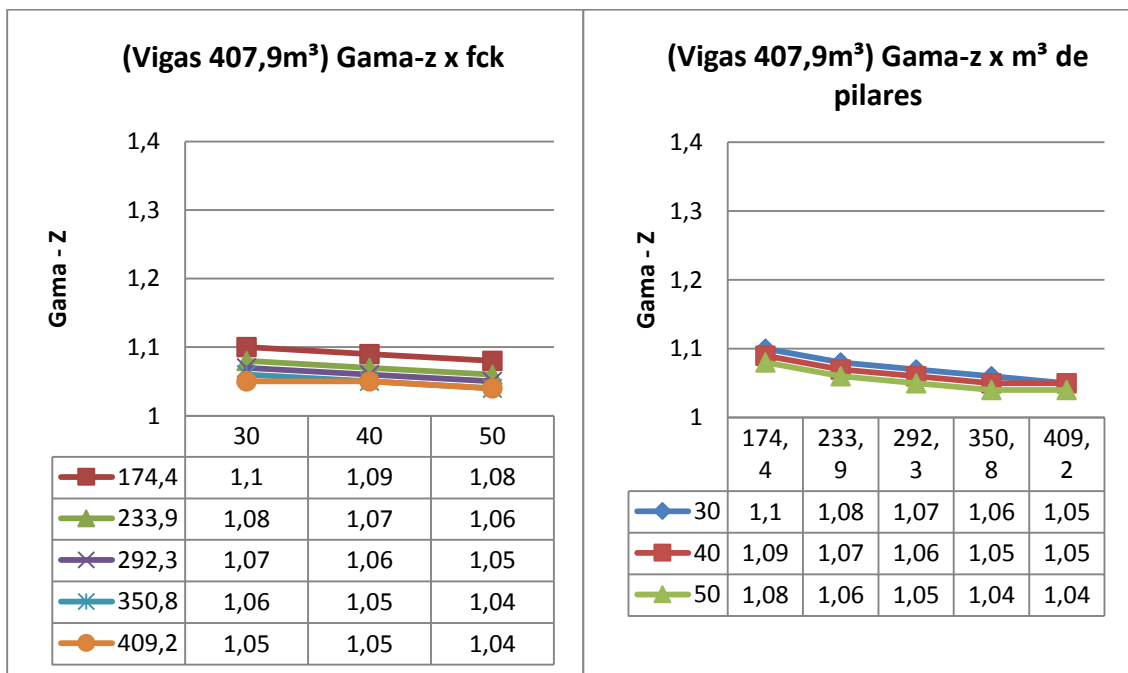


Gráfico 4.8- Vigas 14x90 variação da resistência do concreto e do volume de concreto dos pilares.

4.1.3.3 Resistencia a compressão do concreto (fck)

Mantido o mesmo fck foi analisado o quanto com o mesmo volume de concreto dos pilares o quanto a variação das vigas foi relevante para o parâmetro γ_z e vice-versa. Os gráficos 4.9 a 4.11 mostram essa análise.

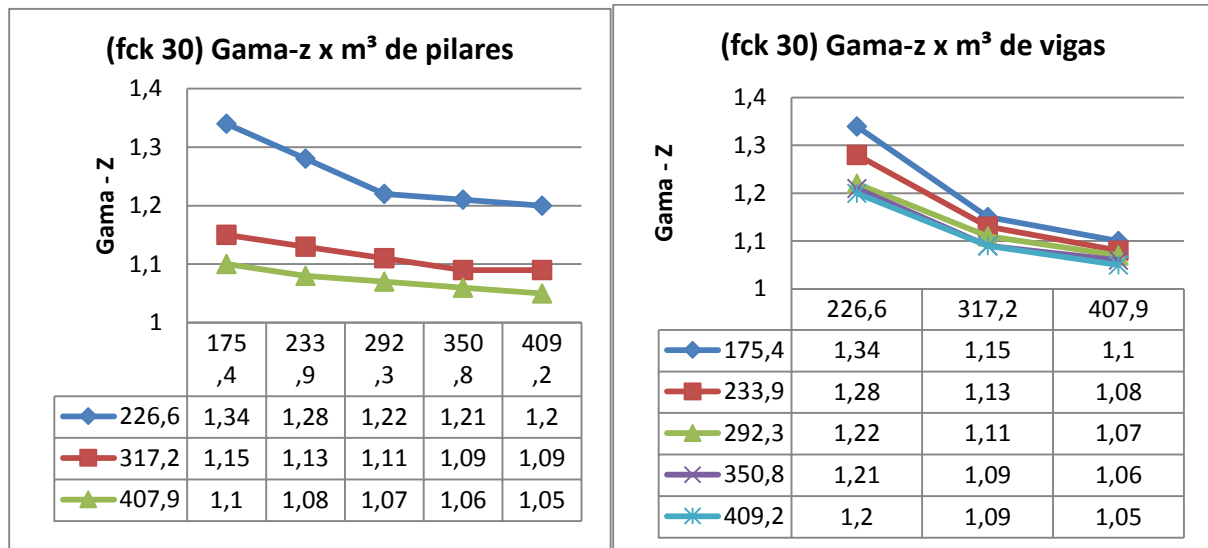


Gráfico 4.9- fck 30 variações do volume de concreto dos pilares e das vigas.

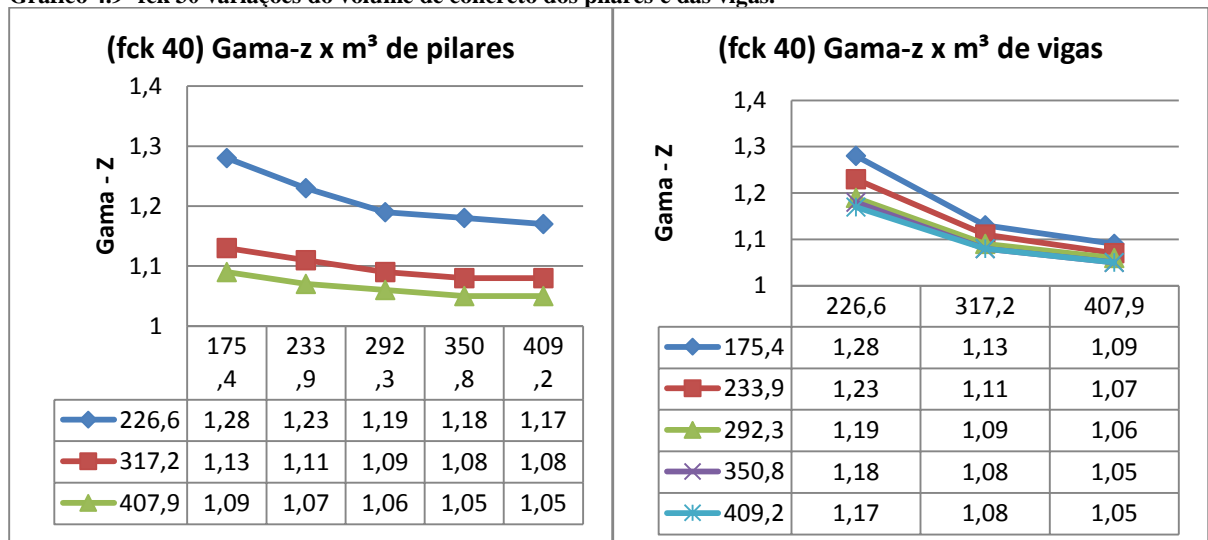


Gráfico 4.10-fck 40 variações do volume de concreto dos pilares e das vigas

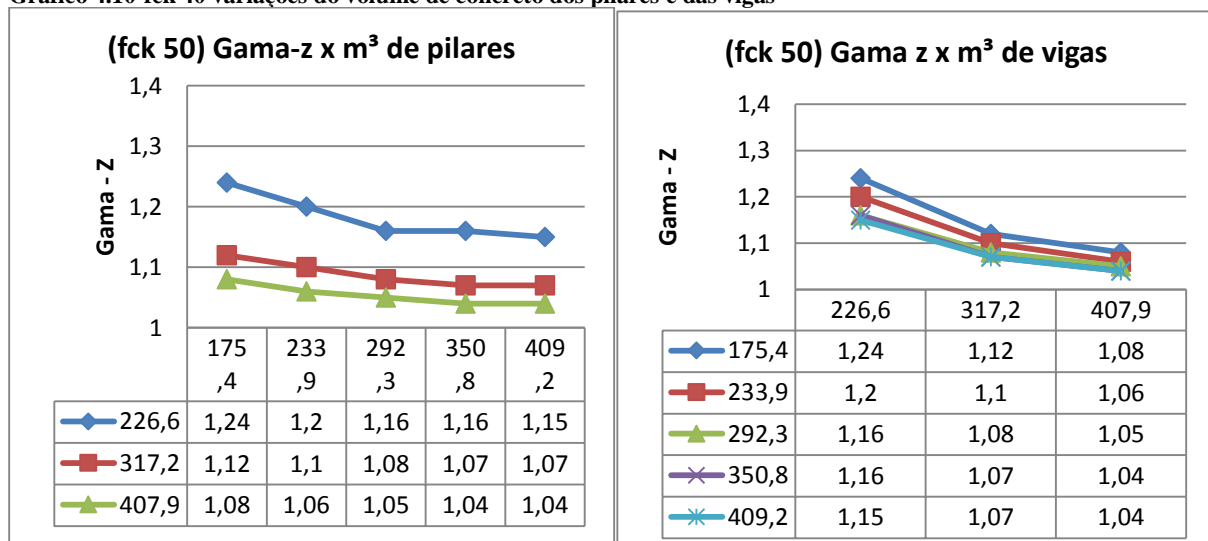


Gráfico 4.11 - fck 50 variações do volume de concreto dos pilares e das vigas.

4.1.4 Análises numéricas

Com base nos gráficos é possível se fazer uma análise numérica das variações do parâmetro γ_z a cada alteração dos parâmetros estruturais. Nos pilares e nas vigas foi obtido o quanto variou a cada acréscimo de 20 cm na secção de todos os elementos destes considerando o volume de concreto total necessário para essa alteração no edifício todo. Pelo fck foi obtido o quanto variou com o acréscimo de 10 MPa na resistência do concreto do edifício todo. A variação relativa do γ_z com relação ao γ_z inicial do edifício de referência foi feita com o acréscimo de 10 m³ de concreto para os pilares e vigas e com o acréscimo de 5 MPa para o fck. Estes valores das variações foram obtidos pela mesma relação da variação total de concreto pela variação de 10m³. Os valores da variação de 5MPa foram obtidos com a metade do valor da variação de 10 MPa.

