

**AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE
GLOBAL EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

MÔNICA MARIA EMERENCIANO BUENO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

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

**AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE
GLOBAL EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

MÔNICA MARIA EMERENCIANO BUENO

**ORIENTADOR: WILLIAM TAYLOR MATIAS SILVA
CO-ORIENTADOR: GUILHERME SALES SOARES DE A. MELO**

**DISERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL**

**PUBLICAÇÃO : E.DM - 002A/09
BRASÍLIA, DF, FEVEREIRO-2009**

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

**AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE GLOBAL
EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

MÔNICA MARIA EMERENCIANO BUENO

**DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE
TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU
DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.**

APROVADA POR:

**Prof. William Taylor Matias Silva, Dr. Ing. (ENC-UnB)
(orientador)**

**Prof. Yosiaki Nagato, DSc. (ENC-UnB)
(Examinador Interno)**

**Prof. Ricardo Leopoldo e Silva França, DSc. (EPUSP)
(Examinador Externo)**

BRASÍLIA, 18 DE FEVEREIRO DE 2009

FICHA CATALOGRÁFICA

BUENO, MÔNICA MARIA EMERENCIANO

Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado [Distrito Federal] 2009.

xvii, 88 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2009).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estruturas

2. Estruturas de concreto armado

3. Estabilidade

4. Efeitos de segunda ordem

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BUENO, M. M. E. (2009). Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-002A/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 88 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTORA: Mônica Maria Emerenciano Bueno

TÍTULO: Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto armado

GRAU: Mestre

ANO: 2009

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Mônica Maria Emerenciano Bueno
Rua RS, nº2, Conjunto Morada do Sol, Aleixo.
CEP 69060-093
Manaus - AM – Brasil.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus queridos pais
Carlos e Norma Bueno e aos meus irmãos
Carlinhos e Bruna, pelo amor e apoio incondicional.

AGRADECIMENTOS

A Deus por estar sempre presente em minha vida.

Aos professores William Taylor Matias Silva e Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo pela oportunidade de desenvolver este trabalho e pela confiança em mim depositada.

Ao professor Eldon Londe Mello pela revisão prévia deste trabalho e valiosas sugestões.

Aos professores do Programa de Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília por todas as lições ensinadas.

Ao CNPq pelo auxílio financeiro concedido.

Aos meus queridos pais Carlos e Norma pelo exemplo de vida e por tudo que sempre fizeram para que eu chegasse até aqui.

Aos meus amados irmãos Carlinhos e Bruna por estarem sempre perto, apesar da distância.

A toda minha família pelas manifestações de apoio, carinho, incentivo e amor, tanto de Serra Negra – SP quanto de Natal-RN. Elas foram essenciais.

Ao meu namorado Fabrício por ter sido insistente, paciente, compreensivo e companheiro. Obrigada por ser meu porto seguro em Brasília.

À Jussara e Ronaldo pela amizade, companheirismo e por me receberem nesta cidade.

Aos meus amigos de Manaus, em especial para Rachel, Polly, Geórgia, Vivian, Andrezza, Rai, Theka, Ana Cristina, Alice e Adelle, pelo apoio e carinho em tantos os momentos.

Aos amigos conquistados no Mestrado, em especial à “Turma da Mônica” na formação final (Fabrício, Markin, Kellen e Marquito), pelos dias, noites e madrugadas passados juntos estudando (ou não). E à mãe da Kellen por fazer parte da nossa turma também.

A todos os meus professores, sem exceção, em especial aos professores Flávio Alberto Cantisani de Carvalho e Francisco Anastácio Cantisani de Carvalho, da Universidade Federal do Amazonas, pelo incentivo e amizade.

À internet por encurtar as distâncias e permitir que este trabalho tenha se concretizado.

RESUMO

AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Autora: Mônica Maria Emerenciano Bueno

Orientador: William Taylor Matias Silva

Co-orientador: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, fevereiro de 2009

Os projetos arquitetônicos atuais revelam uma tendência de estruturas cada vez mais altas, esbeltas e menos rígidas, gerando preocupações nas análises estruturais relacionadas à estabilidade. A introdução de um capítulo com orientações sobre instabilidade e efeitos de segunda ordem na NBR 6118/2003 fez com que muitos estudos fossem realizados com o intuito de aprofundar e disseminar o conhecimento nesse tema. Para avaliar a estabilidade global de edifícios de concreto armado de forma prática dois parâmetros são apresentados na Norma Brasileira: o parâmetro α e o coeficiente γ_z , responsáveis por classificar as estruturas em nós móveis ou fixos e dessa forma indicar se os efeitos de segunda ordem podem ou não ser desprezados.

Neste trabalho apresenta-se um estudo sobre os efeitos de segunda ordem, com a determinação dos dois parâmetros avaliadores da estabilidade global de edifícios em algumas situações de projeto, o parâmetro α e o coeficiente γ_z , avaliando quais características de cada estrutura afetam a validade dos resultados. Analisa-se também a aplicação do γ_z na determinação dos efeitos finais de cálculo, já em análise de segunda ordem, proporcionando uma solução aproximada para estruturas de nós móveis.

Através dos exemplos desenvolvidos neste trabalho avalia-se como as simplificações e considerações utilizadas nas formulações dos parâmetros para tornarem possíveis os cálculos podem ser inadequadas em alguns casos, pois muitas vezes as estruturas não são simétricas, possuem cargas excêntricas e vigas de transição, o que pode comprometer a avaliação da estabilidade ao levar a resultados equivocados de γ_z e α .

ABSTRACT

EVALUATION OF THE PARAMETERS OF GLOBAL INSTABILITY OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

Author: Mônica Maria Emerenciano Bueno

Supervisor: William Taylor Matias Silva

Co-orientador: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, February, 2009

The current reinforced concrete new buildings have a tendency of higher, slender and less rigid structures, generating new concerns in structural analysis related with structural instability. The introduction of a chapter dealing with instability and second order effects in the Brazilian Code in 2003, promoted many studies in order to deepen and disseminate knowledge on this subject. To evaluate the global stability of reinforced concrete buildings two practical parameters are presented in the Brazilian Code: the parameter α and the coefficient γ_z , responsible for the classification of structures in braced or unbraced frames, and thus indicates whether the second order effects can be despised. This work presents a study about the second order effects, determining the two parameters of the global instability of buildings in some design cases, the parameter α and the coefficient γ_z , analyzing the characteristics of each structure that affect the trust on the results. It also shows the application of γ_z for the determination of the final effects in second order analysis, providing an approximate solution for unbraced structures. Through examples developed in this work are presented the simplifications and considerations used in the formulations of the parameters that make possible the calculations, but may be inappropriate in some cases because many structures are not symmetrical, have eccentric loads applied and transition beams, usual situations that may compromise the evaluation of the stability and lead to wrong results for α and γ_z .

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA	1
1.2	OBJETIVO DO TRABALHO	2
1.3	RESUMO DOS CAPÍTULOS	3
2	INSTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	4
2.1	PROBLEMAS DE INSTABILIDADE	4
2.2	INSTABILIDADE DE BARRAS ESBELTAS	10
2.2.1	Instabilidade na compressão axial	10
2.2.2	Instabilidade na flexão composta	14
2.2.3	Flambagem inelástica	15
2.2.4	Natureza dos problemas em estruturas de concreto	16
2.3	EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM GLOBAIS	16
2.3.1	Instabilidade de edifícios altos	16
2.3.2	Ações horizontais consideradas	20
2.3.3	Consideração das não linearidades	22
2.3.3.1	Não-linearidade física (NLF)	22
2.3.3.2	Não-linearidade geométrica (NLG)	26
2.3.4	Critério de imobilidade de uma estrutura	28
2.3.5	Crítérios práticos para a avaliação da instabilidade global	29
2.3.5.1	Parâmetro α	29
2.3.5.2	Coeficiente γ_z	36
2.3.5.3	Correlações entre α e γ_z	39
2.3.6	Relação flecha/altura (a/H)	40
2.3.7	Fatores que influenciam a estabilidade global	41
2.3.7.1	Carregamento	42
2.3.7.2	Rigidez	42
2.3.8	Métodos para determinação dos momentos de segunda ordem globais	44
2.3.8.1	Método rigoroso ou exato	44
2.3.8.2	Método $P-\Delta$ clássico	45
2.3.8.3	Métodos simplificados	48
3	SITUAÇÕES DE PROJETO	50

3.1	INTRODUÇÃO	50
3.2	CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROGRAMA UTILIZADO.....	50
3.3	EXEMPLO 01	52
3.4	EXEMPLO 02.....	56
3.5	EXEMPLO 03.....	65
3.6	EXEMPLO 04.....	71
3.7	ANÁLISE DOS RESULTADOS	79
4	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	83
	BIBLIOGRAFIA	85

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Diagrama das configurações de equilíbrio para uma estrutura idealizada (adaptado de GERE, 2003).....	4
Figura 2.2 – Problema de instabilidade com bifurcação do equilíbrio, material linear.....	6
Figura 2.3 – Problema de instabilidade com bifurcação do equilíbrio, material não-linear..	7
Figura 2.4 – Problema de segunda ordem, material linear	8
Figura 2.5 – Problema de ponto limite sem reversão	9
Figura 2.6 – Problema de ponto limite com reversão (estrutura abatida).....	10
Figura 2.7 - Barra submetida à compressão axial (FUSCO, 1981).....	11
Figura 2.8 – Comprimento efetivo de uma barra engastada na base e livre no topo.....	12
Figura 2.9 - Comprimentos de flambagem equivalentes (adaptado de FUSCO, 1981).....	13
Figura 2.10 - Modelos estruturais – Pórtico plano e espacial.....	17
Figura 2.11 - Barra engastada na base e sujeita a carregamentos.....	18
Figura 2.12 - Diagramas de esforços e linha elástica	18
Figura 2.13 - Momento final da estrutura em análise de segunda ordem.....	19
Figura 2.14 – Imperfeições geométricas globais (a) e locais(b).....	20
Figura 2.15 - Imperfeições geométricas globais (NBR 6118/2003).....	21
Figura 2.16 - Diagramas tensão x deformação de cálculo do aço e concreto.....	23
Figura 2.17 – Diagrama momento x curvatura de uma seção de uma viga bi-apoiada (adaptado de MACGREGOR & WIGHT, 2005)	25
Figura 2.18 – Sistema descontínuo dado e sistema contínuo idealizado (adaptado de BECK & KÖNIG, 1967).....	31
Figura 2.19 – Rigidez equivalente de pórticos	34
Figura 2.20 – Diferentes sistemas de contraventamento com suas respectivas deformadas	36
Figura 2.21 – Determinação do momento final M_2 segundo o CEB (1978).....	37
Figura 2.22 – Estrutura deformada com carregamento original e com as cargas fictícias (MACGREGOR & WIGHT, 2005)	45
Figura 2.23 – Pórtico plano e diagramas de primeira e segunda ordem (MACGREGOR & WIGHT, 2005)	47
Figura 3.1 – Planta baixa do pavimento tipo do Edifício 01 (FRANÇA, 1985).....	52
Figura 3.2 – Direção e sentido dos casos simples de vento para o Edifício 01	53
Figura 3.3 – Planta baixa do pavimento tipo do Edifício 01 com a rigidez alterada.....	55

Figura 3.4 – Planta baixa do pavimento 01 do Edifício 02	56
Figura 3.5 – Planta baixa do pavimento tipo do Edifício 02	57
Figura 3.6 – Visualização em 3D do pórtico do Edifício 02	57
Figura 3.7 - Direção e sentido dos casos simples de vento para o Edifício 02.....	58
Figura 3.8 – Carregamento excêntrico com a incidência de ações horizontais positivas e negativas (adaptado de CARMO, 1995)	59
Figura 3.9 – Esquema indicando o quadrante onde se encontra o centro de carga do Edifício 02	63
Figura 3.10 – Detalhe da viga de transição no pavimento 01 do Edifício 02.....	65
Figura 3.11 – Planta baixa do pavimento 01 e do pavimento tipo do Edifício 03	66
Figura 3.12 - Visualização em 3D do pórtico do Edifício 03.....	67
Figura 3.13 - Direção e sentido dos casos simples de vento para o Edifício 03.....	67
Figura 3.14 – Planta baixa do pavimento tipo do Edifício 04	72
Figura 3.15 - Visualização em 3D do pórtico do Edifício 04.....	73
Figura 3.16 – Direção e sentido dos casos simples de vento para o Edifício 04.....	73
Figura 3.17 – Planta baixa do pavimento 15 do Edifício 04, com destaque para os pilares que nascem neste pavimento	75
Figura 3.18 – Planta baixa do pavimento tipo do Edifício 04 com destaque para a localização e orientação dos pilares parede	78
Figura 3.19 – Pórtico do Edifício 04 em sua configuração deformada submetido apenas ao carregamento permanente e acidental (cargas verticais) – plano XZ.....	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1 – Resultado da análise do Edifício 01 para o caso de carregamento 01 direção Y	53
Tabela 3-2 - Resultado da análise do Edifício 01 para o caso de carregamento 02 direção Y	53
Tabela 3-3 - Resultado da análise do Edifício 01 para o caso de carregamento 03 direção Y	54
Tabela 3-4 - Resultado da análise do Edifício 01 para o caso de carregamento 01	54
Tabela 3-5 - Resultado da análise do Edifício 01 com a rigidez modificada para o caso de carregamento 01	55
Tabela 3-6 – Resultado da análise do Edifício 02 para os casos simples de vento	58
Tabela 3-7 - Resultado da análise do Edifício 02 para as combinações do ELU, vento +X61	
Tabela 3-8 - Resultado da análise do Edifício 02 para as combinações do ELU, vento -X	62
Tabela 3-9 - Resultado da análise do Edifício 02 para as combinações do ELU, vento +Y62	
Tabela 3-10 - Resultado da análise do Edifício 02 para as combinações do ELU, vento -Y	62
Tabela 3-11 – Comparação entre os resultados da análise $P - \Delta$ com os coeficientes γ_z' do Edifício 02 para as combinações do ELU	64
Tabela 3-12 - Resultado da análise do Edifício 03 para os casos simples de vento.....	68
Tabela 3-13 - Resultado da análise do Edifício 03 para as combinações do ELU, vento +X	69
Tabela 3-14 - Resultado da análise do Edifício 03 para as combinações do ELU, vento -X	69
Tabela 3-15 - Resultado da análise do Edifício 03 para as combinações do ELU, vento +Y	69
Tabela 3-16 - Resultado da análise do Edifício 03 para as combinações do ELU, vento -Y	69
Tabela 3-17 - Comparação entre os resultados da análise $P - \Delta$ com os coeficientes γ_z' do Edifício 03 para as combinações do ELU	70
Tabela 3-18 – Resultado da análise do Edifício 04 para os casos simples de vento	74
Tabela 3-19 - Resultado da análise do Edifício 04 para as combinações do ELU, vento +X	75

Tabela 3-20 - Resultado da análise do Edifício 04 para as combinações do ELU, vento -X	76
Tabela 3-21 - Resultado da análise do Edifício 04 para as combinações do ELU, vento +Y	76
Tabela 3-22 - Resultado da análise do Edifício 04 para as combinações do ELU, vento -Y	76
Tabela 3-23 – Comparação entre os resultados da análise $P-\Delta$ com os coeficientes γ'_z do Edifício 04 para as combinações do ELU	77
Tabela 3-24 – Resultados da análise do Edifício 01 para os casos de carregamento 01 a 03	79
Tabela 3-25 – Resultados da análise do Edifício 01 para os casos com rigidez inicial e rigidez modificada	80
Tabela 3-26 – Resultados da análise do Edifício 02.....	81
Tabela 3-27 – Resultados da análise do Edifício 03.....	81
Tabela 3-28 – Resultados da análise do Edifício 04.....	82

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

CEB/FIP – Comité Euro-international du Béton – Fédération Internationale de La Précontrainte

EC - Eurocode

NBR - Norma Brasileira Registrada

CAD/TQS - Programa para desenvolvimento de projetos de estruturas

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

NLF – Não-linearidade física

NLG - Não-linearidade geométrica

α - Parâmetro de instabilidade

a - Deflexão máxima

a / H - Relação flecha/ altura

A - Área da seção transversal

C_n - Constante de integração

ε - Deformação

e - Excentricidade

E - Módulo de elasticidade

EI - Rigidez

F - Carga

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto

f_e - Limite de proporcionalidade do material

γ_f - Coeficiente de ponderação das ações

γ_z - Coeficiente de avaliação da instabilidade e majoração dos esforços globais finais de 1^ª ordem para obtenção dos finais de 2^ª ordem

H - Altura total

i - Raio de giração

I_c - Momento de inércia da seção bruta

K - Constante

λ - Índice de esbeltez de uma barra

l - Comprimento de uma barra

l_e - Comprimento de flambagem equivalente

M - Momento

M_{1d} - Momento de primeira ordem

M_{2d} - Momento de segunda ordem

P - Carga vertical

P_{cr} - Carga crítica

ψ_0 - Fator de redução de combinação

$P-\Delta$ - Efeitos globais da NLG / Método para obter os momentos finais de segunda ordem

q - Carga distribuída

r - Razão

$1/r$ - Curvatura

R_d - Esforços resistentes de cálculo

$RM2M1$ - Razão entre o momento de segunda ordem final e o de primeira ordem da última iteração da análise $P-\Delta$

S_d - Esforços atuantes de cálculo

θ - Rotações do eixo de uma barra / Deslocamento angular

σ - Tensão

W - Módulo de resistência à flexão

y - Deflexão

1 INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

O desenvolvimento da engenharia ao longo dos séculos apresentou a possibilidade de construções cada vez mais ousadas que desafiavam o conhecimento da ciência. Materiais, métodos construtivos e de cálculo foram evoluindo para acompanhar o progresso da humanidade. Os edifícios de vários andares, por exemplo, inicialmente eram mais baixos, utilizavam um grande número de vigas e pilares e tinham seus pórticos preenchidos por alvenarias em grande parte das construções. Além disso, os elementos eram bastante robustos para atenderem aos códigos e normas, especialmente devido à resistência do concreto.

Porém, a realidade dos projetos arquitetônicos da atualidade revela uma tendência de estruturas cada vez mais altas, esbeltas e menos rígidas, gerando novas preocupações nas análises de projetos simples que antes só eram consideradas em estruturas muito altas. Novos sistemas construtivos como as lajes nervuradas, treliçadas, e lisas, vedações de vidro substituindo as de alvenaria, pilares e vigas cada vez mais esbeltos pelo grande aumento da resistência do concreto compõem esse novo cenário da construção civil. Para acompanhar tal necessidade, a engenharia busca se aperfeiçoar constantemente, inovando com materiais e processos de cálculo que permitem ousadias cada vez maiores nas edificações atuais.

Os possíveis problemas provenientes da instabilidade dessas edificações, pelas suas características de esbeltez e pouca rigidez, são objeto de estudo de muitos pesquisadores e o avanço que já existe nesta área fornece aos profissionais boas ferramentas para um projeto seguro. Um exemplo disso é a NBR 6118/2003 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, que na sua versão anterior (1978) não contemplava orientação completa para a consideração da mobilidade de estruturas. A atual versão comporta um capítulo inteiro sobre o assunto.

Considerar a deslocabilidade de uma estrutura e o equilíbrio na forma deslocada é indispensável para avaliar a estabilidade global, um tipo de análise que deve ser feita em estruturas onde os deslocamentos laterais são expressivos e imprimem esforços adicionais consideráveis pelo carregamento vertical atuando na configuração deformada, os chamados Efeitos de Segunda Ordem. Atualmente duas grandes ferramentas auxiliam o projetista

neste caso: os parâmetros de instabilidade e os programas computacionais para análise estrutural.

Os chamados parâmetros de instabilidade são “avaliadores da sensibilidade” da estrutura e permitem ao projetista analisar a necessidade de considerar ou não os efeitos de segunda ordem ainda na fase inicial do projeto. Atualmente, a NBR 6118/2003 considera o Parâmetro de instabilidade α e o Coeficiente γ_z para a verificação da possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de segunda ordem sem necessidade de cálculo rigoroso.

Quanto aos computadores, não se pode imaginar a engenharia de estruturas de hoje sem o uso de sistemas computacionais como ferramenta auxiliar que pode proporcionar grande produtividade com qualidade e segurança. Eles estão presentes em todas as etapas do projeto estrutural, mas são especialmente importantes quando se considera uma análise de segunda ordem por permitirem várias simulações de um mesmo modelo e assim encontrar soluções tecnicamente viáveis quanto à estabilidade. Muitos programas de cálculo estrutural incorporam os parâmetros de instabilidade considerados pela NBR 6118/2003 e são excelentes auxiliares para o engenheiro. Todavia, é preciso conhecer as formulações e simplificações adotadas pelos softwares para que o raciocínio seguido pelo profissional seja o mesmo que o computador irá processar, levando assim ao resultado esperado.

1.2 OBJETIVO DO TRABALHO

O objetivo deste trabalho foi estudar a estabilidade de estruturas e a aplicação dos parâmetros já conhecidos na literatura presentes na NBR 6118/2003 (parâmetro α e coeficiente γ_z), fazendo uma revisão bibliográfica desde casos elementares, como uma barra engastada e submetida a carregamentos, até edifícios altos com variadas geometrias e ações.

Para este trabalho foi escolhido dentre os programas de análise estrutural existentes no mercado o CAD/TQS versão 13, por ser bastante utilizado pelos engenheiros no país. Analisando três casos selecionados de edificações projetadas e construídas no Distrito Federal, aplicou-se o conhecimento da teoria de estabilidade estrutural estudada à praticidade fornecida por uma ferramenta computacional.

1.3 RESUMO DOS CAPÍTULOS

No capítulo 2 são apresentados os conceitos fundamentais relacionados à instabilidade de estruturas, partindo de problemas com barras esbeltas e generalizando posteriormente para edifícios altos, quando é inserido o conceito de efeitos de segunda ordem. São relacionadas as ações usualmente consideradas nesta análise e é feita uma abordagem sobre as não-linearidades, destacando a sua importância neste estudo. São apresentados também neste capítulo o critério de imobilidade e os parâmetros práticos para avaliação da instabilidade global encontrados na NBR 6118/2003, com algumas correlações entre eles. Foram analisados também os fatores que influenciam a estabilidade global e por fim os métodos utilizados para calcular os momentos de segunda ordem global.

No capítulo 3 são apresentadas algumas situações de projeto utilizando um exemplo já estudado em outro trabalho sobre o tema e edificações construídas no Distrito Federal, aplicando os conceitos revisados no capítulo anterior com uma breve análise dos resultados.

No capítulo 4 são feitas as conclusões do estudo e recomendações para trabalhos posteriores.

2 INSTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

2.1 PROBLEMAS DE INSTABILIDADE

Estruturas que suportam carregamentos podem falhar de várias formas, dependendo do tipo da estrutura, das condições de apoio, dos carregamentos e do material usado. Em estruturas de concreto armado o estado limite último, relacionado ao colapso ou qualquer forma de ruína estrutural, pode ser alcançado basicamente de dois modos: esgotamento da capacidade resistente e instabilidade do equilíbrio. O primeiro é o comportamento típico de estruturas pouco esbeltas, no qual o limite de resistência de uma seção é definido pela ultrapassagem das deformações limites de sua fibra mais comprimida ou tracionada. O segundo está associado a elementos bastante esbeltos, onde a seção transversal não atinge seu limite máximo de resistência (MARTINS, 1979). Neste trabalho o estado limite último estudado será o relacionado com a instabilidade do equilíbrio, ou o chamado estado limite último de instabilidade.

O estudo da estabilidade ou, por oposição, instabilidade de estruturas tem seus primeiros relatos de meados do século XVIII, quando o matemático Leonard Euler (1707 – 1783) analisou barras de material linear, esbeltas e carregadas axialmente (ARAÚJO, 1993). Euler concluiu que existia um limite de força aplicada na barra que marcava a separação de uma configuração estável para uma instável na posição inicial (figura 2.1).

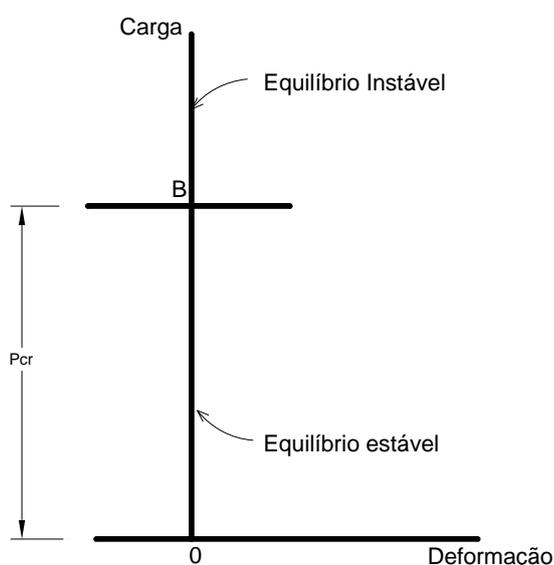


Figura 2.1 – Diagrama das configurações de equilíbrio para uma estrutura idealizada (adaptado de GERE, 2003)

ZAGOTTIS (1980) define que uma configuração está em equilíbrio estável se, dadas perturbações pequenas e arbitrárias ao sistema, modificando um pouco a posição deste e impondo pequenas velocidades iniciais, os movimentos resultantes permanecem pouco afastados da configuração de equilíbrio e tão mais próximos dela quanto menores forem as perturbações dadas. Define ainda que esta configuração está em equilíbrio assintoticamente estável se, para o tempo tendendo ao infinito, a configuração do sistema perturbado tender, em termos de posição e velocidade, à configuração de equilíbrio. No entanto se, dadas pequenas perturbações ao sistema, os movimentos resultantes tendem a se afastar progressivamente da configuração de equilíbrio, esta está em equilíbrio instável.

Quanto aos problemas de instabilidade, as estruturas estão sujeitas a basicamente a dois tipos de fenômenos: problema de instabilidade por bifurcação do equilíbrio (ou problema de flambagem) e problema de ponto limite.

a) Problema de instabilidade com bifurcação do equilíbrio

Para uma barra reta, sem imperfeições geométricas, constituída de material caracterizado como linear e submetida a uma carga axial estática crescente P (figura 2.2), a condição de estabilidade será mantida até que P atinja o valor P_{cr} , denominado carga crítica ou de flambagem. Quando esta carga crítica é ultrapassada, a configuração inicial passa a ser instável e, ao mesmo tempo, aparecem novas configurações de equilíbrio possíveis. Esta carga P_{cr} define um ponto chamado ponto de bifurcação estável (ponto B), pois após alcançar este limite o equilíbrio bifurca-se nas seguintes possibilidades: uma forma reta, onde estará em equilíbrio instável, e uma forma fletida, que corresponde ao equilíbrio estável.

Para valores de P maiores que o valor crítico e considerando que a forma da barra permaneça reta, a instabilidade desta configuração poderá ser abalada por qualquer perturbação externa ou excentricidade, fatores inevitáveis na prática, seja em um estudo em laboratório ou principalmente em uma estrutura real, e levará esta a procurar o equilíbrio estável, agora na forma fletida.

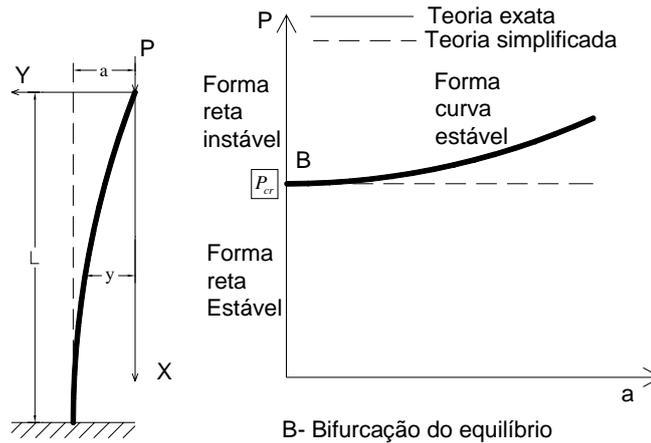


Figura 2.2 – Problema de instabilidade com bifurcação do equilíbrio, material linear

Em princípio, a determinação das flechas relativas a cargas superiores à carga crítica é obtida através da expressão exata da equação diferencial da linha elástica (2.1), definida abaixo:

$$\frac{1}{r} = \frac{\frac{d^2 y}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}} = -\frac{M}{EI} \quad (2.1)$$

onde $1/r$ é a curvatura da barra, EI é a rigidez flexional e $M = -Py$ é o momento fletor.

Para a determinação da carga crítica é conveniente adotar a teoria simplificada, levando à linearização das equações de equilíbrio, embora assim fiquem indeterminadas as flechas na configuração fletida. Este procedimento torna-se incompatível para caracterizar o tipo de equilíbrio para $P = P_{cr}$ e para descrever o comportamento da estrutura para $P > P_{cr}$.

As hipóteses simplificadoras admitidas são as seguintes:

- 1) As seções transversais ao eixo da barra indeformada, inicialmente planas, permanecem planas e normais ao eixo da barra deformada, desprezando-se assim as deformações por cisalhamento;

2) Os deslocamentos transversais do eixo da barra são pequenos em relação ao seu comprimento, o que leva a rotações do eixo da barra pequenas em relação à unidade ($\theta = \text{tg} \theta \ll 1$).

Apesar dessas hipóteses não serem rigorosamente válidas, são vastamente utilizadas em análise estrutural de concreto armado e seus resultados são compatíveis com dados experimentais disponíveis (ARAÚJO, 1993).

Considerando a teoria simplificada, tem-se a equação (2.2):

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \quad (2.2)$$

Se a barra for de material caracterizado por comportamento não-linear (figura 2.3) ainda ocorrerá bifurcação, porém o ramo estável da curva carga-deslocamento após a flambagem é decrescente, contrariamente ao comportamento dos materiais lineares (figura 2.2). Logo, para valores menores do que o crítico existem duas configurações de equilíbrio possíveis: uma reta estável e uma curva instável. Para valores maiores ou iguais ao crítico a única forma possível é a reta instável, ou seja, não há equilíbrio na forma fletida e a estrutura não suporta essa condição. A carga crítica neste caso define o ponto de bifurcação instável.

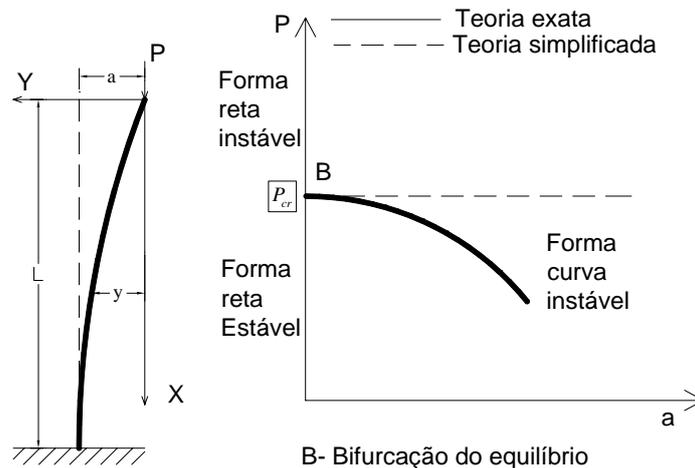


Figura 2.3 – Problema de instabilidade com bifurcação do equilíbrio, material não-linear

b) Problema de ponto limite

Seja uma barra reta, esbelta, constituída de material linear e carregada com uma excentricidade inicial de primeira ordem e_1 (figura 2.4). Neste caso, valores crescentes de P levam sempre a uma configuração curva da barra implicando em formas estáveis fletidas únicas para cada incremento de carga. Enquanto o material responder no regime linear às solicitações, não haverá problema de instabilidade na flexão composta e a ruína será alcançada pela ruptura do material. Este caso é denominado problema de segunda ordem (FRANCO, 1985)

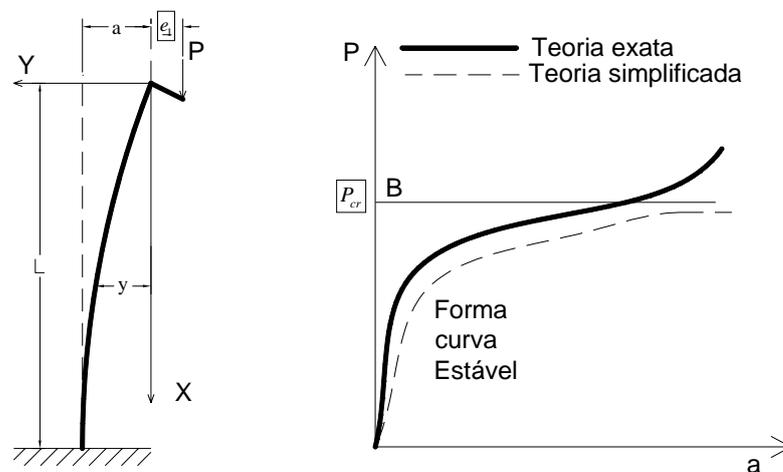


Figura 2.4 – Problema de segunda ordem, material linear

Se a barra analisada for de material não-linear, com o crescimento da carga a outra excentricidade e_2 aparece, a chamada excentricidade de segunda ordem. Esta tem valor crescente e o comportamento é estável até o ponto B (figura 2.5), onde a derivada da curva carga-flecha apresenta um ponto nulo e assim o momento externo, causado pelo carregamento e a excentricidade $(e_1 + e_2)$, já não pode mais ser equilibrado pelo momento interno, caracterizando um caso de instabilidade na flexão composta, sem bifurcação do equilíbrio, denominado problema de ponto limite. Neste caso a instabilidade se dá antes das seções transversais serem solicitadas até seu limite máximo de resistência.