4.1.4.1 Pilares.

Os valores das variações são dados pela diferença do γ_z do edifício com apenas a alteração da secção de todos os pilares com o γ_z do edifício de referencia inicial. Onde todos os outros elementos que não sejam pilares são iguais ao edifício de referência e as secções de todos os pilares tem um acréscimo de 20cm. A tabela 4.3 mostra os valores da variação absoluta e relativa com a mudança apenas dos pilares. Os valores da secção de 30cm x 140cm não aparecem na tabela 4.3 porque eles serviram apenas de referência para os pilares de secção de 30 x 120. Não existiam dados de pilares com secção maiores para comparação destes.

Tabela 4.3- Alteração do gama-z com acréscimo de 20 cm na secção dos pilares

Variações do gama -z pelo acréscimo de 20 cm p/ secção dos PILARES					Acréscimo de m ³ de concreto	Variação relativa a cada 10m ³		
Seções		fck do concreto (MPa)				fck do concreto (MPa)		
Pilar	Viga	30	40	50		30	40	50
30x60	12x50	0,06	0,05	0,04	58,5	0,77%	0,67%	0,55%
30x60	12x70	0,02	0,02	0,02	58,5	0,30%	0,30%	0,31%
30x60	12x90	0,02	0,02	0,02	58,5	0,31%	0,31%	0,32%
30x80	12x50	0,06	0,04	0,04	58,4	0,80%	0,56%	0,57%
30x80	12x70	0,02	0,02	0,02	58,4	0,30%	0,31%	0,31%
30x80	12x90	0,01	0,01	0,01	58,4	0,16%	0,16%	0,16%
30x100	12x50	0,01	0,01	0,00	58,5	0,14%	0,14%	0,00%
30x100	12x70	0,02	0,01	0,01	58,5	0,31%	0,16%	0,16%
30x100	12x90	0,01	0,01	0,01	58,5	0,16%	0,16%	0,16%
30x120	12x50	0,01	0,01	0,01	58,4	0,14%	0,15%	0,15%
30x120	12x70	0,00	0,00	0,00	58,4	0,00%	0,00%	0,00%
30x120	12x90	0,01	0,00	0,00	58,4	0,16%	0,00%	0,00%

4.1.4.2 Vigas

Os valores das variações das vigas são dados pela diferença do γ_z do edifício com apenas a alteração da secção das vigas com o γ_z do edifício de referência inicial. Onde todos os outros elementos que não sejam vigas são iguais ao edifício de referência. As secções destes tem um acréscimo de 20cm. As vigas com secção de 14cm x 90cm não aparecem na tabela 4.4 porque eles serviram apenas de referência para as vigas de secção de 14 x 70. Não existiam dados com secção maior para comparação destes.

Tabela 4.4-Alteração do gama-z com acréscimo de 20 cm na secção das vigas

Variações do gama-z pelo acréscimo de 20 cm p/ secção das VIGAS					Acréscimo de m ³ de concreto	Variação relativa a cada 10m ³		
Seções		fck do concreto (MPa)				fck do concreto (MPa)		
Pilar	Viga	30	40	50		30	40	50
30x60	12x50	0,19	0,15	0,12	90,6	1,57%	1,29%	1,07%
	12x70	0,05	0,04	0,04	90,7	0,48%	0,39%	0,39%
30x80	12x50	0,15	0,12	0,10	90,6	1,29%	1,08%	0,92%
	12x70	0,05	0,04	0,04	90,7	0,49%	0,40%	0,40%
30x100	12x50	0,11	0,10	0,08	90,6	1,00%	0,93%	0,76%
	12x70	0,04	0,03	0,03	90,7	0,40%	0,30%	0,31%
30x120	12x50	0,12	0,10	0,09	90,6	1,09%	0,94%	0,86%
	12x70	0,03	0,03	0,03	90,7	0,30%	0,31%	0,31%
30x140	12x50	0,11	0,09	0,08	90,6	1,01%	0,85%	0,77%
	12x70	0,04	0,03	0,03	90,7	0,40%	0,31%	0,31%

4.1.4.3 Fck

Os valores das variações do γ_z gerados pela alteração apenas do fck são dados pela diferença do γ_z do edifício com o γ_z do edifício de referência inicial. Onde todos os elementos são iguais ao edifício de referência e o fck tem um acréscimo de 10MPa. Todas as variações do edifício com fck de 50 MPa serviram apenas de referência para as variações do edifício com 40MPa. A tabela 4.5 mostra os resultados das variações absolutas e as variações relativas com relação ao γ_z inicial com um acréscimo do fck em 5 MPa.

Tabela 4.5- Alteração do gama-z com acréscimo de 10MPa no fck do concreto.

Variações do gama-z pelo acréscimo 10 MPa no fck				Acréscimo de MPa no concreto	Variação Relativa a cada 5 MPa	
Seções		fck do concreto (MPa)			fck do concreto	
Pilar	Viga	30	40		30	40
30x60	12x50	0,06	0,04	10	2,24%	1,56%
30x60	12x70	0,02	0,01	10	0,87%	0,44%
30x60	12x90	0,01	0,01	10	0,45%	0,46%
30x80	12x50	0,05	0,03	10	1,95%	1,22%
30x80	12x70	0,02	0,01	10	0,88%	0,45%
30x80	12x90	0,01	0,01	10	0,46%	0,47%
30x100	12x50	0,03	0,03	10	1,23%	1,26%
30x100	12x70	0,02	0,01	10	0,90%	0,46%
30x100	12x90	0,01	0,01	10	0,47%	0,47%
30x120	12x50	0,03	0,02	10	1,24%	0,85%
30x120	12x70	0,01	0,01	10	0,46%	0,46%
30x120	12x90	0,01	0,01	10	0,47%	0,48%
30x140	12x50	0,03	0,02	10	1,25%	0,85%
30x140	12x70	0,01	0,01	10	0,46%	0,46%
30x140	12x90	0	0,01	10	0,00%	0,48%

4.1.5 Comparação entre alterações

Todas as variações relativas obtidas na análise numérica agora podem ser comparadas para o mesmo edifício inicial de referência, ou seja, para o mesmo edifício quanto mudaria o γ_z se for aumentado o fck em 5 MPa, ou acrescentado 10m³ de concreto nas vigas, ou acrescentado 10m³ de concreto nos pilares. A tabela 4.6 mostra o resultado dessa comparação.

Tabela 4.6- Variação relativa com relação ao gama-z inicial para cada possível alteração

Variação relativa com relação ao gama-z inicial para cada possível alteração considerada individualmente									
Edifício de referência				Alterações			Relação com a alteração das vigas		
Pilar	Vigas	fck	γ_z inicial	Acréscimo de 5 MPa	Acréscimo de 10 m ³ de viga	Acréscimo de 10 m ³ de pilar	fck/vigas	vigas/ vigas	pilares / vigas
30x60	12x50	30	1,34	2,24%	1,57%	0,77%	143%	100%	49%
30x60	12x70	30	1,15	0,87%	0,48%	0,30%	181%	100%	62%
30x80	12x50	30	1,28	1,95%	1,29%	0,80%	151%	100%	62%
30x80	12x70	30	1,13	0,88%	0,49%	0,30%	181%	100%	62%
30x100	12x50	30	1,22	1,23%	1,00%	0,14%	124%	100%	14%
30x100	12x70	30	1,11	0,90%	0,40%	0,31%	227%	100%	78%
30x120	12x50	30	1,21	1,24%	1,09%	0,14%	113%	100%	13%
30x120	12x70	30	1,09	0,46%	0,30%	0,00%	151%	100%	0%
30x60	12x50	40	1,28	1,56%	1,29%	0,67%	121%	100%	52%
30x60	12x70	40	1,13	0,44%	0,39%	0,30%	113%	100%	78%
30x80	12x50	40	1,23	1,22%	1,08%	0,56%	113%	100%	52%
30x80	12x70	40	1,11	0,45%	0,40%	0,31%	113%	100%	78%
30x100	12x50	40	1,19	1,26%	0,93%	0,14%	136%	100%	15%
30x100	12x70	40	1,09	0,46%	0,30%	0,16%	151%	100%	52%
30x120	12x50	40	1,18	0,85%	0,94%	0,15%	91%	100%	16%
30x120	12x70	40	1,08	0,46%	0,31%	0,00%	151%	100%	0%
							Tendência		
							Vigas/ pilares		234%

Os resultados observados foram, em todos os casos, é mais eficiente para a melhora da estabilidade global do edifício o acréscimo de 10m^3 de concreto nas vigas do que o acréscimo de 10m^3 nos pilares. E é mais eficiente o acréscimo de 5MPa no concreto do que o acréscimo de 10m^3 de concreto nas vigas e consequentemente também dos pilares. O gráfico 4.23 mostra visualmente a diferença. A linha de tendência mostra como a exceção da estrutura de pilares de 30×120 , vigas de 12×50 e fck 40 de ter a variação das vigas mais eficiente do que a do fck pode ser apenas um erro local, mas que de fato em todos os pontos do ajuste a alteração do fck em 5MPa foi mais efetiva do que o acréscimo de 10m^3 concreto nas vigas.