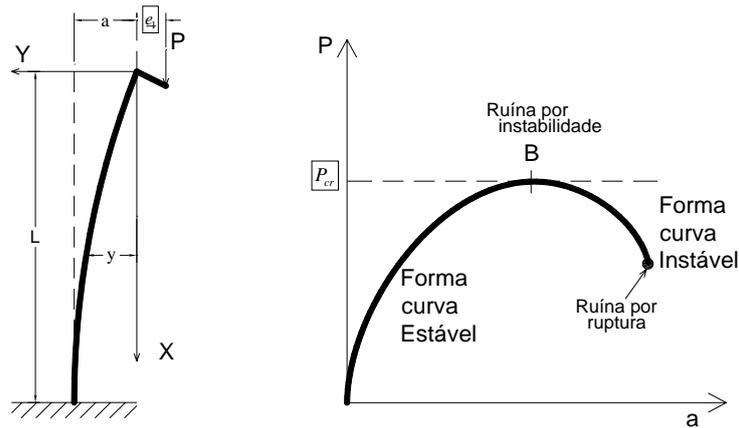


Figura 2.5 – Problema de ponto limite sem reversão

Para valores de $P < P_{cr}$, duas configurações de equilíbrio são admitidas, ambas na forma fletida. A primeira, antes do ponto B (figura 2.5), corresponde a um menor deslocamento e é estável. Nesta fase, um aumento de carga, corresponderá a um aumento da flecha. A segunda é definida após atingir o ponto B , com grande deslocamento e de equilíbrio instável, caracterizada por um ramo descendente que só poderá ser atingido por um sistema de deformação controlada, reduzindo-se a carga a partir de B .

Em situações particulares pode haver perda da estabilidade sem que haja outra configuração de equilíbrio possível nas proximidades da configuração crítica, caso onde a estrutura atinge o ponto crítico denominado ponto limite e não suporta acréscimos de carga sem que haja uma mudança brusca na configuração do sistema, buscando assim uma nova posição de equilíbrio bem diferente da inicial. As estruturas que se enquadram nesta classificação são as de ângulo abatido, onde no instante que a carga crítica é atingida não há configuração de equilíbrio nas proximidades, passando a ser instável (trecho descendente do gráfico da figura 2.6). Um exemplo clássico apresenta uma treliça bi-apoiada com ângulo de inclinação bastante abatido (figura 2.6).

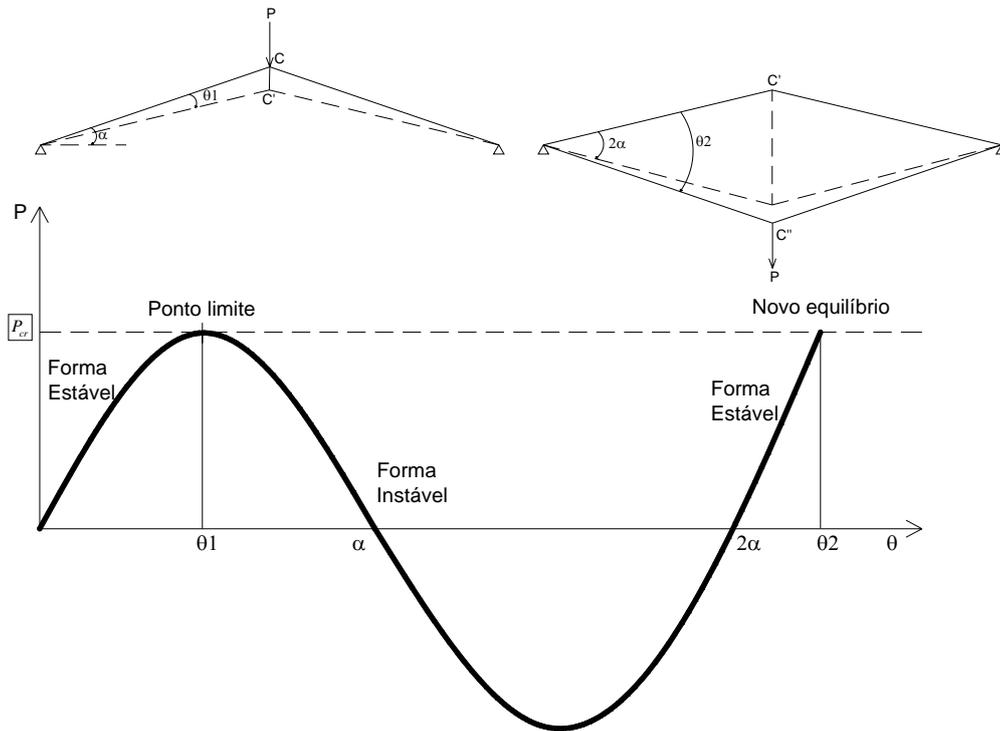


Figura 2.6 – Problema de ponto limite com reversão (estrutura abatida)

2.2 INSTABILIDADE DE BARRAS ESBELTAS

2.2.1 Instabilidade na compressão axial

Para uma barra reta axialmente comprimida, esbelta, livre de imperfeições acidentais iniciais e constituída de material caracterizado como elástico linear (regime elástico), verifica-se experimentalmente que sob ação de carregamento crescente o comportamento desta será o descrito em 2.1-a. Para a determinação apenas da carga crítica P_{cr} , que define a bifurcação do equilíbrio, basta empregar a equação aproximada (2.2), como já foi mencionado. De acordo com o exemplo de FUSCO (1981), para a figura (2.7) tem-se:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EI}$$

sendo $M = Py$.

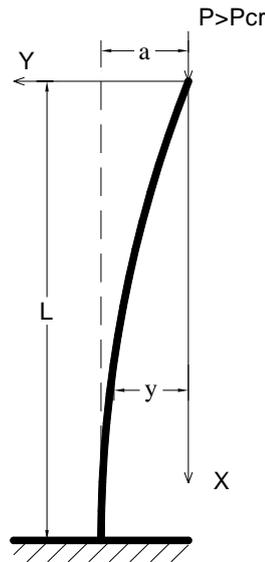


Figura 2.7 - Barra submetida à compressão axial (FUSCO, 1981)

Definindo

$$\frac{P}{EI} = k^2 \quad (2.3)$$

a equação (2.2) admite a seguinte forma:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + k^2y = 0 \quad (2.4)$$

que tem como solução geral

$$y = C_1 \operatorname{sen} kx + C_2 \cos kx$$

As constantes de integração C_1 e C_2 podem ser determinadas pela aplicação das condições de contorno da barra analisada. Logo, para $x=0, y=0$ e $C_2=0$. Para $x=l, \frac{dy}{dx}=0$ e $C_1 k \cos kl = 0$, o que resulta em uma configuração fletida em $C_1 \neq 0$ e o valor de $\cos kl = 0$, ou seja,

$$kl = \frac{n\pi}{2}$$

para $n = 1, 2, 3, \dots$

O valor crítico que se procura é o equivalente a $n = 1$, pois com este pode-se obter o menor valor de P capaz de satisfazer a equação. Para $n = 1$ tem-se:

$$kl = \frac{\pi}{2}$$

Substituindo na equação (2.3)

$$\left(\frac{\pi}{2l}\right)^2 = \frac{P_{cr}}{EI}$$

Organizando os termos, tem-se

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{4l^2} \quad (2.5)$$

que pode ser escrita de maneira geral para as diferentes condições de contorno na expressão da Fórmula de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_e^2} \quad (2.6)$$

sendo l_e o comprimento de flambagem equivalente. Pode-se perceber que a barra da figura (2.7) se comporta como parte de uma barra com extremidades articuladas (figura 2.8).

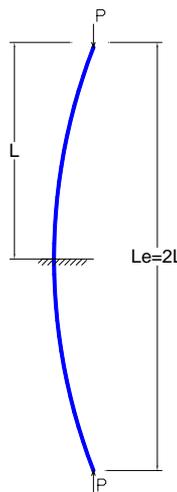


Figura 2.8 – Comprimento efetivo de uma barra engastada na base e livre no topo

O comprimento de flambagem equivalente l_e varia para cada condição de contorno de uma barra, e alguns casos mais comuns estão ilustrados na figura (2.9).

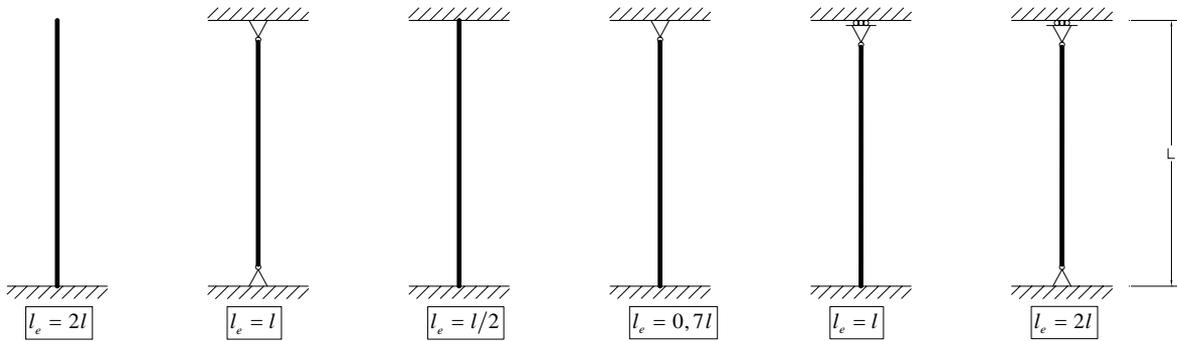


Figura 2.9 - Comprimentos de flambagem equivalentes (adaptado de FUSCO, 1981)

A validade das equações determinadas anteriormente está restrita a barras de material elástico linear (regime elástico), como foi definido inicialmente. Para que tal hipótese seja obedecida, a tensão crítica máxima de compressão (σ_{\max}) não deve ser maior do que o limite de proporcionalidade (f_e) do material.

$$\sigma_{\max} \leq f_e \quad (2.7)$$

Para o valor de P_{cr} , $\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A}$, sendo A a área da seção transversal da barra. A equação

(2.7) se torna

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_e^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \leq f_e \quad (2.8)$$

onde

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

sendo λ o índice de esbeltez da barra e i o raio de giração da seção transversal no plano de flexão.

Quando $\sigma_{cr} = f_e$, tem-se

$$\lambda = \lambda_{lim} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_e}} \quad (2.9)$$

Pode-se concluir então que a determinação da carga crítica de Euler se dá apenas para $\lambda \geq \lambda_{lim}$, o que assegura que a tensão crítica seja menor do que o limite de proporcionalidade do material.

A avaliação da estabilidade de barras fletidas já foi realizada por diversos autores. FUSCO (1981) admite que após a flambagem de barras originalmente retas exista uma linha elástica senoidal e a partir disto define que os momentos externos, determinados pelas ações externas e os momentos internos, determinados pela rigidez EI da barra e curvatura $1/r$ da seção, são os responsáveis pela possibilidade de estabilidade de cada configuração. Enquanto a um aumento do momento externo corresponder um aumento do interno, de tal forma que

$$M_{ext} = M_{int} \quad (2.10)$$

o equilíbrio da barra será estável, desde que a ruptura física do material não seja alcançada.

2.2.2 Instabilidade na flexão composta

Considerando que a barra esbelta e em regime elástico (figura 2.7) agora esteja submetida a um carregamento excêntrico, com excentricidade inicial e_1 , pode-se dizer que esta está submetida à flexão composta com momento atuante igual a

$$M = P(e_1 + y) \quad (2.11)$$

Substituindo (2.11) na equação simplificada (2.2), tem-se

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + k^2 y = -k^2 e_1 \quad (2.12)$$

que tem como solução geral

$$y = C_1 \operatorname{sen} kx + C_2 \cos kx - e_1$$

Logo, para $x = 0, y = 0$ e $C_2 = e_1$. Para $x = l, \frac{dy}{dx} = 0$ tem-se:

$$y = C_1 \operatorname{sen} kx + e_1 (\cos kx - 1)$$

$$\frac{dy}{dx} = C_1 k \cos kx - e_1 k \operatorname{sen} kx$$

$$C_1 k \cos kl - e_1 k \operatorname{sen} kl = 0$$

$$C_1 = e_1 \operatorname{tg}(kl)$$

$$y = e_1 [\operatorname{tg}(kl) \operatorname{sen} kx + \cos kx - 1] \quad (2.13)$$

Como se pode verificar, a equação (2.13) permite o cálculo para obter as flechas utilizando a equação simplificada. No entanto a carga crítica de Euler não tem significado real na flexão composta. A confirmação disto vem quando se leva a carga P ao suposto P_{cr} pela equação simplificada.

$$a = y(l) = e_1 \left(\frac{1 - \cos kl}{\cos kl} \right)$$

$$\lim_{P \rightarrow P_{cr}} a = \infty$$

Neste caso não há sentido real desta conclusão, pois sempre existirá a deflexão a para valores maiores do que P_{cr} , até onde o material resistir (figura 2.4). Enquanto o material puder trabalhar no regime elástico, não haverá problema de instabilidade na flexão composta e será um Problema de segunda ordem.

2.2.3 Flambagem inelástica

Estendendo o estudo da instabilidade para situações em que o limite de proporcionalidade do material for excedido ($\lambda < \lambda_{lim}$, $\sigma_{cr} > f_e$), chega-se à flambagem inelástica. Quando a coluna analisada não é considerada muito longa para flambar elasticamente, nem muito curta para falhar por escoamento e rompimento do material (logo, sem nenhuma consideração sobre flambagem ou estabilidade), ela recebe a classificação de coluna com índice de esbeltez intermediário e falha por flambagem inelástica (GERE, 2003). Ainda assim a equação (2.6) da fórmula de Euler pode ser empregada, desde que seja levada em conta a teoria de flambagem inelástica. Para fins práticos a teoria do módulo tangente é a

mais indicada, fazendo a substituição do módulo de elasticidade E pelo módulo tangente E_t

$$E_t = \left(\frac{d\sigma}{d\varepsilon} \right)_{\sigma=\sigma_{cr}}$$

Este módulo diminui à medida que a tensão aumenta além do limite de proporcionalidade e quando a tensão está abaixo desse limite ele se torna igual ao módulo de elasticidade comum E . Outras teorias de flambagem inelástica podem ser encontradas em GERE (2003).

Esta análise mostra que o fenômeno da instabilidade das barras pode ocorrer tanto com tensões menores quanto maiores do que o limite de proporcionalidade, sem que se altere a natureza do fenômeno, que é a mudança da forma de equilíbrio (FUSCO, 1981).

2.2.4 Natureza dos problemas em estruturas de concreto

Para os casos reais de estruturas de concreto armado submetidas a ações externas aplicam-se somente os conceitos relativos ao problema de segunda ordem (casos de flexão composta e material linear), pois nas análises usuais comumente faz-se a linearização do problema. Caso não seja feita esta linearização na análise, as cargas limites encontradas serão maiores do que aquelas obtidas no problema de segunda ordem e neste caso seria possível atingir alguma situação de instabilidade real por ponto limite (flexão composta e material não-linear).

2.3 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM GLOBAIS

2.3.1 Instabilidade de edifícios altos

Ao analisar a estrutura de um edifício todas as considerações feitas até aqui sobre instabilidade de sistemas mais simples podem ser aplicadas, levando em conta as adaptações necessárias. Para viabilizar os cálculos o engenheiro procura representar de maneira simplificada todos os elementos reais a serem construídos utilizando os modelos estruturais, que são protótipos para simular o edifício real, seja em uma análise computacional ou manual. Existem vários modelos estruturais que podem ser aplicados na concepção de uma edificação, dos mais simples aos complexos, que permitem considerações mais precisas ou simplificadas do caso real. Desta forma é preciso avaliar bem qual o desempenho esperado das estruturas projetadas, pois suas características

definirão qual modelo reflete melhor seu verdadeiro comportamento. Esta etapa de grande importância fica a cargo do engenheiro, que na fase inicial do projeto define por qual modelo seguirá a marcha de cálculo. Isto implica em saber todas as limitações e o funcionamento do procedimento escolhido.

Quando se busca analisar o comportamento global os edifícios usuais são geralmente representados por estruturas reticuladas formadas por pórticos planos ou espaciais (figura 2.10) de forma que resistam a ações tanto horizontais quanto verticais e contenham elementos que garantam a estabilidade, permitindo que a estrutura se deforme, porém não excessivamente, para assegurar que esta nunca atinja o estado limite último de instabilidade, ou seja, perder a capacidade resistente pelo aumento das deformações.

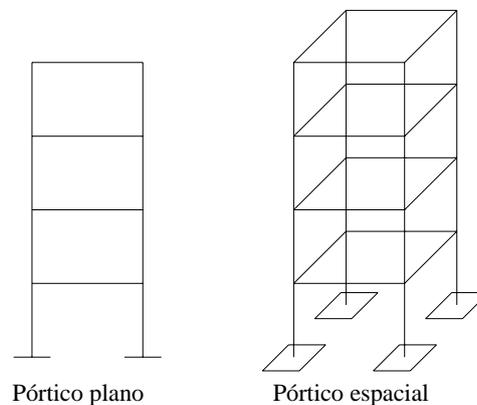


Figura 2.10 - Modelos estruturais – Pórtico plano e espacial

Quase todas as edificações terão sempre em maior ou menor grau deslocamentos horizontais gerados por diversas fontes como, por exemplo, a ação do vento, os desaprumos inevitáveis, a assimetria de carregamentos e de geometria (PINTO, CORRÊA & RAMALHO, 2005), por isso o caso real é sempre de flexão composta. Uma análise de estruturas considerando o equilíbrio de forças e momentos na sua configuração geométrica inicial, sem levar em conta estes deslocamentos, é uma aproximação de cálculo que leva a uma análise denominada análise de primeira ordem, e seus efeitos são os efeitos de primeira ordem. No entanto, o equilíbrio real de uma estrutura sempre se dá numa configuração deformada e a análise de sua estabilidade global está diretamente ligada com a magnitude de seus deslocamentos. Essa análise na posição deformada é feita pela teoria de segunda ordem e estuda os efeitos de segunda ordem nas estruturas.

Considere a coluna da figura (2.11) engastada na base e sujeita a cargas verticais e horizontais $F_v = 50tf$ e $F_h = 20tf$, respectivamente. Seus dados geométricos estão representados na figura e o módulo de elasticidade $E = 28000MPa$ ($f_{ck} = 25MPa$).

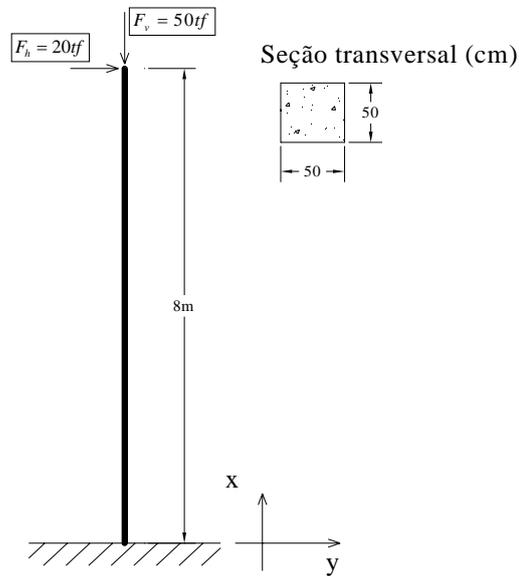


Figura 2.11 - Barra engastada na base e sujeita a carregamentos

Considerando a análise de primeira ordem podem ser obtidos os esforços (normal, cortante e momento fletor) e os deslocamentos pela equação da linha elástica conhecida da estrutura (figura 2.12).

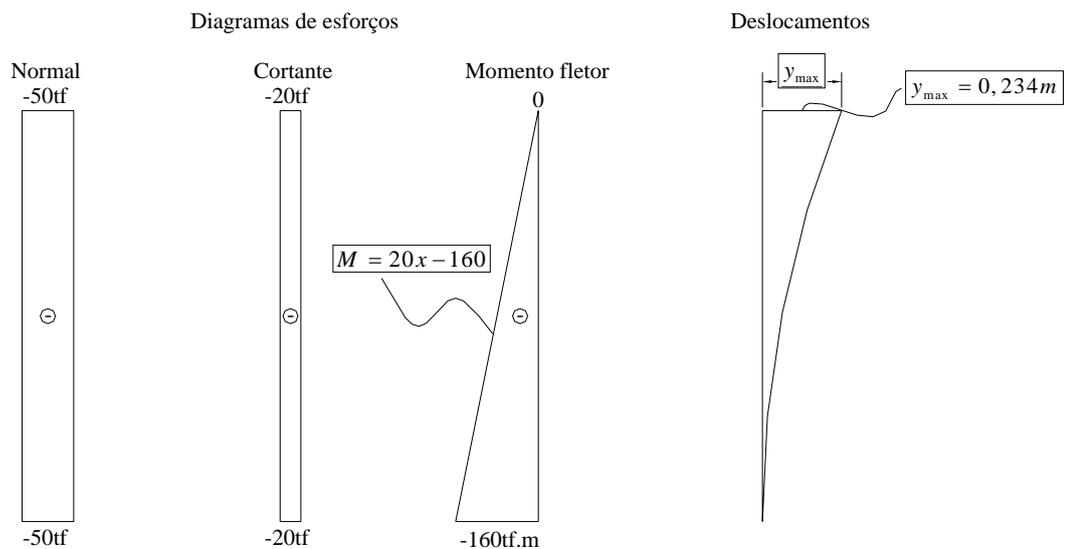


Figura 2.12 - Diagramas de esforços e linha elástica

Ao final desta análise pode-se perceber que o ponto de aplicação da carga vertical mudou, pois a estrutura está agora deformada e um momento adicional é gerado por esta carga aplicada na configuração deslocada. O cálculo deste momento adicional e todos os subsequentes (pois o ponto de aplicação da carga vai sendo modificado gerando acréscimos de momento) até que se atinja o equilíbrio final (no caso de estruturas estáveis) é feito pela análise de segunda ordem (figura 2.13). O momento final da estrutura será a soma do obtido na análise de primeira ordem com os da análise de segunda ordem.

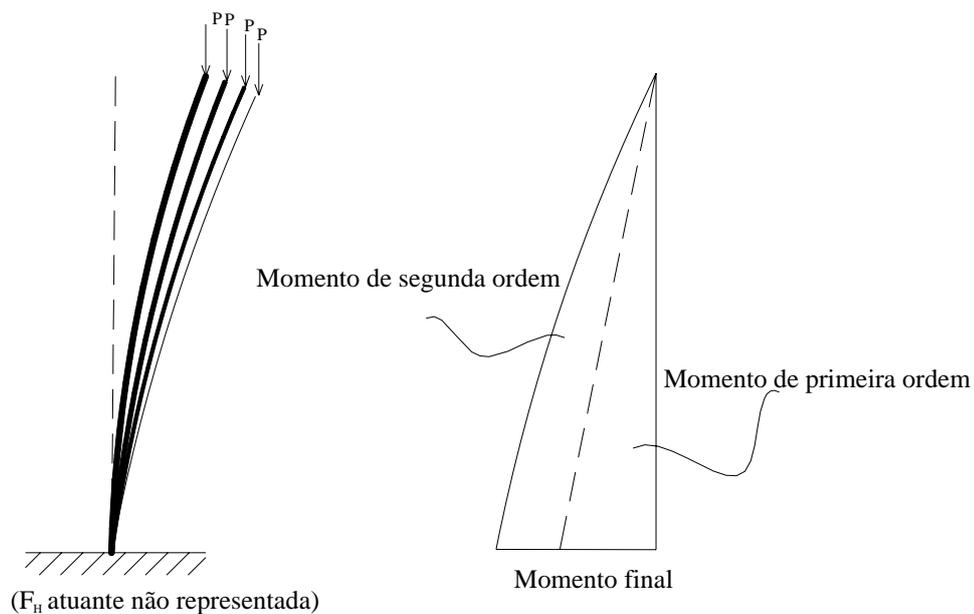


Figura 2.13 - Momento final da estrutura em análise de segunda ordem

As imperfeições geométricas iniciais são inevitáveis e a NBR 6118/2003 indica que no ELU das estruturas reticuladas devem ser consideradas as imperfeições geométricas dos elementos estruturais da estrutura descarregada, podendo estas imperfeições ser divididas em dois grupos: imperfeições globais e locais.

As imperfeições geométricas globais tratam da estrutura como um todo, considerando um desaprumo dos elementos verticais que leva a uma forma inclinada, como a apresentada na figura (2.14-a). Já as imperfeições geométricas locais referem-se a elementos individuais da estrutura, basicamente os pilares de um edifício, e são oriundas da falta de retilinidade ou do desaprumo deste elemento (figura 2.14-b).

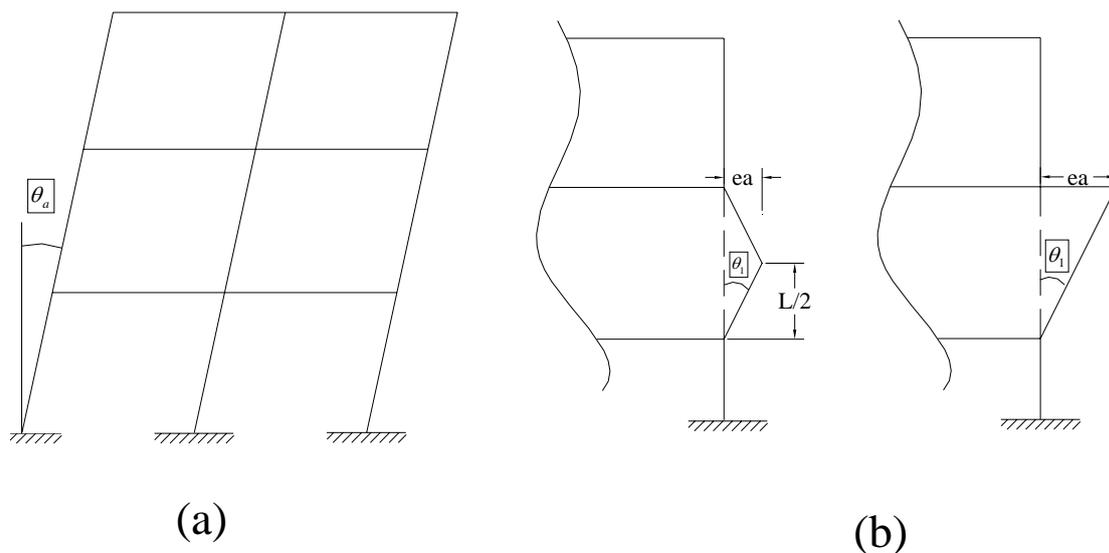


Figura 2.14 – Imperfeições geométricas globais (a) e locais(b)

A NBR 6118/2003 classifica, no item 15.4.1, os efeitos de segunda ordem em globais, locais e localizados. Os efeitos globais tratam do edifício como um todo através dos deslocamentos de seus nós e aplicação das cargas verticais atuantes. Os efeitos locais dizem respeito às barras da estrutura isoladamente, como em um lance de pilar onde o eixo se deforma pela atuação de momentos fletores em suas extremidades e ainda atua a carga de compressão. Os efeitos localizados são casos especiais que atuam em regiões específicas de um elemento onde não se pode aplicar a hipótese de seções planas (uma região apresenta não-retilinidade maior do que a do eixo do elemento como um todo). Este é o caso dos pilares paredes (simples ou compostos), que sob a ação de momentos fletores atuando na sua direção mais rígida se deforma mais na sua extremidade comprimida (há concentração de tensões). Neste trabalho os efeitos de segunda ordem considerados serão somente os globais, porém a dispensa da análise global de segunda ordem não desobriga o estudo local e localizado de cada elemento da estrutura.

2.3.2 Ações horizontais consideradas

As principais ações horizontais em edifícios que são geralmente consideradas para a análise da estabilidade são a ação do vento e as imperfeições geométricas (CARMO, 1995), no entanto existem outras não menos importantes como empuxos desequilibrados e ações de origem sísmica, por exemplo, que atuam nas edificações, mas não serão tratadas neste trabalho.

a) imperfeições geométricas globais – consideram o desaprumo accidental inevitável de uma edificação na forma de um deslocamento angular θ_a em relação à posição inicial indeformada (figura 2.15).

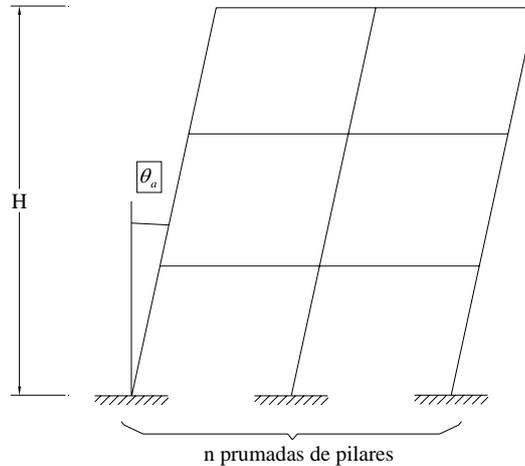


Figura 2.15 - Imperfeições geométricas globais (NBR 6118/2003)

A estimativa deste desaprumo varia para cada edificação de acordo com a altura total H e o número de prumadas de pilares n , apresentado nas formulações (2.14) e (2.15):

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (2.14)$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} \quad (2.15)$$

onde H está em metros e os limites inferiores e superiores para θ_1 são os seguintes:

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

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

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

b) ação do vento – deve ser sempre considerada no cálculo da estrutura, pois seus efeitos principalmente em edifícios bastante altos são muito significativos. A NBR 6118/2003 remete ao cálculo como indicado na NBR 6123/1988. Neste trabalho será considerada a ação do vento que pode ser associada a um carregamento estático equivalente à ação real

(dinâmica). Para as edificações usuais a ação estática equivalente é determinada considerando os coeficientes aerodinâmicos indicados na norma.

As imperfeições geométricas globais e a ação do vento em edificações não devem ser necessariamente combinadas. Entre elas considera-se apenas a mais desfavorável, ou seja, a que provocar maior momento total na base da edificação.

2.3.3 Consideração das não linearidades

Pode-se dizer simplificadamente que uma análise não-linear é um cálculo onde a resposta da estrutura, seja ela em deslocamentos, esforços ou tensões, possui comportamento não-linear, isto é, não-proporcional à medida que um carregamento é aplicado (KIMURA, 2007). Este comportamento é o que caracteriza as estruturas de concreto armado e para que a análise estrutural seja a mais próxima da realidade, deve-se sempre que possível levar em conta seus efeitos.

O comportamento não-linear é resultado basicamente de dois aspectos que são intrínsecos a todas as estruturas reais em concreto armado: a não-linearidade física (NLF) e a não-linearidade geométrica (NLG).

2.3.3.1 Não-linearidade física (NLF)

A não-linearidade física é o fenômeno correspondente à não-proporcionalidade entre a tensão aplicada e a deformação sofrida pelo material (LIMA, 2001). Esse comportamento está ligado à característica não-linear do material e pode ser observado nos diagramas tensão x deformação do concreto e do aço na figura (2.16).