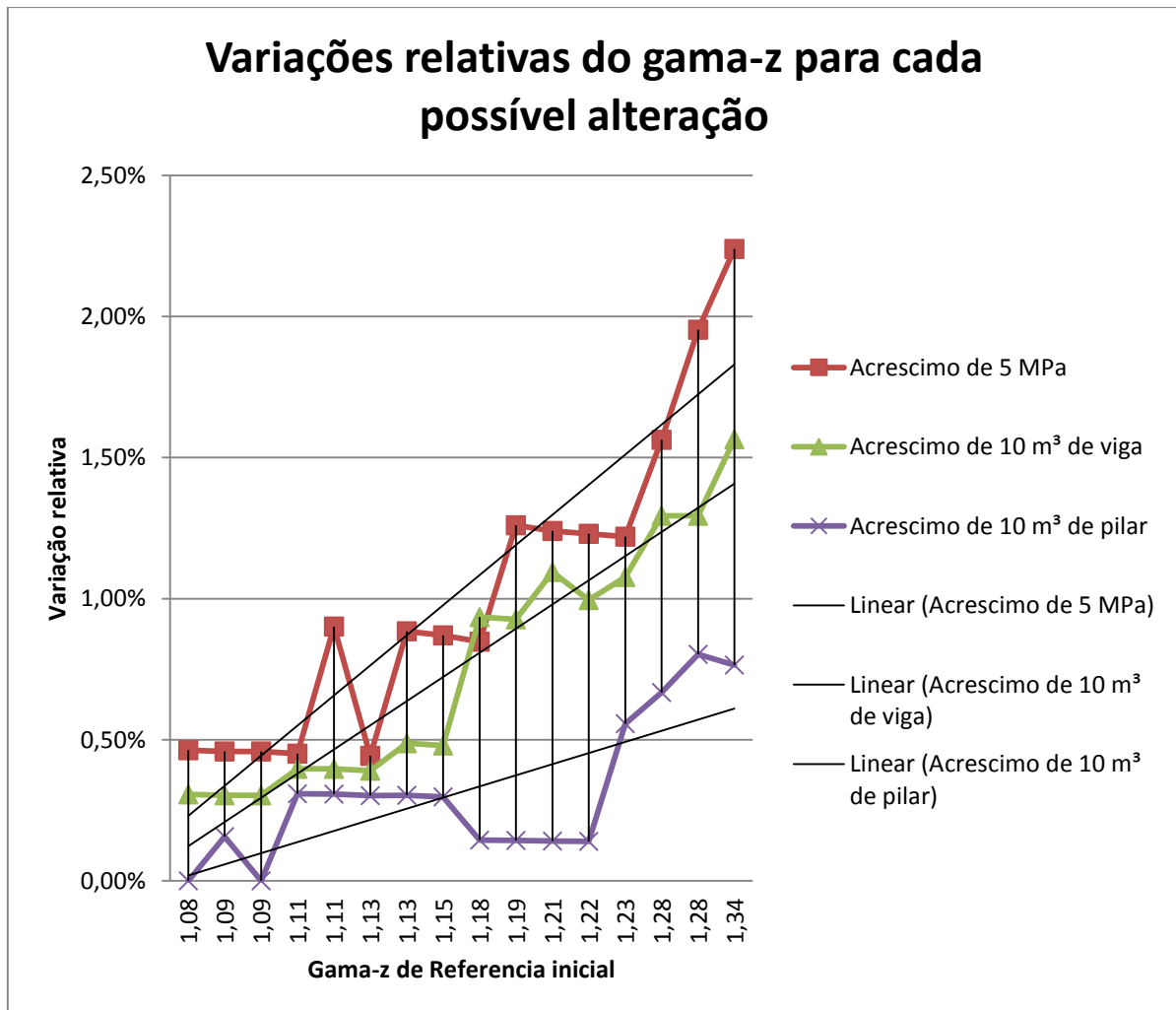


Gráfico 4.12- Variações relativas do gama-z para cada possível alteração.

4.2 Estrutura cogumelo

No Eberick com laje cogumelo foram processadas 45 estruturas em que foram variados a secção dos pilares, do núcleo central de rigidez e do fck. Para cada estrutura todos os elementos do mesmo tipo têm a mesma secção. Para as análises apenas um parâmetro foi alterado de cada vez.

4.2.1 Valores de γ_z para todas as configurações possíveis

A estrutura cogumelo apresentou os resultados de γ_z para todos os processamentos conforme a tabela 4.7. O valor anotado é o maior valor de γ_z dentre os eixos x e y do edifício.

Tabela 4.7 - Resultados de Gama-Z para a estrutura com laje cogumelo.

RESULTADOS DE GAMA-Z				
Seções dos elementos		Valore de fck (MPa)		
Pilares	NCR	30	40	50
30x60	15	1,16	1,14	1,12
30x60	20	1,15	1,12	1,11
30x60	30	1,13	1,11	1,10
30x80	15	1,16	1,13	1,12
30x80	20	1,14	1,12	1,10
30x80	30	1,12	1,10	1,09
30x100	15	1,15	1,13	1,11
30x100	20	1,13	1,11	1,10
30x100	30	1,12	1,10	1,09
30x120	15	1,15	1,12	1,11
30x120	20	1,13	1,11	1,10
30x120	30	1,11	1,10	1,08
30x140	15	1,14	1,12	1,11
30x140	20	1,13	1,11	1,09
30x140	30	1,11	1,09	1,08

4.2.2 Volume de concreto por elemento

A tabela 4.8 mostra o volume utilizado de concreto para todos os elementos do mesmo tipo no edifício todo, ou seja, qual o volume total de concreto utilizado em todos os pilares ou o volume de concreto utilizado no núcleo central de rigidez do edifício.

Tabela 4.8 - Volume de concreto por elemento estrutural na estrutura com laje cogumelo.

VOLUME DE CONCRETO			
Pilares		Núcleo de rigidez m ³	
Secção	Volume (m ³)	Secção	Volume (m ³)
30x60	175,4	15 cm	87,1
30x80	233,9	20 cm	114,6
30x100	292,3	30 cm	167,6
30x120	350,8		
30x140	409,2		

4.2.3 Variações do γ_z pela variação dos parâmetros

Nesta secção foi analisado graficamente como a estrutura se comporta com a variação de um único parâmetro, pilar, núcleo central de rigidez ou fck, mantendo todos os outros fixos.

4.2.3.1 Pilares

Para as mesmas secções de pilares foi analisado como se comporta para o mesmo fck o quanto influenciava no γ_z a variação do volume de concreto do núcleo central de rigidez. E para o mesmo núcleo central de rigidez o quanto influenciava no γ_z a variação da resistência do concreto com a mudança de fck. Os gráficos 4.13 a 4.17 mostram todas as possibilidades para os valores obtidos.

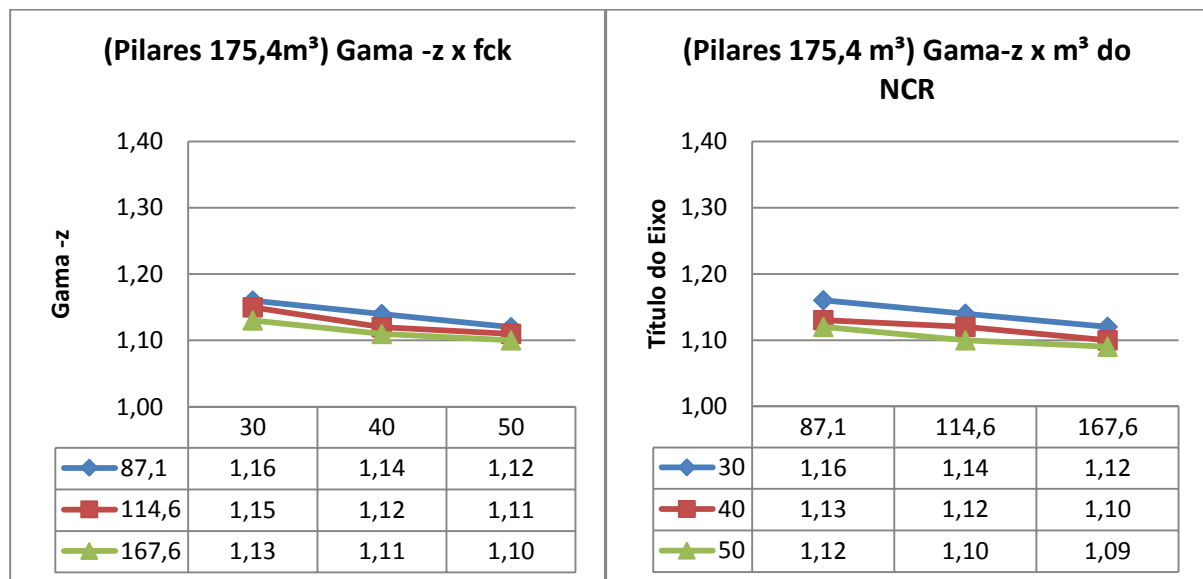


Gráfico 4.13- Pilares 30x60 - variação do fck e do volume de concreto do núcleo central de rigidez.

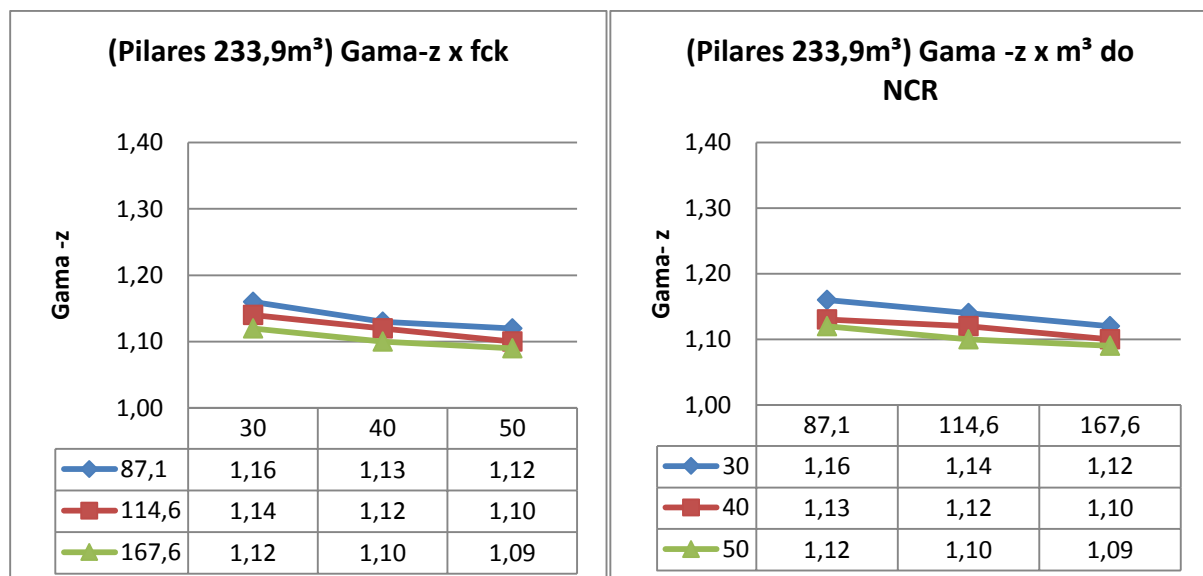


Gráfico 4.14- Pilares 30x80 variação do fck e do volume de concreto do núcleo central de rigidez.