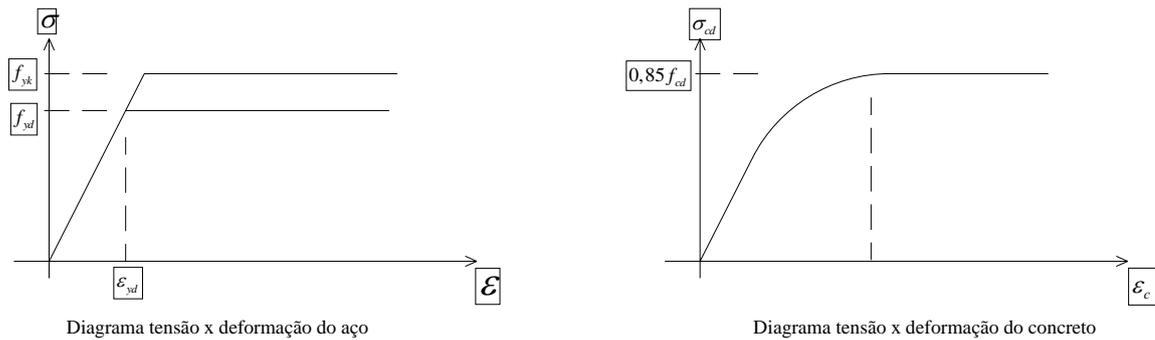


Figura 2.16 - Diagramas tensão x deformação de cálculo do aço e concreto

Assim, as relações entre o esforço normal e a deformação axial, o momento fletor e a curvatura associada e o momento torsor e a rotação relativa por unidade de comprimento deixam de ser lineares. Isso implica que os valores das rigidezes à flexão, à deformação axial e à torção de uma seção transversal de um elemento, passam a depender do estado de solicitação da mesma. Além disso, o estado de solicitação das várias seções transversais de um elemento não é uniforme ao longo deste e torna-se difícil definir um valor único para a rigidez do mesmo. Em edifícios de concreto armado as propriedades dos materiais constituintes vão se modificando de acordo com o incremento do carregamento na estrutura conferindo aos elementos um comportamento não-linear, resultado basicamente do efeito da fissuração, da fluência, da presença das armaduras e carregamento axial das barras. Considerar todos esses termos de forma exata implicaria em um alto grau de complexidade no cálculo de cada elemento componente da estrutura, pois reagem diferenciadamente diante de cada fator mencionado. Para evitar essas dificuldades, diversos estudos buscam obter métodos para uma consideração simplificada da NLF. Como o que se procura é obter os deslocamentos finais mais próximos da realidade, uma forma de considerar a NLF é alterar diretamente o valor da rigidez EI dos elementos componentes, como vigas e pilares, uma vez que estes têm seus deslocamentos diretamente afetados por sua rigidez. A proposta desses métodos de simplificação é conferir uma redução média na seção bruta considerada da seção transversal dos elementos estruturais, de forma que se possa simular a rigidez efetiva dos elementos para o nível de solicitação que se deseja analisar, a rigidez secante, ao invés de utilizar a seção íntegra ou mesmo a fissurada. Em uma análise de segunda ordem, o valor de EI deve ser representativo das rigidezes dos membros em um estado imediatamente anterior ao estado último, caso onde os elementos já se encontram fissurados. A NBR 6118/2003, no item 15.3 Princípio básico

de cálculo, no capítulo sobre instabilidade e efeitos de segunda ordem, traz a seguinte sentença: “A não-linearidade física, presente nas estruturas de concreto armado, deve ser obrigatoriamente considerada”, e sugere para a consideração aproximada da NLF, quando se leva em conta os efeitos de segunda ordem globais em edifícios com quatro ou mais pavimentos, os seguintes valores (item 15.7.3):

$$\text{Lajes: } (EI)_{\text{sec}} = 0,3E_{ci}I_c$$

$$\text{Vigas: } \begin{cases} (EI)_{\text{sec}} = 0,4E_{ci}I_c, \text{ para } A'_s \neq A_s \\ (EI)_{\text{sec}} = 0,5E_{ci}I_c, \text{ para } A'_s = A_s \end{cases}$$

$$\text{Pilares: } (EI)_{\text{sec}} = 0,8E_{ci}I_c$$

onde I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes e E_{ci} é o módulo de deformação tangente inicial do concreto, obtido por ensaio adequado ou, na falta deste, pela formulação:

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (2.16)$$

A NBR 6118/2003 ainda traz um valor aproximado que pode ser usado para estimar a rigidez geral, quando o contraventamento for feito apenas por vigas e pilares e o valor do coeficiente γ_z (de instabilidade global a ser visto adiante) for menor que 1,3. Esta consideração é:

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,7E_{ci}I_c$$

Entretanto deve-se aplicar este coeficiente único com algumas ressalvas, como comenta CARMO (1995). As diferenças obtidas para os deslocamentos com as diferentes considerações da rigidez EI não devem ser desprezadas, especialmente nos casos em que as vigas contribuam significativamente para a rigidez global.

Outra forma de considerar a NLF contemplada na NBR 6118/2003 é através dos diagramas momento-curvatura. Em uma seção de concreto armado com momento fletor atuante é possível relacionar este com a curvatura da seção pela equação simplificada abaixo, já apresentada em 2.1-a:

$$\frac{1}{r} = -\frac{M}{EI}$$

Pode-se perceber pela formulação que a relação momento-curvatura ($M \times 1/r$) é feita pela rigidez EI do elemento. Na figura (2.17) tem-se um diagrama $M \times 1/r$ para uma seção no meio do vão de uma viga bi-apoiada para diferentes níveis de solicitação. Neste diagrama o ângulo que representa $M / (1/r)$ é a rigidez a flexão secante $(EI)_{sec}$.

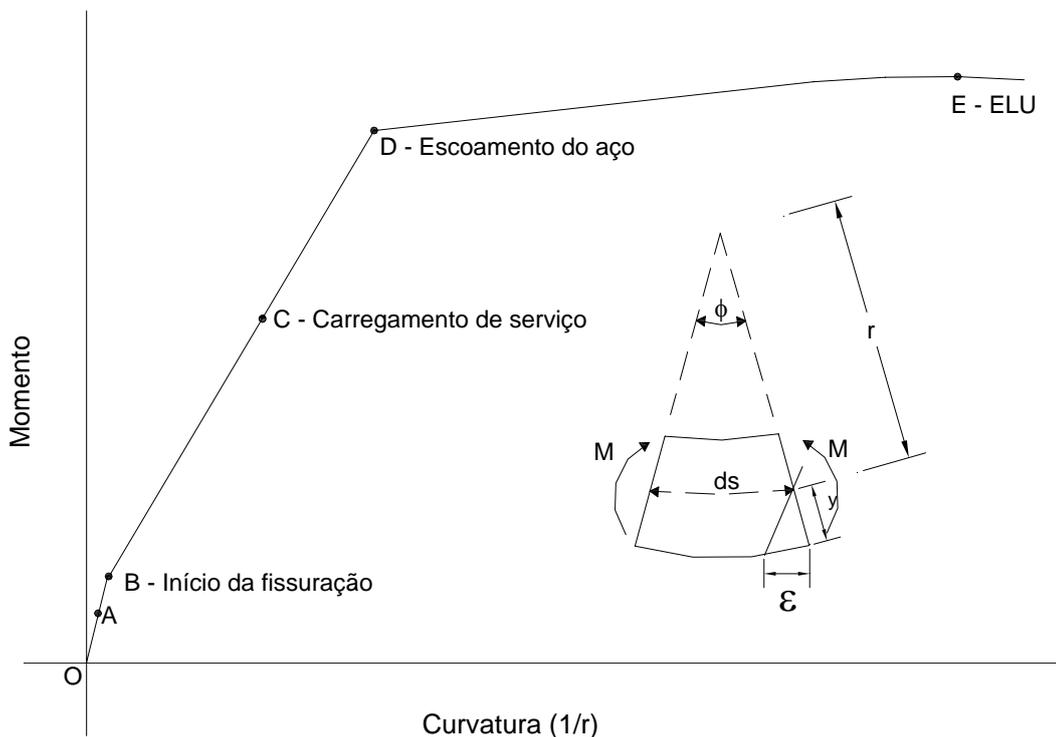


Figura 2.17 – Diagrama momento x curvatura de uma seção de uma viga bi-apoiada (adaptado de MACGREGOR & WIGHT, 2005)

MACGREGOR & WIGHT (2005) apresentam o exemplo da viga do diagrama da figura (2.17) que inicialmente estava íntegra, sem fissuras, pequenas deformações e uma distribuição de tensões linear. Este estágio está representado pelo ponto A da figura (2.17) e até que o ponto B seja atingido, o diagrama é linear (Estádio I).

Quando a tensão na parte inferior da viga atinge a resistência à tração máxima do concreto, a fissuração se inicia (Estádio II). A partir deste ponto a tensão é transferida para o aço da armadura que passa a trabalhar tensionado. Como resultado uma seção menor de concreto atua efetivamente resistindo aos momentos e a inércia da viga sofre uma redução considerável. Logo, é possível visualizar na figura (2.17) que a partir do ponto B ocorre

uma diminuição no ângulo do diagrama $M \times 1/r$, o que representa a diminuição da rigidez EI do elemento.

Como as estruturas de concreto armado são idealizadas para trabalharem fissuradas, este estágio compreende o comportamento da maioria das peças em serviço das estruturas usuais. Não é possível construir um diagrama $M \times 1/r$ sem conhecimento prévio da armadura, pois a partir deste ponto ela torna-se a responsável pelo funcionamento da viga. Ainda se pode considerar como linear esta nova fase do diagrama, pois a maior abertura de fissura se enquadra dentro dos limites de aceitabilidade dado pelo estado limite de fissuração.

O Ponto D da figura (2.17) representa o escoamento da armadura e pode-se notar a grande redução no ângulo (rigidez EI) do diagrama a partir deste ponto (Estádio III). Uma vez que o escoamento seja atingido, a curvatura aumenta rapidamente para pequenos incrementos do momento. A viga atinge o ELU pelo esmagamento do concreto da parte superior da mesma no ponto E do diagrama.

Se no caso analisado anteriormente a peça estivesse sujeita a flexo-compressão, haveria a presença de uma força normal N e o diagrama passaria a se chamar diagrama normal-momento-curvatura. Dada uma força normal solicitante, a curvatura na seção é modificada de acordo com o momento fletor atuante e esta variação determina a rigidez EI .

2.3.3.2 Não-linearidade geométrica (NLG)

Os efeitos da não-linearidade geométrica são aqueles oriundos da mudança de posição da estrutura no espaço (PINTO & RAMALHO, 2002). Quando se considera o cálculo de uma estrutura na sua posição de equilíbrio final (já deformada) está se levando em conta a NLG, pois os esforços e, conseqüentemente as ações, são afetados pelo estado de deformação do conjunto e mesmo que o material seja elástico-linear a NLG leva a não-proporcionalidade entre causa e feito.

Para as estruturas constituídas por elementos solicitados à flexão com presença de forças axiais, principalmente as esbeltas, o fenômeno da interação axial-deformação pode assumir importância fundamental para o equilíbrio (MARTINS, 1979). Isso ocorre nos casos em que os efeitos de segunda ordem são relevantes e precisam ser considerados. Esta interação entre o esforço axial e a flexão afeta a matriz de rigidez de um elemento de uma estrutura

introduzindo nela uma contribuição devido a este esforço axial. A matriz de rigidez pode então ser dividida em duas partes: a matriz de rigidez elástico-linear e a matriz de rigidez geométrica, esta última dependendo apenas do estado de tensão na configuração deformada e não das propriedades do material (FELIPPA, 2001). Quando a deformação é desprezada a parte geométrica desaparece e a matriz de rigidez do elemento é a própria elástico-linear.

Quando a NLG for considerada no cálculo dos esforços, uma formulação de segurança na combinação das ações pode ser admitida de acordo com o item 15.3.1 da NBR 6118/2003. Para garantir a segurança isoladamente em relação a cada um dos esforços atuantes em relação aos Estados Limites Últimos, a condição a ser sempre obedecida é a expressa em (2.17).

$$R_d \geq S_d \quad (2.17)$$

onde R_d representa os valores de cálculo dos esforços resistentes e S_d os valores de cálculo dos esforços atuantes. Se os esforços atuantes forem obtidos considerando regime elástico-linear, a NBR 8681/2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento estabelece que o coeficiente γ_f pode ser aplicado tanto a ação característica quanto ao esforço característico (2.18).

$$S_d = S(\gamma_f F_k) \text{ ou } S_d = \gamma_f S_k = \gamma_f S(F_k) \quad (2.18)$$

No entanto, para cálculo considerando uma análise não-linear o esforço atuante S_d deve ser calculado pela aplicação direta do coeficiente γ_f à ação característica F_k (equação 2.19), pois as duas maneiras apresentadas como equivalentes em (2.18) não fornecem o mesmo resultado neste tipo de análise (VASCONCELOS, 1987).

$$S_d = S(\gamma_f F_k) \quad (2.19)$$

No caso de ser considerada a NLG, o coeficiente de ponderações γ_f pode ser desdobrado em seus coeficientes parciais γ_{f1} , γ_{f2} e γ_{f3} de acordo com a NBR 8681/2003 (o coeficiente γ_{f1} leva em conta a variabilidade das ações; $\gamma_{f2} = \psi_0$ é o coeficiente de combinação das ações, considerando a falta de conhecimento das probabilidades das ações atuarem de forma simultânea; e γ_{f3} pondera os possíveis erros de avaliação das solicitações a partir

das ações) e aplicar apenas o coeficiente γ_{f3} à solicitação calculada, com a ação característica multiplicada por $\gamma_{f1}\psi_0$, onde $\gamma_{f2} = \psi_0$ (equação 2.20). FRANCO & VASCONCELOS (1991) comentam que esta prática é realizada pelo fato de se estar fazendo uma análise mais refinada, diminuindo as incertezas ponderadas pelo γ_{f3} .

$$S_d = \gamma_{f3} S(\gamma_{f1} \psi_0 F_k) \quad (2.20)$$

Dessa forma o coeficiente global γ_f foi inteiramente considerado para se obter os esforços de cálculo para os estados limites últimos.

Nos casos de consideração da NLG γ_{f3} deve-se sempre obedecer a $\gamma_{f3} = 1,1$, segundo a NBR 6118/2003. A NBR 8681/2003 define que ψ_0 varia de acordo com o tipo de carregamento, cujos valores normativos são:

$\psi_0 = 0,5$ nos casos mais gerais;

$\psi_0 = 0,7$ para elevada concentração de pesos ou pessoas;

$\psi_0 = 0,8$ em depósitos, arquivos, depósitos oficinas e garagens.

2.3.4 Critério de imobilidade de uma estrutura

A análise da estabilidade global de estruturas visa classificar as mesmas quanto à deslocabilidade lateral dos nós, ou seja, busca analisar a sua sensibilidade aos efeitos de segunda ordem. Pode-se dizer assim que quanto mais estável a estrutura for, menores serão estes efeitos.

Uma estrutura carregada horizontal e verticalmente sofre deslocamentos laterais resultantes destes carregamentos. Nos casos onde estes deslocamentos causam o aparecimento de importantes efeitos de segunda ordem, a estrutura é considerada de nós móveis; caso contrário, será de nós fixos.

Admite-se que se os efeitos de segunda ordem forem inferiores a 10% dos de primeira pode ser feito o cálculo desconsiderando estes, pois nesta porcentagem estão incluídas as incertezas do carregamento de vento.

$$M_{2d} \leq 1,1M_{1d} \quad (2.21)$$

onde M_{2d} é o valor de cálculo do momento total que inclui o momento de segunda ordem e M_{1d} é o valor de cálculo do momento de primeira ordem.

No entanto, a análise de segunda ordem para se conhecer o valor de M_{2d} é mais complexa. O ideal seria buscar o valor do momento de segunda ordem somente nos casos onde já estivesse definido que a estrutura seria realmente calculada como de nós móveis e nos outros casos, utilizar a análise de primeira ordem para classificar a estrutura.

Dessa forma, alguns parâmetros são utilizados para verificar a estabilidade global e auxiliam na decisão de considerar ou não os efeitos de segunda ordem, como o parâmetro α e o coeficiente γ_z . Além disso, também é interessante verificar a relação flecha/altura, que avalia os deslocamentos laterais e seus limites para o Estado Limite de Deformações excessivas, mas não é mais considerada como um parâmetro de instabilidade atualmente.

A análise global da estabilidade deve ser feita inicialmente na elaboração de projeto estrutural e visa orientar o procedimento a ser utilizado para o cálculo da estrutura. Ela não dispensa o estudo da estabilidade localizada e local dos elementos pelo coeficiente de esbeltez λ de cada peça, que só é viabilizado quando conhecidos os esforços finais, ou seja, após a realização da análise global.

2.3.5 Critérios práticos para a avaliação da instabilidade global

2.3.5.1 Parâmetro α

O parâmetro α foi definido em 1967 por Beck e König baseado na teoria de Euler e é utilizado para avaliar a consideração ou não dos efeitos de segunda ordem através da rigidez horizontal da estrutura. Pela primeira vez o já conhecido parâmetro da equação de flambagem para uma barra foi estendido para a estrutura de um edifício regular (VASCONCELOS & FRANÇA, 1997).

Considerando uma coluna reta com comportamento elástico-linear e comprimento L , como da figura (2.7) já analisada no item 2.2.1 deste trabalho, submetida a carregamento vertical distribuído ao longo da altura, a equação diferencial encontrada que permitiu a determinação da carga crítica é a indicada em (2.22).