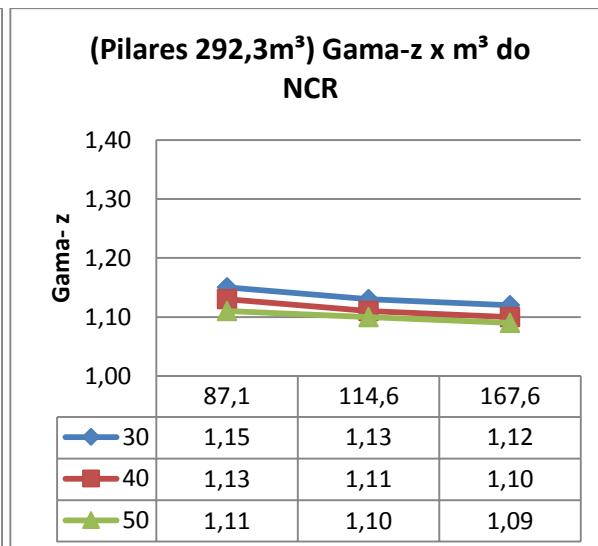
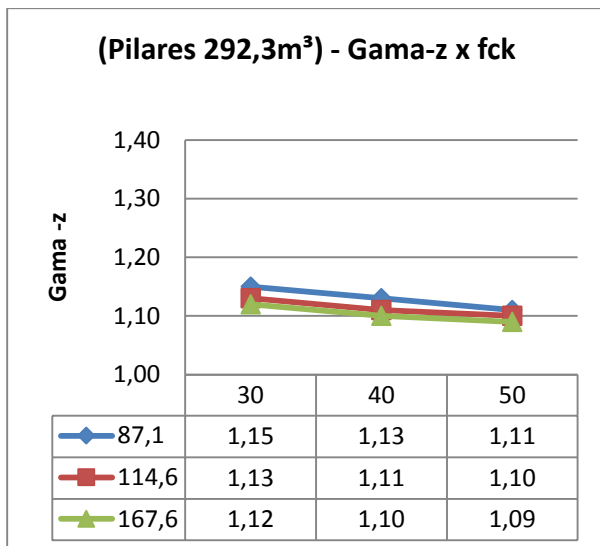


Gráfico 4.15- Pilares 30x100 variação do fck e do volume de concreto do núcleo central de rigidez.

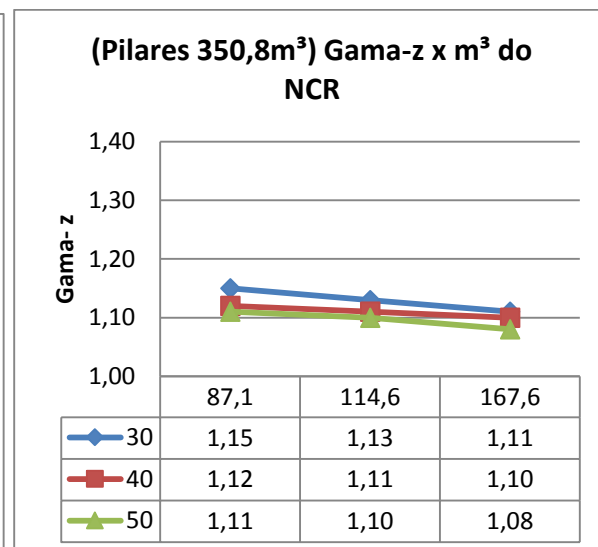
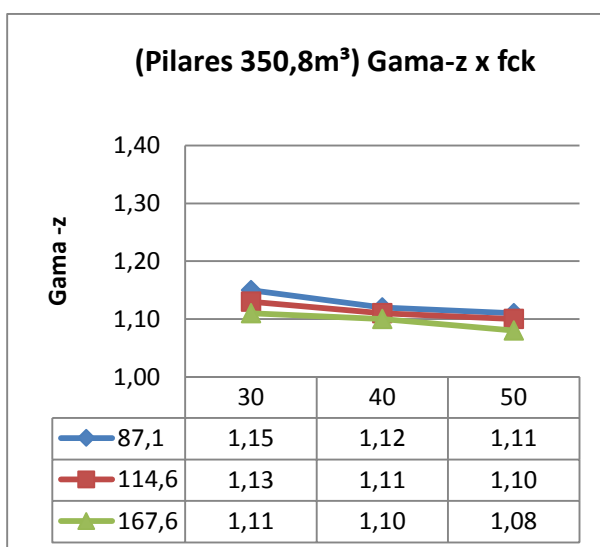


Gráfico 4.16- Pilares 30x120 variação do fck e do volume de concreto do núcleo central de rigidez.

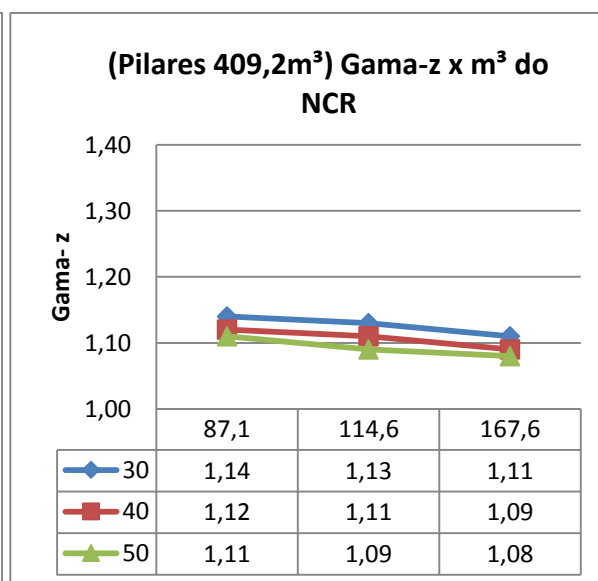
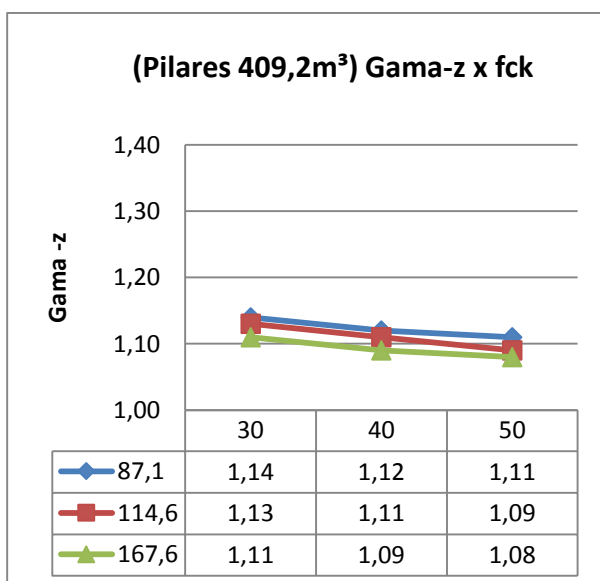


Gráfico 4.17 - Pilares 30x140 variação do fck e do volume de concreto do núcleo central de rigidez.

4.2.3.2 Núcleo central de rigidez.

Para o mesmo núcleo central de rigidez foi analisado como se comporta para o mesmo f_{ck} o quanto influenciava no γ_z a variação do volume de concreto dos pilares e para o mesmo volume de concreto dos pilares o quanto influencia no γ_z a variação do f_{ck} . Os gráficos 4.18 a 4.20 mostram os resultados para todas as possibilidades possíveis com os valores obtidos.

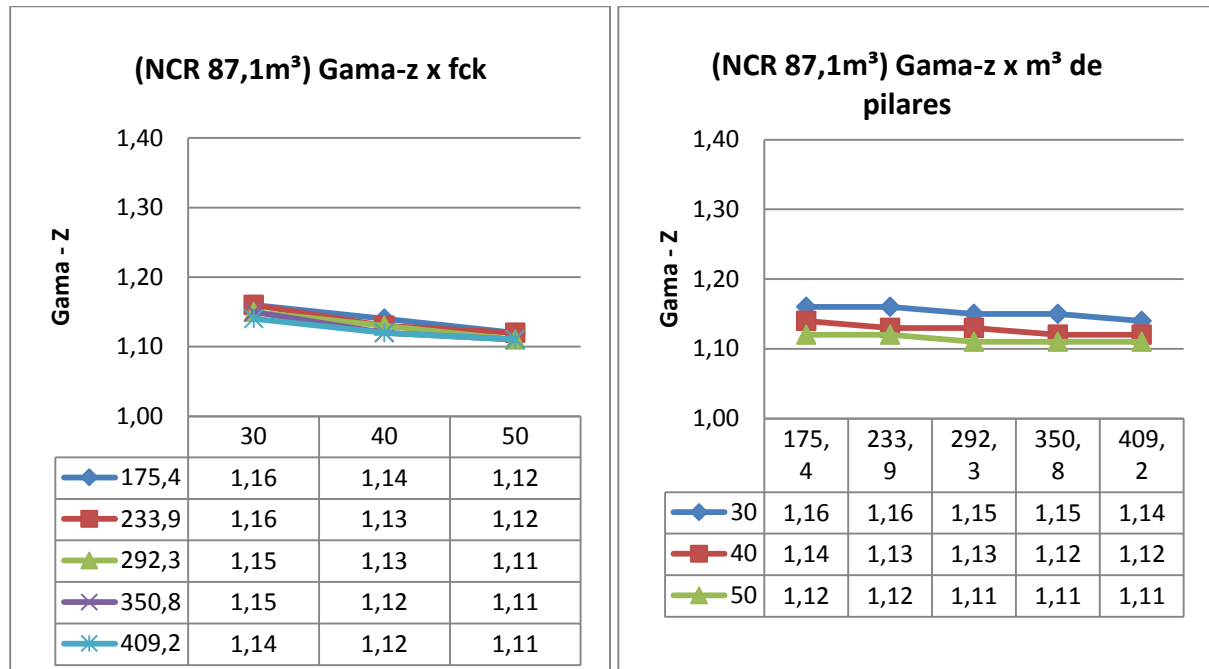


Gráfico 4.18- Núcleo central de rigidez espessura 15 cm - variação do f_{ck} e do volume de concreto dos pilares.