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{P}{EI} y = 0 \quad (2.22)$$

onde $y(x)$ representa o deslocamento do eixo da barra e $P(x) = px$ é a resultante do carregamento vertical distribuído. Quando se utiliza o artifício de adotar a abscissa adimensional fazendo $\xi = x/L$, tem-se:

$$\begin{aligned} x &= \xi \cdot L \\ \frac{dy}{d\xi} &= \frac{dy}{dx} \cdot \frac{dx}{d\xi} = \frac{dy}{dx} \cdot L \\ \frac{d^2 y}{d\xi^2} &= \frac{d^2 y}{dx^2} \cdot L^2 \\ \frac{d^2 y}{dx^2} &= \frac{d^2 y}{d\xi^2} \cdot \frac{1}{L^2} \end{aligned} \quad (2.23)$$

Substituindo a nova variável em (2.22) obtém-se:

$$\frac{d^2 y}{d\xi^2} + \frac{PL^2}{EI} y = 0 \quad (2.24)$$

ou

$$\frac{d^2 y}{d\xi^2} + \alpha^2 y = 0 \quad (2.25)$$

onde α^2 é um coeficiente adimensional relativo à flambagem da barra. Quando a carga $P(x)$ atinge seu valor crítico, α^2 também se torna crítico (2.26).

$$\alpha_{cr}^2 = \frac{P_{cr} L^2}{EI} \quad (2.26)$$

Pode-se perceber que α , através de P_{cr} , depende das condições de contorno da barra. Ele é chamado de coeficiente de instabilidade.

BECK & KÖNIG (1967) ampliaram a noção do coeficiente de instabilidade de barras para um certo tipo de estrutura estudada pelos autores. Tratava-se de um edifício de vários pavimentos com o mesmo pé direito em todos os andares. A distância finita entre dois

pavimentos consecutivos foi estabelecida dx e a diferença de deslocamentos entre pavimentos, dy . Os pilares da estrutura foram considerados rigidamente ligados entre si e havia uma estrutura rígida responsável pelo contraventamento, como pilares parede. Dessa forma foi possível considerar um pilar único com rigidez equivalente ao edifício, que sob ação do mesmo carregamento levaria às mesmas flechas horizontais do original, transformando assim o discreto em contínuo e este estudo seria representativo das edificações usuais (figura 2.18).

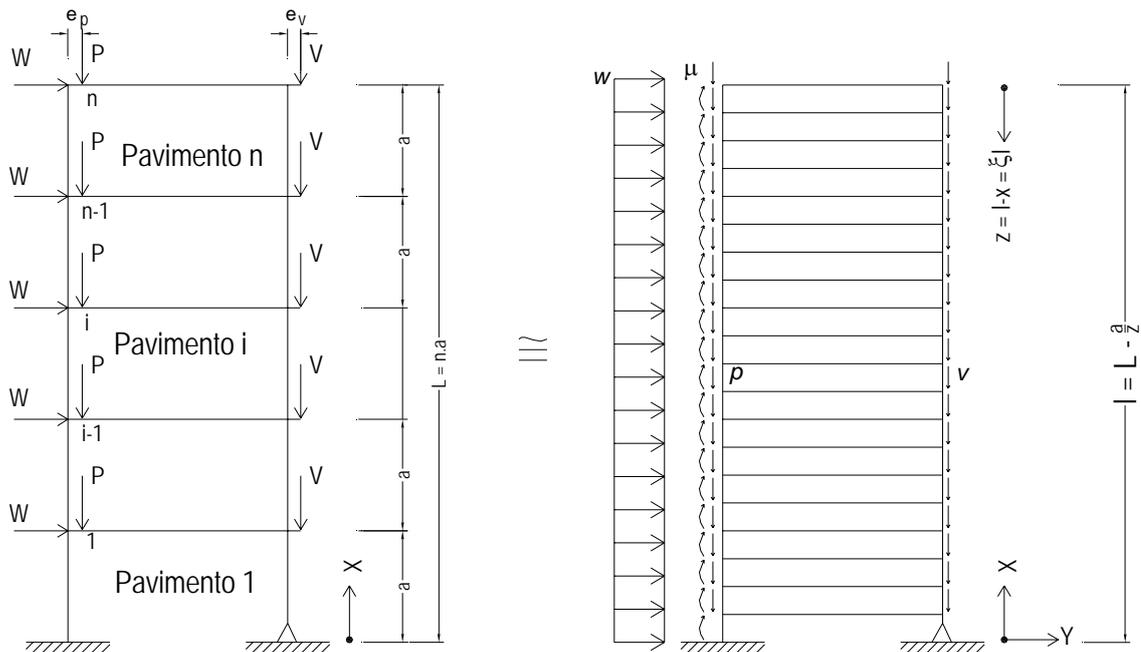


Figura 2.18 – Sistema descontínuo dado e sistema contínuo idealizado (adaptado de BECK & KÖNIG, 1967)

Os edifícios altos apresentam uma altura muito maior do que suas dimensões em planta, sendo então bem representados por um sistema contínuo com base nas fundações.

Utilizando o mesmo artifício da abscissa adimensional $\xi = x/L$, o resultado foi uma equação diferencial linear não-homogênea de quarta ordem com coeficientes variáveis (2.27).

$$y''''(\xi) + \alpha^2 [y'(\xi) \cdot \xi] = \frac{wL^4}{EI} \quad (2.27)$$

onde w representa a carga horizontal uniformemente distribuída na altura L da edificação e o carregamento vertical P também é distribuído ao longo da altura (equação 2.28):

$$P = (p + v)L \quad (2.28)$$

sendo p o carregamento na estrutura de contraventamento e v a carga distribuída na estrutura contraventada.

A solução desta equação foi obtida utilizando funções de Bessel e pela primeira vez obteve-se o coeficiente de instabilidade relacionado com a perda de estabilidade global do edifício (equação 2.29).

$$\alpha^2 = \frac{PL^2}{EI} = \frac{(p + v)L^3}{EI} \quad (2.29)$$

O edifício seria então transformado na verificação de um pilar único cujo parâmetro α é facilmente determinado (VASCONCELOS, 1998).

A transformação do discreto em contínuo apenas é aceitável pra uma grande quantidade de andares, que os autores admitiram ser maior que 4 pavimentos. Para tanto, o valor crítico encontrado foi (2.30):

$$\alpha_{cr} = 2,80 \quad (2.30)$$

Porém, para atender o critério de imobilidade de estruturas e garantir que os deslocamentos horizontais não sejam muito expressivos dispensando assim a análise de segunda ordem, a recomendação para α resultante foi a seguinte (2.31):

$$\alpha < 0,6 \quad (2.31)$$

VASCONCELOS (1998) relata que ele próprio em 1986 estudou o mesmo tipo de estrutura que Beck e König utilizando recursos computacionais e dessa vez analisando a própria estrutura discreta ao invés da contínua. Os resultados foram coincidentes com os já apresentados para número de pavimentos superior a 20. A partir de quatro andares as diferenças tendiam para uma convergência com o trabalho anterior. Já para 1, 2 e 3 pavimentos, as divergências eram bastante acentuadas e ele chegou a uma expressão em função do número n de pavimentos (2.32) para α .

$$\alpha = 2,80 - 1,1e^{-0,22n} \quad (2.32)$$

No entanto a formulação original do parâmetro é a adotada hoje pelas normas. Supondo que o contraventamento seja feito por um pilar ou conjunto de pilares com rigidez $(EI)_k$, constante ao longo da altura H do edifício e com a resultante das cargas verticais atuantes N_k , o parâmetro de instabilidade fica definido pela formulação (2.33):

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(EI)_k}} \quad (2.33)$$

que relaciona as grandezas mais importantes na avaliação da estabilidade global. Ele foi incorporado pelo Código Modelo CEB-FIP 1978 e passou a ser bastante utilizado no mundo todo. No entanto, o CEB-FIP Model Code 90 abandonou o uso deste parâmetro, sendo mantido apenas no Eurocode EC-2 para auxílio dos projetistas. A NBR 6118/2003 adota o α desde sua última revisão.

A validade de utilização deste parâmetro se dá para material dentro do regime elástico e estruturas formadas por pré-moldados, alvenaria portante ou estruturas com núcleos bastante rígidos, como pilares-parede (VASCONCELOS, 1985), pois o módulo de rigidez EI é obtido nestes casos pelo somatório das rigidezes de cada pilar. Em estruturas moldadas in loco ocorre a solidarização das vigas com pilares imprimindo um acréscimo de rigidez considerável, que, se não levando em conta, resulta em valores de α maiores do que realmente representam. A grande dificuldade na utilização deste parâmetro de instabilidade é a determinação correta da rigidez EI .

Uma forma de tratar o problema (VASCONCELOS, 1985) é utilizar as expressões de α (2.33) e α_{cr} (2.34), introduzindo o coeficiente de segurança a flambagem global ν (2.35).

$$\alpha_{cr} = H_{tot} \sqrt{\frac{N_{cr}}{(EI)_k}} \quad (2.34)$$

$$\nu = \frac{N_{cr}}{N} \quad (2.35)$$

$$\alpha = \frac{\alpha_{cr}}{\sqrt{\nu}} \quad (2.36)$$

onde N_{cr} corresponde à carga de flambagem e pode ser determinada por qualquer processo de cálculo para este fim. Desta forma o cálculo de α utiliza indiretamente a rigidez EI .

Outra maneira de tratar esta imprecisão é através da rigidez equivalente. Para pórticos, é possível obter sua rigidez equivalente considerando um carregamento horizontal uniformemente distribuído (figura 2.19).

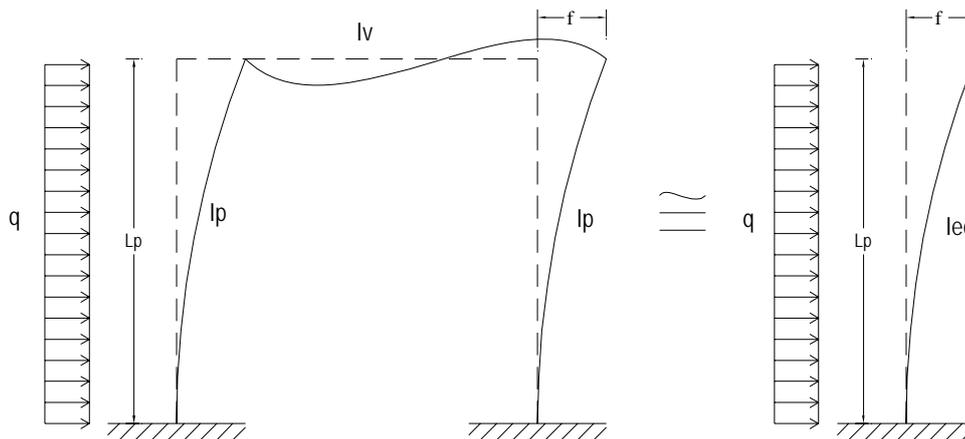


Figura 2.19 – Rigidez equivalente de pórticos

Calculando a flecha horizontal característica f_k do topo do edifício sob ação de carga lateral característica e igualando ao deslocamento do topo de um pilar equivalente em balanço com altura H igual à da edificação e de rigidez (EI_k) constante, sob ação de uma mesma carga q_k constante, pode-se relacionar a seguinte equação (2.37).

$$f_k = \frac{q_k H^4}{8EI_k} \quad (2.37)$$

Isolando a rigidez EI , obtém-se o valor equivalente de (2.38)

$$(EI)_{k_{equiv.}} = \frac{q_k H^4}{8f_k} \quad (2.38)$$

O parâmetro fica assim definido como

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(EI)_{equiv.k}}} \quad (2.39)$$

Esta associação entre pórticos é possível porque, como as lajes possuem rigidez “infinita” no plano horizontal pela sua consideração de diafragma rígido, elas permitem que os pórticos e paredes trabalhem de forma conjunta para resistirem às ações horizontais.

Com a introdução da rigidez equivalente pode-se estender o cálculo para qualquer estrutura.

A resultante N_k das forças verticais aplicadas à estrutura foi estudada por VASCONCELOS (1985) que, utilizando o conceito de forças de confinamento (definidas no respectivo trabalho), mostrou que não é importante no cálculo da sollicitação crítica do pilar de contraventamento onde está aplicada a carga. O que interessa é a resultante das cargas aplicadas na estrutura. O pilar de contraventamento escora os demais e trabalha como se a carga estivesse aplicada somente nele.

As forças de confinamento definidas então surgem como resultantes horizontais da carga aplicada na estrutura deformada, atuando no sentido de restabelecer o equilíbrio. Estas forças são tais que o momento adicional, de segunda ordem, que surge em decorrência da configuração deformada da estrutura é o mesmo que aparece nesta ainda não deformada sob a ação das forças de confinamento.

Ainda no mesmo estudo, o autor apresenta exemplos com pórticos de 2 e 3 pavimentos que, utilizando o conceito das forças de confinamento em relação à ação externa e o parâmetro α , levam à conclusão que à medida que cresce o número de pavimentos, a hipótese de admitir a resultante das forças da estrutura toda aplicada apenas no pilar de contraventamento é mais exata.

Além do valor máximo do parâmetro α recomendado por BECK & KÖNIG (1967), outros limites foram estipulados para α baseados na forma da linha elástica do edifício, e por isso variam de acordo com o tipo de estrutura de contraventamento. FRANCO (1985) estudou o comportamento elástico de edifícios e chegou a algumas recomendações para os diversos tipos de estruturas regulares: contraventamento por pilares-parede, por pórticos e mistos. A deformada de cada uma dessas estruturas foi ajustada para parábolas do 4º, 3º e 2º graus, respectivamente (CARMO, 1995) e levou aos parâmetros de forma e seus valores de α (figura 2.20).

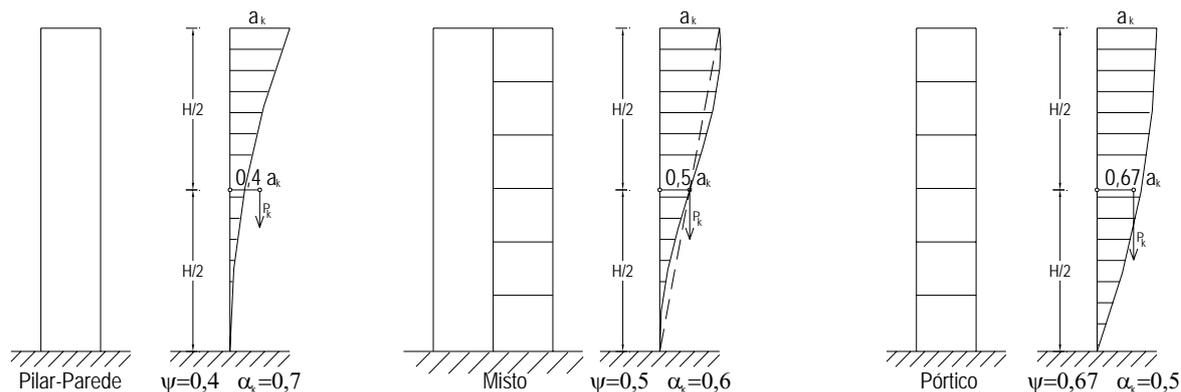


Figura 2.20 – Diferentes sistemas de contraventamento com suas respectivas deformadas

A NBR 6118/2003 adotou os seguintes valores para α , que segue as indicações de FRANCO (1985):

$$\alpha = 0,2 + 0,1n \text{ se } n \leq 3$$

$$\alpha = 0,6 \text{ se } n \geq 4$$

Onde n é o número de pavimentos.

Estes valores são indicados para edifícios usuais e quando se trata de outras configurações a Norma prevê os seguintes limites:

$\alpha = 0,7$ no caso de contraventamento exclusivo de pilares-parede

$\alpha = 0,5$ no caso de contraventamento exclusivo por pórticos

2.3.5.2 Coeficiente γ_z

O parâmetro de instabilidade γ_z foi introduzido por FRANCO & VASCONCELOS (1991) e mede o grau de sensibilidade de uma edificação com relação aos efeitos de segunda ordem, ao mesmo tempo em que pode ser utilizado para majorar os efeitos de primeira ordem devido a cargas horizontais, levando aos efeitos de segunda ordem finais.

Este processo de avaliação está baseado na hipótese de que as sucessivas configurações da linha elástica, geradas pela ação de carregamento vertical em estrutura com os nós deslocados, se sucedem segundo uma progressão geométrica. Considerando primeiramente uma análise linear, o momento de primeira ordem M_1 é calculado em relação à base da

edificação, assim como os respectivos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura, formando assim a primeira configuração de linha elástica. Com a nova posição deformada, as cargas verticais agora passam a gerar momentos de segunda ordem ΔM e novos deslocamentos dos nós. Este processo se repete gerando acréscimos de momentos que vão diminuindo de acordo com as iterações, até se tornarem insignificantes (no caso de estruturas estáveis). O momento final M_2 é o resultado de todos os momentos de primeira e segunda ordem que atuam na estrutura:

$$M_2 = M_1 + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \dots + \Delta M_j \quad (2.40)$$

onde j representa o número total de iterações consideradas para o equilíbrio.