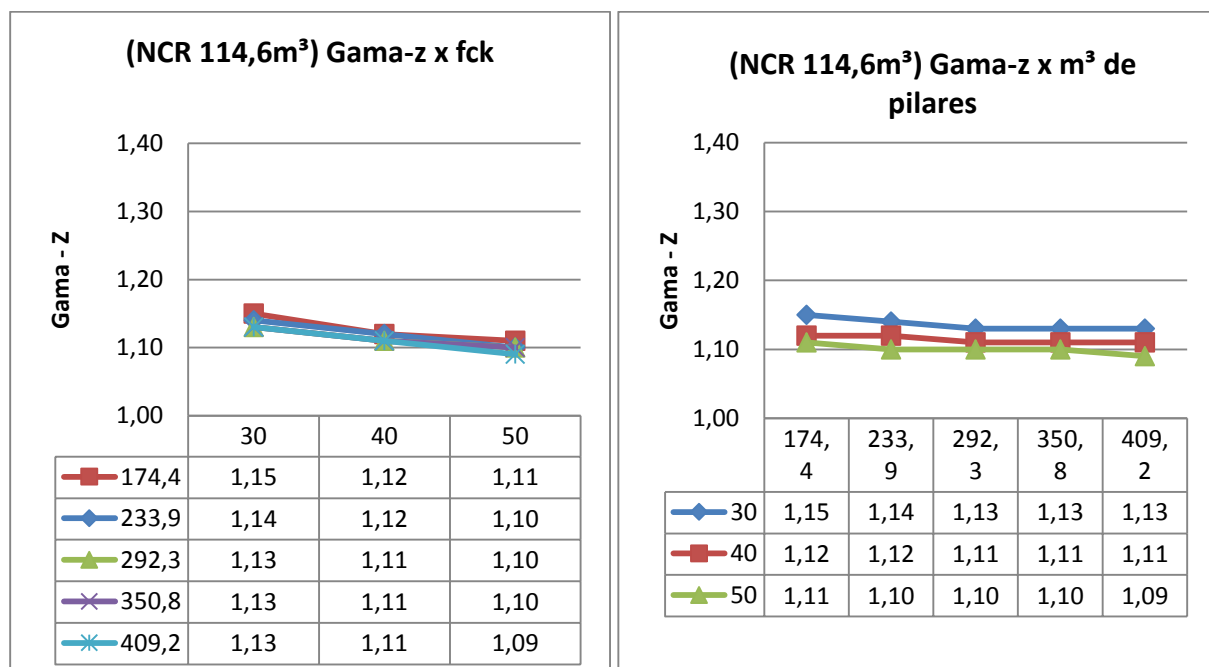


Gráfico 4.19- Núcleo central de rigidez espessura 20 cm - variação do f_{ck} e do volume de concreto dos pilares

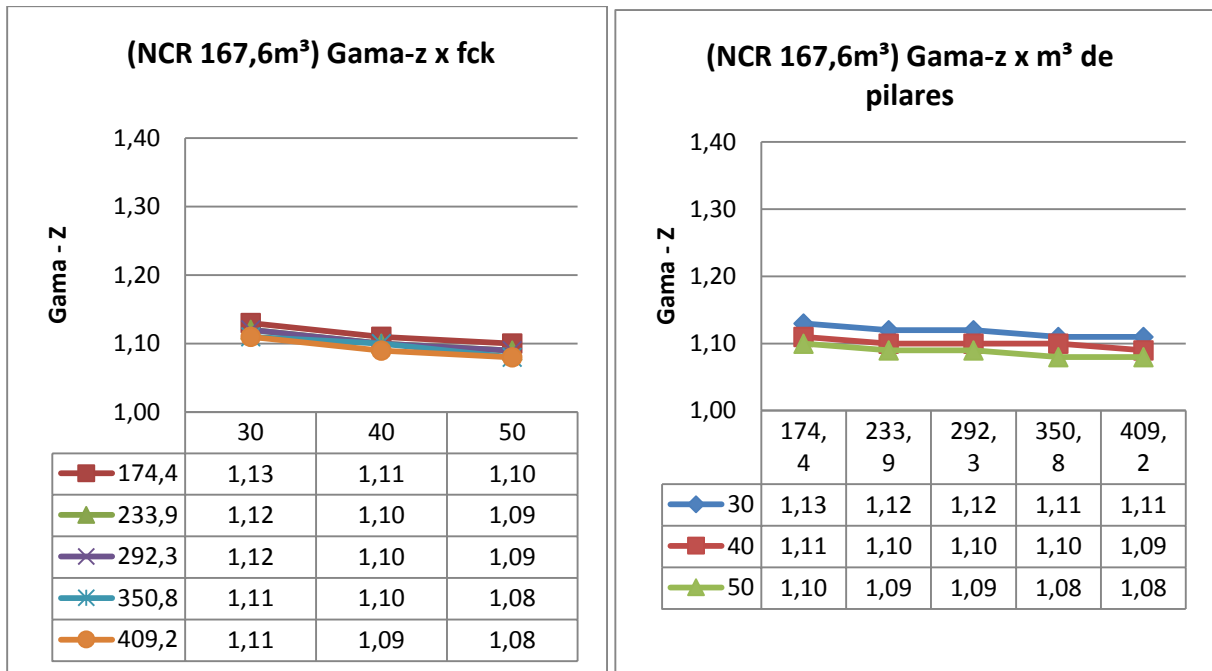


Gráfico 4.20- Núcleo central de rigidez espessura 30 cm - variação do fck e do volume de concreto dos pilares

4.2.3.3 Resistencia a compressão do concreto (fck)

Mantido o mesmo fck foi analisado o quanto com o mesmo volume de concreto dos pilares o quanto a variação de concreto no núcleo central de rigidez foi relevante para o parâmetro γ_z e vice-versa. Os gráficos 4.21 e 4.23 mostram essa análise.

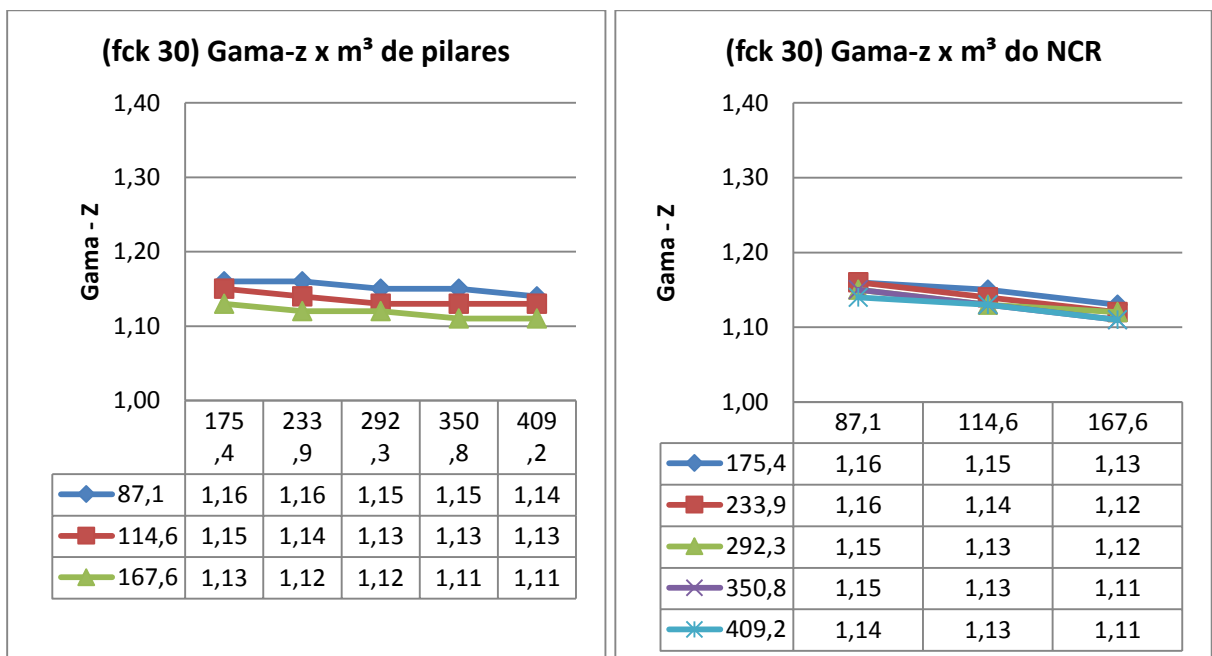


Gráfico 4.21- fck 30 - variação do volume de concreto dos pilares e do núcleo central de rigidez.

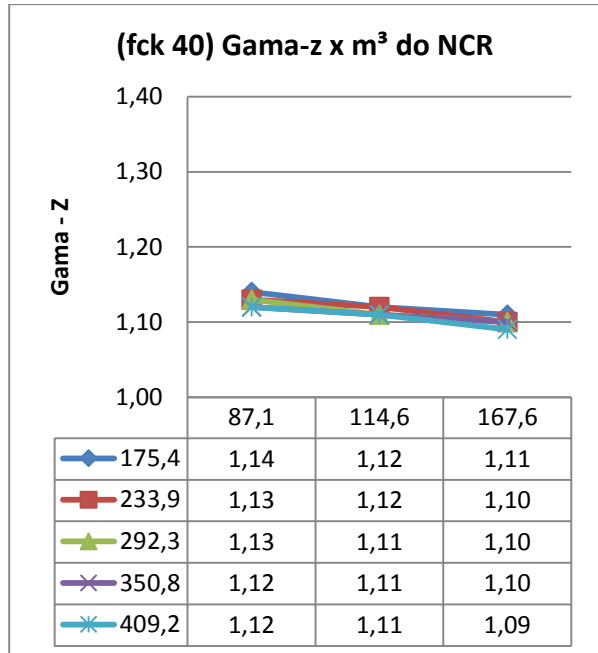
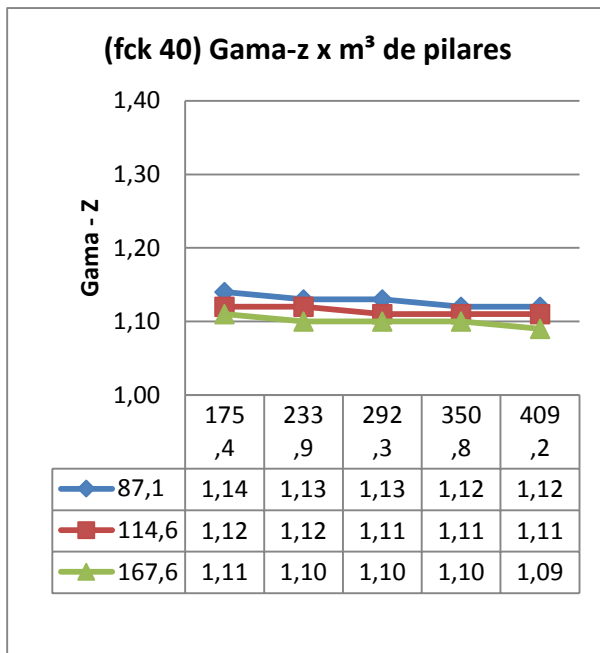


Gráfico 4.22- fck 40 - variação do volume de concreto dos pilares e do núcleo central de rigidez.

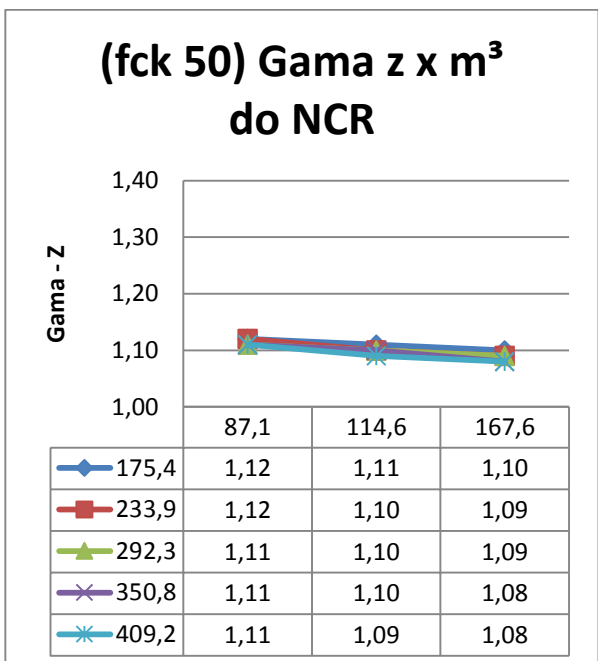
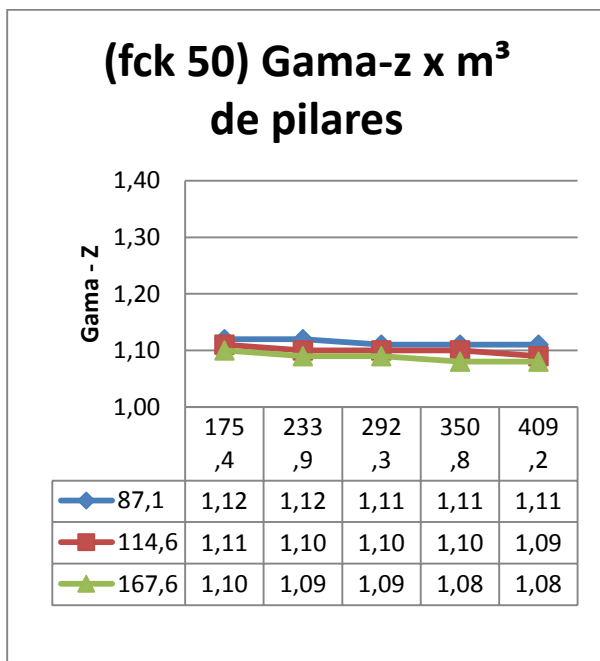


Gráfico 4.23- fck 50 - variação do volume de concreto dos pilares e do núcleo central de rigidez.

4.2.4 Análises numéricas

Com base nos gráficos é possível se fazer uma análise numérica das variações do parâmetro γ_z a cada alteração dos parâmetros estruturais. Nos pilares foi obtido o quanto variou a cada acréscimo de 20 cm na secção de todos os elementos destes considerando o volume de concreto total necessário para essa alteração no edifício todo. Pelo núcleo central de rigidez foi alterado a espessura mantendo todas as outras dimensões constantes considerando o volume de concreto necessário para esta alteração no edifício todo. Pelo f_{ck} foi obtido o quanto variou com o acréscimo de 10 MPa na resistência do concreto do edifício todo. A variação relativa do γ_z com relação ao γ_z inicial do edifício de referência foi feita com o acréscimo de 10 m³ de concreto para os pilares e núcleo central de rigidez e com o acréscimo de 5 MPa para o f_{ck} . Estes valores das variações foram obtidos pela mesma relação da variação total de concreto pela variação de 10m³. Os valores da variação de 5MPa foram obtidos com a metade do valor da variação de 10 MPa.

4.2.4.1 Pilares.

Os valores das variações são dados pela diferença do γ_z do edifício com apenas a alteração da secção dos pilares com o γ_z do edifício de referência inicial. Onde todos os outros elementos que não sejam pilares são iguais ao edifício de referência e as secções de todos os pilares tem um acréscimo de 20cm. A tabela 4.9 mostra os valores da variação absoluta desta mudança. Os valores da secção de 30cm x 140cm não aparecem na tabela 4.9 porque eles serviram apenas de referência para os pilares de secção de 30 x 120. Não existiam dados de pilares com secção maiores para comparação destes.

Tabela 4.9- - Alteração do gama-z com acréscimo de 20 cm na secção dos pilares

Variações do gama -z pelo acréscimo de 20 cm p/ secção dos PILARES					Acréscimo de m ³ de concreto	Variação relativa a cada 10m ³		
Seções		fck do concreto (MPa)				fck do concreto (MPa)		
Pilar	NCR	30	40	50		30	40	50
30x60	15	0	0,01	0	58,5	0,00%	0,15%	0,00%
30x60	20	0,01	0	0,01	58,5	0,15%	0,00%	0,15%
30x60	30	0,01	0,01	0,01	58,5	0,15%	0,15%	0,16%
30x80	15	0,01	0	0,01	58,4	0,15%	0,00%	0,15%
30x80	20	0,01	0,01	0	58,4	0,15%	0,15%	0,00%
30x80	30	0	0	0	58,4	0,00%	0,00%	0,00%
30x100	15	0	0,01	0	58,5	0,00%	0,15%	0,00%
30x100	20	0	0	0	58,5	0,00%	0,00%	0,00%
30x100	30	0,01	0	0,01	58,5	0,15%	0,00%	0,16%
30x120	15	0,01	0	0	58,4	0,15%	0,00%	0,00%
30x120	20	0	0	0,01	58,4	0,00%	0,00%	0,16%
30x120	30	0	0,01	0	58,4	0,00%	0,16%	0,00%

4.2.4.2 Núcleo central de rigidez.

Os valores das variações do núcleo central de rigidez são dados pela diferença do γ_z do edifício com apenas a alteração da espessura do NCR com o γ_z do edifício de referência inicial. Onde todos os outros elementos são iguais ao edifício de referência. A análise com espessura do NCR com 30 cm não aparecem na tabela 4.10 porque eles serviram apenas de referência para a estrutura com espessura do NCR de 20 cm.

Tabela 4.10- Alteração do gama-z com o acréscimo da espessura do NCR

Variações do gama-z pelo acréscimo de largura do NCR					Acréscimo de m ³ de concreto	Variação relativa a cada 10m ³		
Secções		fck do concreto (MPa)				fck do concreto (MPa)		
Pilar	NCR	30	40	50		30	40	50
30x60	15	0,01	0,02	0,01	27,5	0,31%	0,64%	0,32%
	20	0,02	0,01	0,01	53	0,33%	0,17%	0,17%
30x80	15	0,02	0,01	0,02	27,5	0,63%	0,32%	0,65%
	20	0,02	0,02	0,01	53	0,33%	0,34%	0,17%
30x100	15	0,02	0,02	0,01	27,5	0,63%	0,64%	0,33%
	20	0,01	0,01	0,01	53	0,17%	0,17%	0,17%
30x120	15	0,02	0,01	0,01	27,5	0,63%	0,32%	0,33%
	20	0,02	0,01	0,02	53	0,33%	0,17%	0,34%
30x140	15	0,01	0,01	0,02	27,5	0,32%	0,32%	0,66%
	20	0,02	0,02	0,01	53	0,33%	0,34%	0,17%

4.2.4.3 Fck

Os valores das variações do γ_z gerados pela alteração apenas do fck são dados pela diferença do γ_z do edifício com o γ_z do edifício de referência inicial. Onde todos os elementos são iguais ao edifício de referência e o fck tem um acréscimo de 10MPa. Todas as variações do edifício com fck de 50 MPa serviram apenas de referência para as variações do edifício com 40MPa. A tabela 4.11 mostra os resultados das variações absolutas e as variações relativas com relação ao γ_z inicial com um acréscimo do fck em 5 MPa.

Tabela 4.11- Alteração do gama-z com acréscimo de 10MPa no fck do concreto.

Variações do gama-z pelo acréscimo 10 MPa no fck				Acréscimo de MPa no concreto	Variação Relativa a cada 5 MPa	
Secções		fck do concreto (MPa)			fck do concreto	
Pilar	NCR	30	40		30	40
30x60	15	0,02	0,02	10	0,86%	0,88%
30x60	20	0,03	0,01	10	1,30%	0,45%
30x60	30	0,02	0,01	10	0,88%	0,45%
30x80	15	0,03	0,01	10	1,29%	0,44%

30x80	20	0,02	0,02	10	0,88%	0,89%
30x80	30	0,02	0,01	10	0,89%	0,45%
30x100	15	0,02	0,02	10	0,87%	0,88%
30x100	20	0,02	0,01	10	0,88%	0,45%
30x100	30	0,02	0,01	10	0,89%	0,45%
30x120	15	0,03	0,01	10	1,30%	0,45%
30x120	20	0,02	0,01	10	0,88%	0,45%
30x120	30	0,01	0,02	10	0,45%	0,91%
30x140	15	0,02	0,01	10	0,88%	0,45%
30x140	20	0,02	0,02	10	0,88%	0,90%
30x140	30	0,02	0,01	10	0,90%	0,46%

4.2.5 Comparação entre alterações

Todas as variações relativas obtidas na análise numérica agora podem ser comparadas para o mesmo edifício inicial de referência, ou seja, para o mesmo edifício quanto mudaria o γ_z se for aumentado o fck em 5 MPa, ou acrescentado 10m³ de concreto no núcleo central de rigidez, ou acrescentado 10m³ de concreto nos pilares. A tabela 4.12 mostra o resultado dessa comparação.

Tabela 4.12- Variação relativa com relação ao gama-z inicial para cada possível alteração

Variação relativa com relação ao gama-z inicial para cada possível alteração considerada individualmente									
Edifício de referência				Alterações			Relação com a alteração do NCR		
Pilar	NCR	fck	γ_z inicial	Acréscimo de 5 MPa	Acréscimo de 10 m ³ de NCR	Acréscimo de 10 m ³ de pilar	fck/NCR	NCR/NCR	pilares / NCR
30x60	20	30	1,15	1,30%	0,33%	0,15%	397%	100%	45%
30x80	15	30	1,16	1,29%	0,63%	0,15%	206%	100%	24%
30x80	20	30	1,14	0,88%	0,33%	0,15%	265%	100%	45%
30x100	15	30	1,15	0,87%	0,63%	0,00%	138%	100%	0%
30x100	20	30	1,13	0,88%	0,17%	0,00%	530%	100%	0%
30x120	15	30	1,15	1,30%	0,63%	0,15%	206%	100%	24%
30x120	20	30	1,13	0,88%	0,33%	0,00%	265%	100%	0%
30x60	15	40	1,14	0,88%	0,64%	0,15%	138%	100%	24%
30x60	20	40	1,12	0,45%	0,17%	0,00%	265%	100%	0%
30x80	15	40	1,13	0,44%	0,32%	0,00%	138%	100%	0%
30x80	20	40	1,12	0,89%	0,34%	0,15%	265%	100%	45%
30x100	15	40	1,13	0,88%	0,64%	0,15%	138%	100%	24%
30x100	20	40	1,11	0,45%	0,17%	0,00%	265%	100%	0%
30x120	15	40	1,12	0,45%	0,32%	0,00%	138%	100%	0%
30x120	20	40	1,11	0,45%	0,17%	0,00%	265%	100%	0%
							Tendência NCR/ pilares 693%		