O CEB-FIP Manual of Buckling and Instability (1978) sugere que as parcelas do momento M_2 constituem uma progressão geométrica decrescente (figura 2.21) de razão dada por (2.41):

$$r = \frac{\Delta M_1}{M_1} = \frac{\Delta M_2}{\Delta M_1} = \dots = \frac{\Delta M_j}{\Delta M_{(j-1)}} \quad (2.41)$$

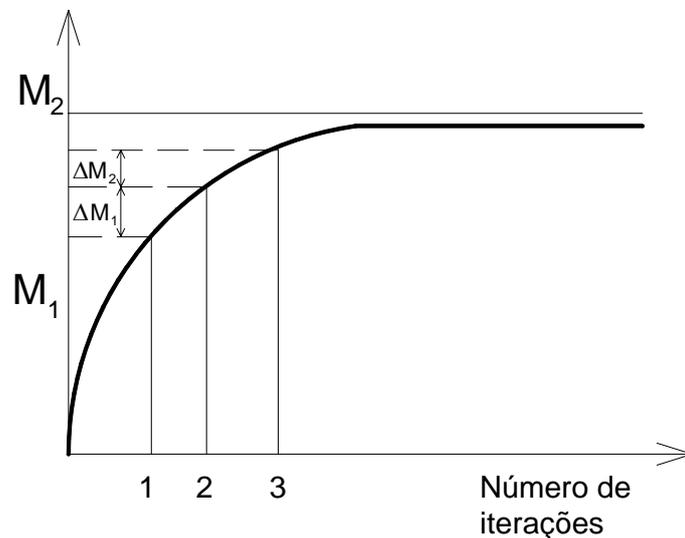


Figura 2.21 – Determinação do momento final M_2 segundo o CEB (1978)

Logo, $\Delta M_j = r \cdot \Delta M_{(j-1)}$ e a equação (2.40) pode ser escrita como:

$$M_2 = (1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^j)M_1 \quad (2.42)$$

Quando j tende ao infinito, o somatório dos termos da progressão geométrica se torna

$$M_2 = \frac{1}{1-r} M_1$$

Ou

$$M_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} M_1 \quad (2.43)$$

onde $\Delta M_d = P_d \cdot a_d$ representa o acréscimo de momento da primeira análise de segunda ordem (P_d é a carga vertical de cálculo e a_d é a flecha de cálculo determinada) e $M_{1d} = F \cdot L$ o momento da análise de primeira ordem (F é a força horizontal resultante atuante e L é a altura do ponto de aplicação da carga horizontal).

A fração do segundo membro que majora o momento de primeira ordem é o coeficiente γ_z :

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad (2.44)$$

Pode-se concluir então que o γ_z é o resultado da primeira iteração do processo de sucessivas linhas elásticas da estrutura, considerando que a sucessão obedecerá a uma progressão geométrica de razão constante.

Como foi apresentado em 2.3.3.2 a NBR 6118/2003 sugere a consideração do coeficiente $\gamma_{f3} = 1,1$. Logo, na formulação de γ_z as cargas devem ser multiplicadas por γ_f / γ_{f3} e posteriormente, majoradas por $\gamma_{f3} = 1,1$. Considerando a formulação de segurança, tem-se:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\left(\frac{P_d}{\gamma_{f3}} \cdot \frac{a_d}{\gamma_{f3}} \right)}{\frac{M_{1d}}{\gamma_{f3}}}}$$

Para $\gamma_{f3} = 1,1$ γ_z se torna:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}} \cdot \frac{1}{1,1}} \quad (2.45)$$

Considerando o critério de imobilidade apresentado em 2.3.4, tem se:

$$\gamma_z \leq 1,10 \quad (2.46)$$

para estruturas de nós fixos.

A utilização do γ_z se dá dentro do regime elástico, em edifícios regulares com no mínimo quatro pavimentos e deve ser levada em consideração a não-linearidade física do material. Ele tem a grande vantagem de poder ser utilizado em estruturas de nós móveis como majorador de esforços de primeira ordem, no que a NBR 6118/2003 chama de solução aproximada, como será apresentado mais adiante neste trabalho.

2.3.5.3 Correlações entre α e γ_z

Vários estudos dos parâmetros de instabilidade (CARMO, 1994; GRAZIANO, 2000; CAMPOÓ, CORRÊA & RAMALHO, 2005) concluíram que existe uma correlação entre α e γ_z , justamente por serem ambos formulados a partir da consideração do equilíbrio na configuração deformada da estrutura, mesmo que sejam por abordagens diferentes.

O ajuste das curvas de correlação apresentadas no seu estudo levou CARMO (1995) à equação aproximada (2.46), que relaciona α e γ_z .

$$\gamma_z = 0,90 + 0,52\alpha - 0,62\alpha^2 + 0,46\alpha^3 \quad (2.46)$$

CAMPOÓ, CORRÊA & RAMALHO (2005) já apresentam uma relação mais simples entre os coeficientes, resultado dos estudos feitos com alvenaria estrutural.

$$\gamma_z = 0,137\alpha^2 - 0,0379\alpha + 1,0103 \quad (2.47)$$

A correlação feita por GRAZIANO (2000) vem das deduções analíticas de α e γ_z apresentadas no respectivo trabalho. Considerando um coeficiente Ω relacionado com a rigidez dos elementos e o carregamento aplicado, a formulação é escrita como em (2.48).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \Omega^2 \alpha^2} \quad (2.48)$$

As equações empíricas apresentadas permitem aos projetistas obterem um valor aproximado de γ_z uma vez que se tenha calculado o parâmetro α de uma estrutura, porém devem ser aplicadas com certas ressalvas. As duas primeiras (equações 2.46 e 2.47) foram ajustadas de uma nuvem de pontos e nem sempre os valores encontrados para α e γ_z atendem a estas expressões, que representam valores médios. Já na equação (2.48), a formulação foi deduzida para pórticos planos em análise linear e pode não ser satisfatória para outros tipos de estrutura.

2.3.6 Relação flecha/altura (a/H)

A relação flecha/altura consiste na razão entre a máxima deflexão lateral pela altura total do edifício (OLIVEIRA, 1998). É utilizada atualmente pela NBR 6118/2003 na avaliação do Estado Limite de Deformações excessivas de estruturas e, segundo CARMO (1995), esta relação teve sua origem em 1930 e era bastante utilizada como avaliador da estabilidade global. Desde então o valor aceitável de a/H vem diminuindo, provavelmente por causa das mudanças na tecnologia e nas características dos edifícios que ofereciam mais rigidez às estruturas antigas.

A NBR 6118/2003 no capítulo 13: Limites para dimensões, deslocamentos e abertura de fissuras, item 13.3, classifica os deslocamentos em três grupos para avaliar os tipos de efeitos que podem causar:

“a) aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações excessivas indesejáveis ou efeito visual desagradável. A limitação da flecha para prevenir essas vibrações, em situação de utilização, deve ser realizada como estabelecido na seção 23;

b) efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;

c) efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a elas ligados;

d) efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado”

Pode-se perceber que fica indefinido qual o valor limite para considerar os efeitos em elementos estruturais, como no caso da instabilidade, não sendo a razão a/H um bom parâmetro para realizar este tipo de análise em edificações.

CARMO(1995) comenta que a relação flecha/altura foi largamente utilizada por projetistas como parâmetro para indicar se a estrutura em análise oferece rigidez suficiente para suportar ações laterais. No entanto, esta relação é apenas um parâmetro de projeto e não de verificação da instabilidade. CAMPOÓ, CORRÊA & RAMALHO (2005) concluíram em seu trabalho que deve ser abandonado o cálculo do valor da relação a/H para avaliar a grandeza dos efeitos de segunda ordem, utilizando-o apenas para o limite de deformações excessivas, como sugere a NBR 6118/2003. Os pesquisadores ainda afirmam que não foi possível estabelecer qualquer correlação entre a razão a/H e os parâmetros de instabilidade global α ou γ_z , diferente do que ocorre entre estes últimos como foi exposto no item 2.3.5.3.

2.3.7 Fatores que influenciam a estabilidade global

A avaliação da estabilidade de estruturas pode ser feita utilizando os parâmetros já analisados neste trabalho e, de acordo com a classificação obtida, o cálculo será realizado considerando ou não os efeitos de segunda ordem. No entanto é importante notar que estruturas que possuem parâmetros de instabilidade muito altos não são desejáveis, pois apesar de existirem métodos para o cálculo na situação de nós móveis elas poderão apresentar outros problemas por serem muito flexíveis, como deformações exageradas e vibrações fora dos limites estabelecidos em normas.

Existem vários fatores que influenciam a condição de estabilidade de uma edificação de forma mais ou menos significativa, sendo possível manipulá-los para obter um melhor comportamento global. Por isso a análise através dos parâmetros de instabilidade deve ser realizada na fase inicial do projeto, permitindo que se possam alterar características da estrutura quando forem indicadas nesta fase mudanças para melhores resultados.

Analisando as formulações de α e γ_z é possível ter uma idéia dos fatores que mais afetam a instabilidade. São eles o carregamento atuante e a rigidez dos elementos componentes da estrutura.

2.3.7.1 Carregamento

As cargas que atuam em uma estrutura podem provocar alterações na estabilidade global de acordo com a magnitude das mesmas. No entanto esta afirmação apenas está relacionada com o carregamento vertical, pois as cargas horizontais não implicam diretamente na instabilidade. Um carregamento de vento aplicado em uma edificação irá proporcionar os deslocamentos laterais que aliados ao carregamento vertical poderão levar a significativos esforços de segunda ordem. No entanto, por mais que se aumente a magnitude do vento, α e γ_z não se alteram, pois isso também implicará em um aumento da flecha lateral da edificação e assim os esforços de primeira ordem aumentam na mesma proporção que os de segunda ordem e a relação M_{2d} / M_{1d} fica constante.

Já no caso das cargas verticais pode-se afirmar que estas influenciam diretamente a instabilidade (KIMURA, 2007) e quanto maior a magnitude deste carregamento, maiores serão α e γ_z . Logo, uma das formas de melhorar a estabilidade de edifícios altos é alterar as cargas verticais através de materiais mais leves, por exemplo.

No Exemplo 01 do capítulo 03 deste trabalho é apresentada a análise de uma edificação avaliando como a modificação do carregamento altera os parâmetros de instabilidade.

2.3.7.2 Rigidez

O termo rigidez leva intuitivamente à associação com algo rígido, logo quando se trata de edificações e se procura avaliar a mobilidade de uma estrutura pode-se concluir que esse é um dos fatores mais importantes. Nas edificações a rigidez considerada é aquela relativa à chamada estrutura de contraventamento, geralmente formada por sistemas de pórtico

compostos por vigas e pilares, pilares de grandes dimensões, pilares parede e treliças. No entanto, OLIVEIRA (1998) comenta que a rigidez dos edifícios altos não depende somente dos elementos estruturais e demonstra a contribuição das alvenarias na estabilidade.

A rigidez de uma estrutura implica diretamente na magnitude dos deslocamentos que esta irá sofrer ao ser solicitada pelo carregamento horizontal. Quanto mais rígida, menos ela se desloca e menor efeito de segunda ordem é gerado. As forças horizontais são consideradas na análise de forma simplificada atuando no nível de cada piso e apesar das lajes conferirem grande rigidez nesse plano, tem pouca influência na estabilidade global (KIMURA, 2007), especialmente quando o modelo adotado não considera a rigidez transversal à flexão destes elementos. Os grandes responsáveis pela rigidez da estrutura são os pórticos. Formados por vigas e pilares eles tem influência direta na estabilidade global, porém alguns pórticos têm mais importância do que outros e é preciso saber avaliar essa característica do projeto de forma que as eventuais mudanças que sejam necessárias para conduzir a uma melhor estabilidade global aconteçam nos elementos certos. Nos casos de edifícios com caixas de elevadores e escadas formados por paredes estruturais com geometria não retangular (mais comumente utilizadas em L ou U), estas estruturas conferem grande rigidez ao conjunto e muitas vezes são usadas como uma maneira de aumentar a rigidez global sem que sejam necessárias alterações em elementos que comprometeriam a arquitetura e muitas vezes inviabilizariam um projeto.

Quando o tipo de concepção estrutural é caracterizado por lajes cogumelos ou lisas a rigidez fica somente a cargo dos pilares devido à ausência de vigas. As lajes passam a contribuir mais com a rigidez, no entanto estes são casos que merecem bastante atenção quanto à estabilidade por sua característica menos rígida.

A alteração das seções dos elementos de contraventamento para aumentarem a inércia à flexão ou a mudança na posição de pilares e pórticos pode levar a bons resultados no quesito estabilidade global da estrutura e é uma maneira eficiente de melhorar o desempenho do conjunto.

No Exemplo 01 do capítulo 03 deste trabalho é apresentada a análise de uma edificação avaliando como a modificação da rigidez da estrutura altera os parâmetros de instabilidade

2.3.8 Métodos para determinação dos momentos de segunda ordem globais

Quando a estrutura é considerada de nós móveis através dos que já foi exposto neste trabalho, é necessário que a sua análise seja feita em teoria de segunda ordem, levando em conta a NLG e a NLF. Dessa forma os resultados obtidos serão os mais próximos da realidade.

A determinação dos efeitos globais da não-linearidade geométrica, também denominados $P-\Delta$ por associarem a magnitude da carga axial (P) ao deslocamento horizontal (Δ), na maioria das vezes envolve procedimentos iterativos para alcançar as soluções, pois a geometria deformada da estrutura ainda é desconhecida durante a formulação das equações cinemáticas e de equilíbrio (LOPES, SANTOS & SOUZA, 2005). Existem vários procedimentos de cálculo para análise e dimensionamento de estruturas de nós móveis, variando dos mais simples aos mais complexos. Cada um deles considera as não linearidades de forma diferente e a escolha do método apropriado dependerá da importância da obra e sua sensibilidade aos efeitos de segunda ordem (FRANCO, 1985). A seguir são apresentados a seguir três métodos bastante utilizados para resolução de estruturas de nós móveis.

2.3.8.1 Método rigoroso ou exato

Processo de cálculo que considera de maneira rigorosa as não linearidades na análise de segunda ordem. Este método está descrito no CEB (1978) detalhadamente e FRANCO (1985) também traz instruções sobre o procedimento. Para sua utilização é necessário conhecer antecipadamente as rigidezes EI e EA dos elementos estruturais, estimadas em função da geometria e armaduras. A NLF é considerada através de relações Momento-Curvatura obtidas para cada nível de carregamento, utilizando-se a curva Tensão-Deformação do concreto. Ou seja, a cada valor de força axial atuante corresponde um diagrama Momento-Curvatura e a rigidez EI das barras deve ser então corrigida (CARMO, 1995). Para a NLG considera-se a estrutura na posição deformada através de análise elástica de segunda ordem. A matriz de rigidez obtida analisando-se a estrutura indeformada corresponde ao regime de proporcionalidade e é chamada matriz de rigidez elástica linear e, segundo CARMO (1995), o problema a ser resolvido pode ser transformado em uma seqüência de análises lineares. É possível decompor a matriz de rigidez global da estrutura em matrizes incrementais dependentes dos deslocamentos nodais. Ela ainda afirma que o que se tem feito é desenvolver programas que realizam a

modificação na matriz de rigidez da estrutura através da atualização da geometria em cada ciclo, considerando a NLF de maneira aproximada. Esta também foi a forma utilizada por OLIVEIRA (1998) em um dos programas desenvolvidos no seu trabalho.

2.3.8.2 Método $P-\Delta$ clássico

É um método bastante utilizado para a análise de segunda ordem, com aplicação relativamente simples e que oferece estimativas satisfatórias desses efeitos. Também pode ser encontrado na literatura como Método da carga lateral fictícia (LOPES, SANTOS & SOUZA, 2005). Ele consiste em um cálculo iterativo onde o efeito dos deslocamentos sucessivos é transformado em forças horizontais equivalentes.

Inicialmente faz-se uma análise de primeira ordem (estrutura indeformada) considerando o carregamento horizontal e vertical. Os deslocamentos Δ obtidos assim para cada pavimento serão transformados em cargas horizontais fictícias a serem consideradas na estrutura para nova análise (figura 2.22).