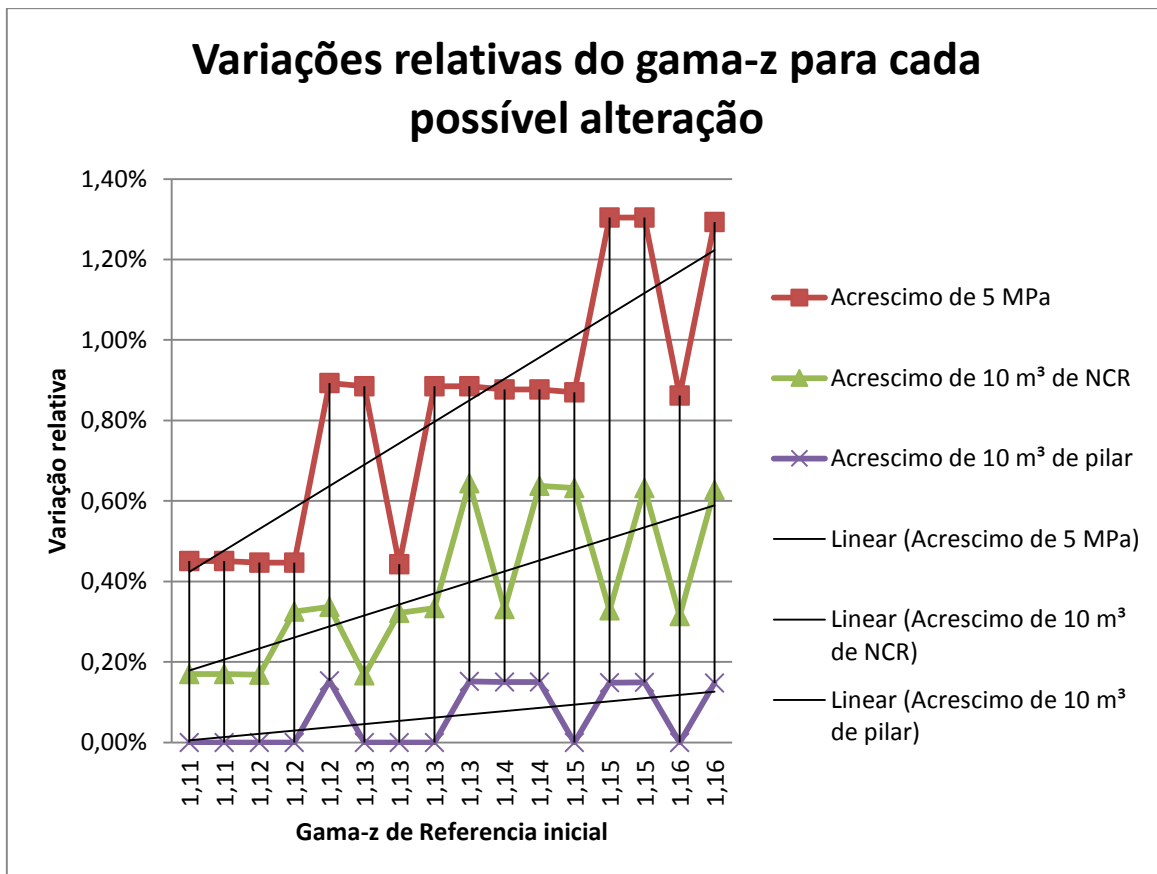


Gráfico 4.24- Variações relativas do gama-z para cada possível alteração para estrutura cogumelo.

Os resultados observados foram, em todos os casos, é mais eficiente para a melhora da estabilidade global do edifício o acréscimo de 10m³ de concreto no núcleo central de rigidez do que o acréscimo de 10m³ nos pilares. E é mais eficiente o acréscimo de 5MPa no concreto do que o acréscimo de 10m³ de concreto no núcleo central de rigidez e conseqüentemente também dos pilares. O gráfico 4.24 mostra visualmente a diferença.

4.3 Comparação entre estruturas

O gráfico 4.25 mostra o gráfico 4.24, das variações relativas da estrutura cogumelo, e o gráfico 4.12, variações relativas da estrutura convencional, juntos com o mesmo parâmetro de comparação, gama-z de referência inicial.

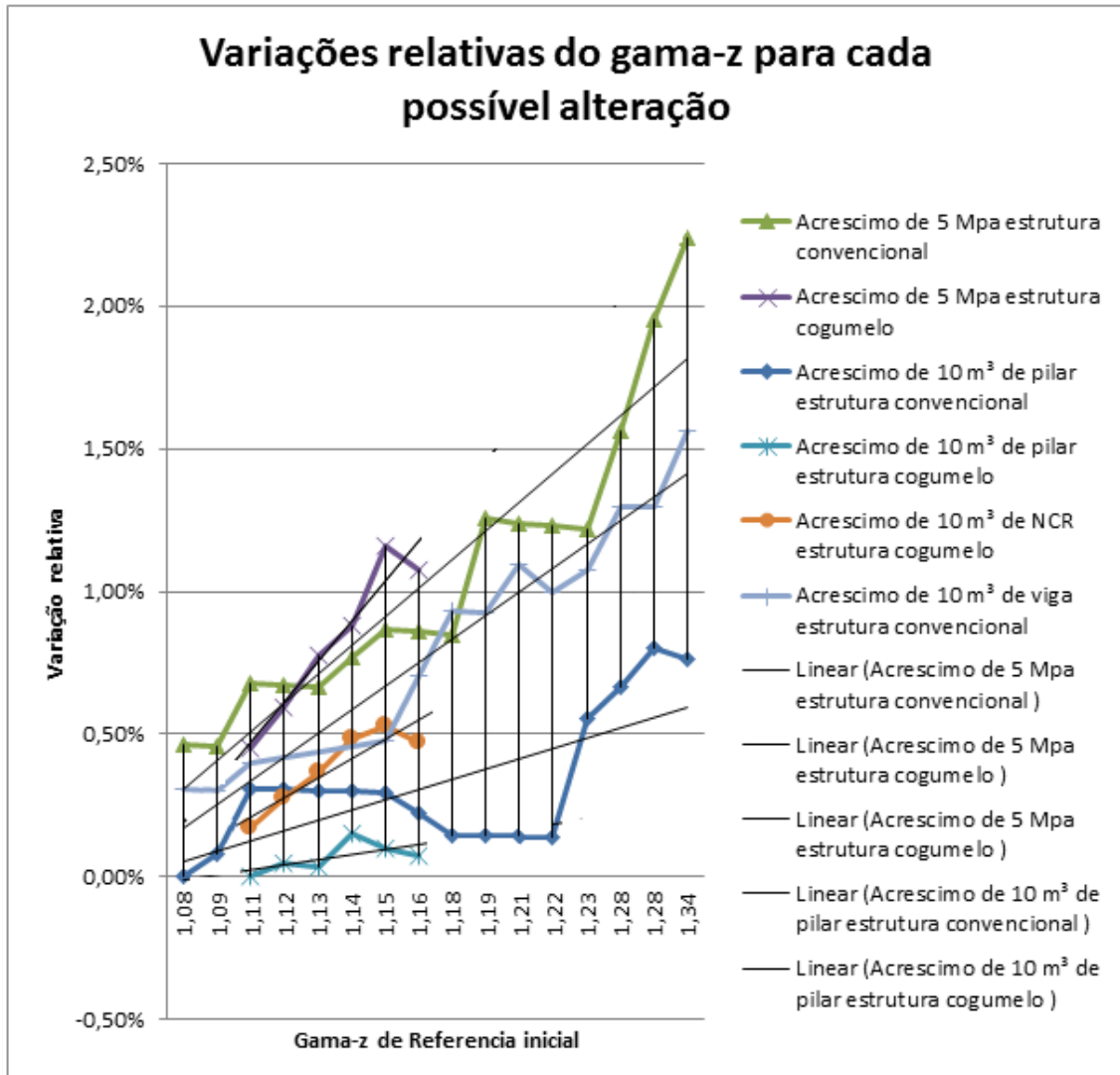


Gráfico 4.25- Variação relativa por gama-z de referência para a estrutura cogumelo e estrutura convencional.

O Gráfico 4.25 mostra que todos os resultados da estrutura cogumelo se encontram em uma faixa de γ_z de 1,11 a 1,16, bem menor do que a faixa de variação do γ_z da estrutura convencional, γ_z de 1,08 a 1,34. Nas duas estruturas a alteração mais eficiente foi o acréscimo de 5 Mpa na resistência do concreto do edifício. A menos eficiente em ambas as estruturas foi o acréscimo de 10 m³ de concreto nos pilares. Comparando o acréscimo de 10 m³ de concreto nos pilares, na mesma faixa de γ_z de referência inicial para as duas estruturas, a estrutura convencional teve uma eficiência maior para reduzir os esforços globais de segunda ordem do edifício do que a estrutura cogumelo. Para a mesma faixa de γ_z de referência inicial nas duas estruturas, o acréscimo de 10 m³ de concreto nas vigas da estrutura convencional foram mais eficientes do que o acréscimo de 10 m³ de concreto no núcleo central de rigidez. Em ambos os edifícios e para qualquer tipo de acréscimo de resistência dos parâmetros, todos são mais eficientes quando o edifício está menos rígido.

4.4 Comparação entre acrescentar 5 MPa no fck ou 10 m³ de concreto

Se o único parâmetro considerado for o custo essa parte vai determinar se é mais eficiente para reduzir o γ_z acrescentar 10 m³ de concreto nas vigas para estruturas convencionais ou acrescentar 10 m³ de concreto no núcleo central de rigidez para estruturas com laje cogumelo com relação a aumentar a resistência do concreto em 5 MPa. As tabelas 4.13 e 4.14 mostram o quanto representa no acréscimo do custo aumentar 10 m³ de concreto, considerando que o custo é diretamente proporcional ao acréscimo de m³ de concreto no edifício (custos de bombeamento, aluguel de equipamentos e mão de obra não foram considerados), e o quanto seria necessário de acréscimo de custo de aumentar o volume de concreto para equivaler com a eficiência de melhorar a estabilidade global do edifício acrescentando 5 MPa no fck do concreto. Se o custo de aumentar 5 MPa for superior ao valor médio apontado na parte inferior da tabela 4.13 aumentar o volume de concreto do núcleo central de rigidez vai ser mais barato do que aumentar a resistência do concreto para a estrutura cogumelo. Se o custo de aumentar a resistência do concreto em 5 MPa for maior do que o valor apontado na tabela 4.14 passa a ser mais barato para diminuir os esforços de 2ª ordem do edifício acrescentar concreto nas vigas.

Tabela 4.13-Relação entre acrescentar 10m³ de concreto no NCR e 5MPa de resistência no fck

fck/NCR	Volume de concreto (m ³)				Acréscimo de 10m ³ de concreto com relação ao volume inicial de concreto no edifício	Acréscimo de concreto no edifício para equivaler a eficiência de acrescentar 5 Mpa
	Pilar	NCR	Lajes	Total		
275%	175,4	87,1	468	730,5	1,4%	3,8%
397%	175,4	114,6	468	758	1,3%	5,2%
206%	233,9	87,1	468	789	1,3%	2,6%
265%	233,9	114,6	468	816,5	1,2%	3,2%
138%	292,3	87,1	468	847,4	1,2%	1,6%
530%	292,3	114,6	468	874,9	1,1%	6,1%
206%	350,8	87,1	468	905,9	1,1%	2,3%
265%	350,8	114,6	468	933,4	1,1%	2,8%
138%	175,4	87,1	468	730,5	1,4%	1,9%
265%	175,4	114,6	468	758	1,3%	3,5%
138%	233,9	87,1	468	789	1,3%	1,7%
265%	233,9	114,6	468	816,5	1,2%	3,2%
138%	292,3	87,1	468	847,4	1,2%	1,6%
265%	292,3	114,6	468	874,9	1,1%	3,0%
138%	350,8	87,1	468	905,9	1,1%	1,5%
265%	350,8	114,6	468	933,4	1,1%	2,8%
Tendência						3,1%

Tabela 4.14-Relação entre acrescentar 10m³ de concreto nas vigas e 5 MPa de resistência no fck

fck/vigas	Volume de concreto (m ³)				Acréscimo de 10m ³ de concreto relação ao volume inicial de concreto no edifício	Acréscimo de concreto no edifício para equivaler a eficiência de acrescentar 5 Mpa
	Pilar	Vigas	Lajes	Total		
143%	175,4	226,6	468	870	1,1%	1,6%
181%	175,4	317,2	468	960,6	1,0%	1,9%
151%	233,9	226,6	468	928,5	1,1%	1,6%
181%	233,9	317,2	468	1019,1	1,0%	1,8%
124%	292,3	226,6	468	986,9	1,0%	1,3%
227%	292,3	317,2	468	1077,5	0,9%	2,1%
113%	350,8	226,6	468	1045,4	1,0%	1,1%
151%	350,8	317,2	468	1136	0,9%	1,3%
121%	175,4	226,6	468	870	1,1%	1,4%
113%	175,4	317,2	468	960,6	1,0%	1,2%
113%	233,9	226,6	468	928,5	1,1%	1,2%
113%	233,9	317,2	468	1019,1	1,0%	1,1%
136%	292,3	226,6	468	986,9	1,0%	1,4%
151%	292,3	317,2	468	1077,5	0,9%	1,4%
91%	350,8	226,6	468	1045,4	1,0%	0,9%
151%	350,8	317,2	468	1136	0,9%	1,3%
Tendência					1,5%	

5 Conclusões.

Nesta parte são apresentadas as principais conclusões dos resultados e como eles podem ser utilizados na vida prática da engenharia civil. Qual foi o parâmetro observado mais eficiente para o aumento da estabilidade global do edifício com laje convencional e qual foi o mais eficiente com o edifício de laje cogumelo. E comparar as duas estruturas com relação aos mesmos parâmetros.

5.1 Estrutura convencional.

Na concepção de um edifício de 12 pavimentos tipo torre com laje convencional o que é mais relevante para melhorar a estabilidade global do edifício considerando apenas o volume de concreto é o acréscimo de rigidez das vigas. O Acréscimo de concreto nesta foi pela linha de tendência 134% mais eficiente do que o acréscimo da mesma quantidade de concreto nos pilares. Se a diferença de preço de se acrescentar 5 Mpa na resistência do concreto na usina for inferior a 3,1% do preço inicial o acréscimo de resistência do f_{ck} passa a ser mais eficiente para reduzir o γ_z do que o acréscimo de concreto nas vigas (se o único parâmetro de comparação for o preço). A tabela 5.1 apresenta os valores com base na linha de tendência das melhorias dos parâmetros para a estrutura convencional.

	Mudança de parâmetro	eficiência com relação aos pilares
mais eficiente	Aumentar 5MPa de resistência em todo o edifício (se diferença de preço for inferior a 3,1 %)	234% (se diferença de preço for igual a 3,1%)
	Aumentar 10 m ³ de concreto nas vigas	234%
menos eficiente	Aumentar 10 m ³ de concreto nos pilares	100%

Tabela 5.1- Relação entre a eficiência dos parâmetros para a estrutura convencional

5.2 Estrutura com laje cogumelo.

No projeto de um edifício de 12 pavimentos tipo torre com laje cogumelo o que é mais relevante para diminuir os efeitos de 2ª ordem globais do edifício considerando apenas o acréscimo de volume de concreto é o aumentar a rigidez do núcleo central de rigidez, caixas de elevador e escadas. Estas superaram a capacidade dos pilares de diminuir o γ_z em 593%. Se a diferença de preço de se acrescentar 5 Mpa na resistência do concreto na usina for inferior a 1,5% do preço inicial o acréscimo de resistência do f_{ck} passa a ser mais eficiente para reduzir o γ_z do que o acréscimo de concreto no núcleo central de rigidez (se o único parâmetro de comparação for o preço). A tabela 5.2 mostra os valores de comparação entre as eficiências dos parâmetros para a estrutura com laje cogumelo.

	Mudança de parâmetro	Eficiência com relação aos pilares
mais eficiente	Aumentar 5MPa de resistência em todo o edifício (se diferença de preço for inferior a 1,5 %)	693% (se diferença de preço for igual a 1,5%)
	aumentar 10 m ³ de concreto nas vigas	693%
menos eficiente	aumentar 10 m ³ de concreto nos pilares	100%

Tabela 5.2- Relação entre a eficiência dos parâmetros para a estrutura com laje cogumelo

5.3 Comparação entre estruturas

Quanto maior o valor de γ_z maior vai ser a eficiência da melhoria de qualquer parâmetro para a redução dos esforços de segunda ordem dos edifícios estudados. A estrutura cogumelo possui com os mesmos tipos de variação de parâmetros uma faixa de variação do γ_z menor do que a estrutura convencional. Para os mesmos valores de γ_z de referência inicial o acréscimo de concreto nos pilares foi mais eficiente para melhorar a estabilidade global do edifício na estrutura convencional. Na estrutura convencional o acréscimo de concreto nos pilares foi 321 % mais eficiente do que na estrutura com laje cogumelo. No gráfico 5.1 são apresentados as melhorias relativas do γ_z para todos os parâmetros das duas estruturas.

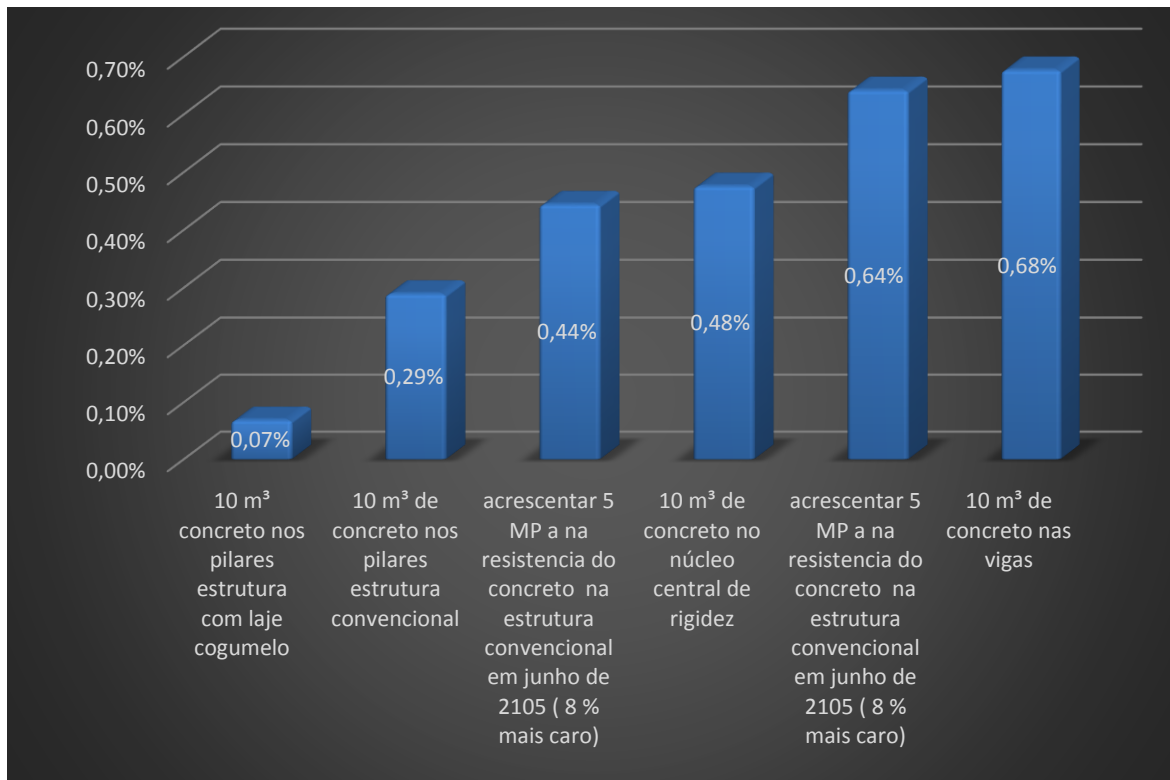


Gráfico 5.1- Melhoria do gama-z para todos os parâmetros das duas estruturas

Referência Bibliográficas

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). **Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade a compressão**. NBR 8522, Rio de Janeiro RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). **Projeto de estruturas de concreto**. NBR 6118, Rio de Janeiro RJ.

CARMO R. M. S. (1995) **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 112 p Dissertação (mestrado)

FRANCO, M; VASCONCELOS, A. C. (1991) **Practical assessment of second order effects in tall buildings**. Colloquium on the CEB-FIP MC 90 COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro – RJ.

GERE, JAMES M; GOODNO BARRY J. (2010) **Mecânica dos materiais**. 859p. tradução da 7ª edição americana.

LIMA, J. L. (2001). **Verificação da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicações de recomendações normativas**. 225p. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos –SP.

PINTO, R. S. (1997) **Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 108p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos 1997.

TEATINI, JOÃO CARLOS S. C (2013) **Estruturas de concreto armado fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 410 p. 2ª Edição revisada Editora Universidade de Brasília. Brasília – DF

ZUMAETA MONCAYO , W. J. (2011) **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado** 221p. Dissertação (mestrado) Escola de engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos – SP