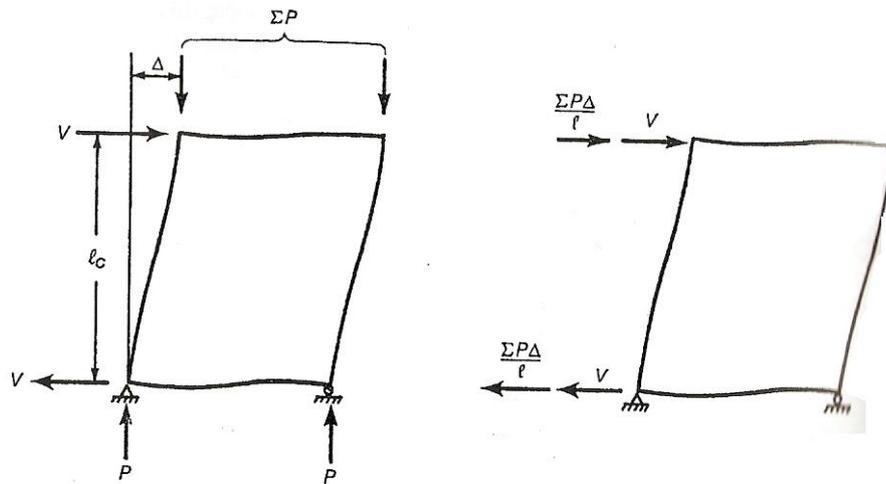


Figura 2.22 – Estrutura deformada com carregamento original e com as cargas fictícias (MACGREGOR & WIGHT, 2005)

Estas forças horizontais fictícias ou equivalentes são determinadas da seguinte forma, de acordo com FRANÇA (1985):

- 1- Obtêm-se os deslocamentos u_i de cada pavimento pela análise de primeira ordem;
- 2- Calculam-se os deslocamentos relativos Δu de cada pavimento fazendo $\Delta u = (u_i - u_{i+1})$;

3- Considerando a carga F_i atuante em cada pavimento i , e a distância h entre andares, calculam-se as forças H_i totais pela formulação (2.49);

$$H_i = \frac{F_i \cdot \Delta u_i}{h} \quad (2.49)$$

4- No caso de estruturas formadas por n pórticos calculam-se as forças ΔH_i para cada pórtico (equação 2.50);

$$\Delta H_i = \frac{(H_i - H_{i+1})}{n} \quad (2.50)$$

5- As forças ΔH_i são adicionadas ao carregamento horizontal original da estrutura e faz-se nova análise de primeira ordem;

6- Para cada iteração, novas forças ΔH_i são encontradas e isto se sucede até que os valores fiquem constantes.

Os resultados desse método apresentam como os efeitos de segunda ordem se manifestam para cada elemento da estrutura, ou seja, as barras correspondentes a cada viga e pilar terão um valor de $P - \Delta$ correspondente, que será capaz de apresentar os efeitos individuais para os elementos através de uma análise global.

Algumas observações devem ser feitas para que o processo seja bem implementado:

-A NLF é considerada de maneira simplificada através da redução da rigidez de vigas e pilares como apresentado em 2.3.3.1 (válido até $P - \Delta = 1,3$). Para melhores resultados a rigidez das barras pode ser atualizada após cada iteração em função dos novos momentos e do diagrama Momento-curvatura;

-As forças ΔH_i são sempre adicionadas ao carregamento original da estrutura e não ao carregamento já adicionado da força equivalente proveniente da iteração anterior;

- MACGREGOR & WIGHT (2005) recomendam que se as flechas crescerem mais de 2,5% de uma iteração para outra, deve-se continuar até que este limite seja atendido;

-Outra consideração recomendada por diversos autores está relacionada com uma correção que deve ser feita ao método. O diagrama do momento $P-\Delta$ para uma coluna tem a mesma forma curva da deflexão desta e quando se substitui ele por forças horizontais equivalentes, o diagrama se torna retilíneo como o do momento de primeira ordem Hl (figura 2.23). Como resultado, a área do diagrama real $P-\Delta$ é maior do que a do gerado pelas cargas fictícias, obtendo deslocamentos finais menores do que os reais. Segundo MACGREGOR & WIGHT (2005), o aumento nos deslocamentos varia de acordo com a rigidez dos pórticos, indo de zero a 22%, este último para pilares com as extremidades completamente impedidas de girar. Os autores sugerem que se considere um valor médio de 15% e com isso o processo estaria corrigido se a força equivalente utilizada fosse multiplicada pelo fator de flexibilidade γ , que varia de 1,0 a 1,22 e pode ser considerado 1,15 para estruturas usuais.

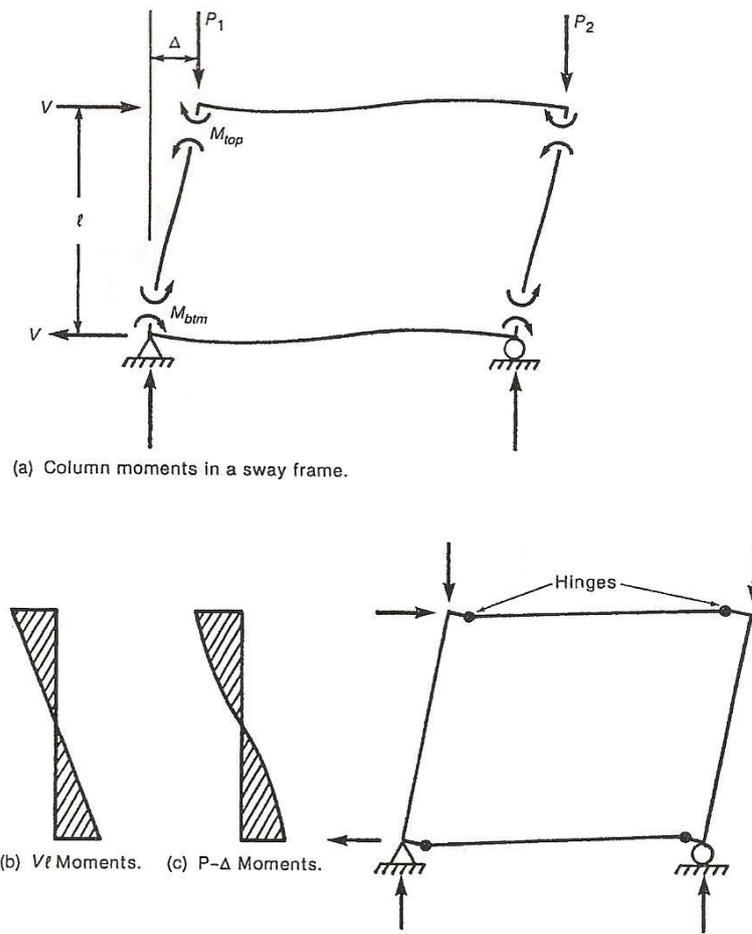


Figura 2.23 – Pórtico plano e diagramas de primeira e segunda ordem (MACGREGOR & WIGHT, 2005)

2.3.8.3 Métodos simplificados

São processos de cálculo onde ao invés de se determinarem os esforços e deslocamentos da estrutura, os momentos finais já considerando os efeitos de segunda ordem são obtidos diretamente, de forma aproximada. Existem vários métodos deste tipo recomendados por diversos autores e que podem ser encontrados nas várias normas internacionais. A NBR 6118/2003 no item 15.7.2 indica a utilização do coeficiente γ_z como solução aproximada para determinação dos esforços globais de segunda ordem. Neste método os esforços e deslocamentos são determinados em uma análise de primeira ordem e a partir dela determina-se o coeficiente de instabilidade γ_z , que irá classificar a estrutura em nós fixos ou móveis. Sendo esta última situação a considerada, o próprio valor de γ_z encontrado servirá como majorador dos esforços já determinados de primeira ordem, obtendo assim os esforços finais da estrutura (primeira + segunda ordem). A NLF deve ser obrigatoriamente considerada podendo ser utilizada a simplificação apresentada em 2.3.3.1. A combinação de carregamento usada para esta análise deve ser multiplicada por $0,95\gamma_z$, com este processo válido, segundo a norma, apenas para $\gamma_z \leq 1,3$, pois com o aumento do coeficiente a aproximação cai gradativamente e este se torna impreciso.

Estudos mostram que o processo simplificado do γ_z vem apresentando desempenho satisfatório tanto para edifícios em concreto armado (CARMO, 1995; LIMA & GUARDA, 1999a e PINTO, CORRÊA & RAMALHO, 2005) quanto para alvenaria estrutural (CAMPOÓ, CORRÊA & RAMALHO, 2005), utilizando comparações com os resultados encontrados em processos mais rigorosos disponíveis. Vários trabalhos já foram realizados e ainda divergem sobre o valor limite para utilização do γ_z . FRANCO & VASCONCELOS (1991) ao criarem o coeficiente definiram que sua utilização seria satisfatória até $\gamma_z = 1,2$, mas CARMO (1995) e VASCONCELOS (2003), já comentam que até $\gamma_z = 1,3$ a hipótese é válida com erro inferior a 5%, valor que a NBR 6118/2003 adota atualmente. Porém PINTO, CORRÊA & RAMALHO (2005) concluíram após estudarem um número significativo de edificações que o limite de $\gamma_z = 1,25$ seria o ideal, pois acima deste valor obtiveram diferenças contrárias à segurança maiores que 5%, não satisfatórias para o dimensionamento de estruturas usuais. Os valores sugeridos para γ_z são limitadores de um processo aproximado, logo não se pode exigir um número exato que cubra todo o universo de estruturas existentes, ficando sempre a cargo do profissional

responsável pela análise a interpretação de cada caso. LIMA & GUARDA (1999a) analisando a variação dos esforços de segunda ordem em função da altura das edificações concluíram que a utilização do γ_z tende a subestimar os esforços finais nos primeiros níveis da estrutura, e superestimar esses esforços nos níveis superiores. LIMA (2001) concluiu com esta tendência observada que a majoração utilizando γ_z já é satisfatória e mostra-se mais eficiente que aquela feita com $0,95\gamma_z$, porém a NBR 6118/2003 adotou este valor para considerar as aproximações utilizadas no processo simplificado (erro de ± 5).

Nos casos de γ_z maior que o limite ou onde não se aplica a formulação, deve-se realizar análise mais refinada na consideração da não linearidade geométrica para cálculo em teoria de segunda ordem, com métodos mais rigorosos como a modificação na matriz de rigidez ou o processo $P - \Delta$ e consideração obrigatória da NLF por processo mais exato.

3 SITUAÇÕES DE PROJETO

3.1 INTRODUÇÃO

O estudo da estabilidade global de estruturas na engenharia civil ainda enfrenta dificuldades em conciliar a teoria desenvolvida sobre o assunto e um projeto real. Isso é o reflexo das simplificações e considerações utilizadas para tornarem possíveis os cálculos. Nos casos reais as edificações não são simétricas, possuem deformabilidade nas fundações, modificam a rigidez ao longo da altura, possuem cargas excêntricas e vigas de transição, características bastante comuns aos projetos que podem mascarar a avaliação da estabilidade ao levar a resultados equivocados de γ_z e α .

Nas situações citadas acima a estrutura se desloca horizontalmente por diversos fatores além do vento e ainda apresenta configurações de linha elástica de difícil previsão devido à alteração da rigidez em alguns trechos da altura. Como consequência disso não há comprovação de que a linha elástica de cada iteração em uma análise de segunda ordem seja afim da anterior e assim as hipóteses consideradas para as formulações de γ_z e α acabam não sendo atendidas. Nos trabalhos de VASCONCELOS (2003) e WORDELL (2003) podem ser encontrados alguns casos onde γ_z e α nem sempre apresentam resultados satisfatórios. Em DELALIBEIRA et al. (2005) pode-se encontrar aplicações de casos com consideração da deformabilidade das fundações.

Neste capítulo quatro exemplos de edificações foram analisados. O primeiro foi retirado de FRANÇA (1985) para demonstrar a validade de dois fatores que influenciam a estabilidade global: o carregamento e a rigidez da estrutura. Os demais são projetos da cidade de Brasília cedidos por profissionais de engenharia estrutural que foram analisados levando em conta suas particularidades na estabilidade e estudando as melhores alternativas para solucionar os problemas.

3.2 Considerações sobre o programa utilizado

Os exemplos analisados neste trabalho foram processados utilizando o CAD/TQS versão 13, pois se trata de um sistema computacional que abrange todas as etapas do projeto de estruturas (dimensionamento, detalhamento e desenho) e é bastante empregado nos escritórios de engenharia pelos profissionais brasileiros. Este software é desenvolvido pela TQS Informática Ltda., que lançou a primeira versão em 1986 e atualmente disponibiliza a

versão 13 ao Programa de Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília para o desenvolvimento de estudos em análise estrutural.

Em todos os projetos deste trabalho utilizando o CAD/TQS foi adotado o modelo integrado e flexibilizado de pórtico espacial e grelha de lajes planas ou nervuradas para a consideração de carregamento horizontal e vertical. Os efeitos construtivos foram levados em conta nos edifícios adaptando o modelo através do aumento da seção dos pilares em 3 vezes e das vigas de transição em 10 vezes. A rigidez das vigas sem predominância à torção foi considerada 15% da rigidez elástica e nas quais a torção foi necessária ao equilíbrio, adotou-se o valor integral.

O CAD/TQS permite a consideração da não-linearidade física de duas maneiras: a simplificada pela redução da rigidez dos elementos e o cálculo mais refinado a partir das relações momento-curvatura ou normal-momento-curvatura pelo Pórtico Não-linear Físico e Geométrico (NLFG). Neste trabalho a NLF foi considerada de forma aproximada, sendo para vigas $0,4EI$ e para pilares $0,8EI$, pois a utilização do processo mais refinado exige que seja feito inclusive o dimensionamento e detalhamento de vigas e pilares, que serão dados de entrada para o Pórtico NLFG, etapas essas que ficam além do objetivo desta pesquisa.

Os coeficientes de segurança γ_f adotados para as análises foram os indicados nas normas brasileiras, considerando a redução de $\gamma_{f3} = 1,1$ na formulação de segurança do γ_z apresentada na equação (2.45) e posterior majoração deste coeficiente nos esforços de cálculo.

As unidades utilizadas nos exemplos foram aquelas já definidas como padrão no programa e comuns no cotidiano dos escritórios.

De acordo com os manuais do TQS (2008) a determinação dos momentos de segunda ordem globais no programa pode ser feita de duas formas: pela análise aproximada ou pela análise não-linear geométrica. A análise aproximada consiste em um cálculo no qual os esforços totais finais são obtidos com a majoração dos esforços provocados pela ação horizontal por $0,95\gamma_z$. Na análise não-linear geométrica, ou análise $P-\Delta$, a posição final de equilíbrio é obtida de forma iterativa por meio de sucessivas correções na matriz de

rigidez (incorporando a matriz geométrica K_g). Para este trabalho as duas alternativas foram utilizadas de acordo com as características de cada exemplo.

3.3 Exemplo 01

Para demonstrar a validade da influência do carregamento na estabilidade de uma edificação foi processado o Edifício 01, encontrado em FRANÇA (1985) como Exemplo 01. A planta baixa do pavimento tipo está representada na figura 3.1.

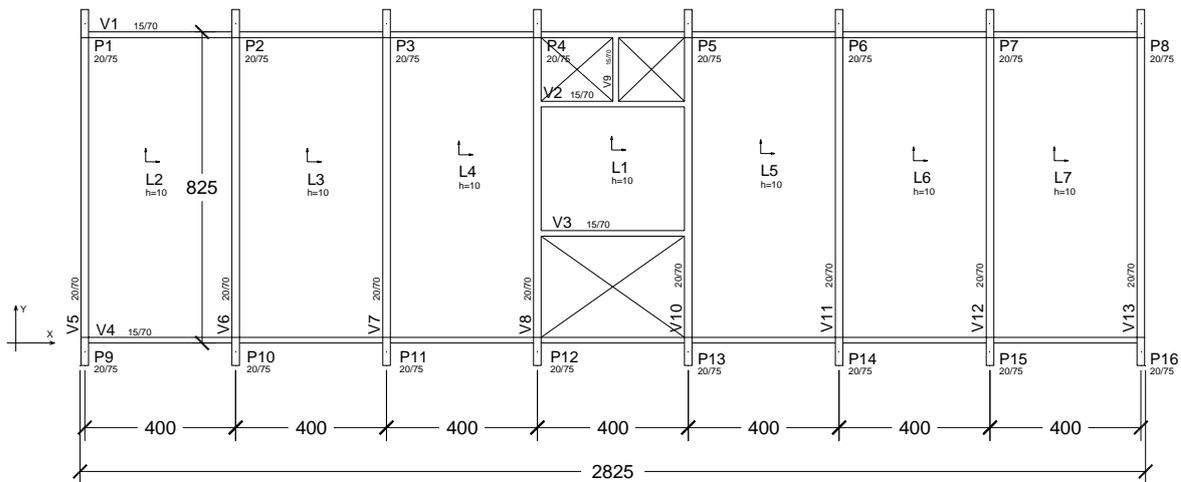


Figura 3.1 – Planta baixa do pavimento tipo do Edifício 01 (FRANÇA, 1985)

O edifício apresenta uma estrutura convencional de vigas, lajes e pilares em concreto armado e é simétrico em relação à direção Y. Possui 12 pavimentos com 2,90 m de pé direito ($H_{tot} = 37,70m$) e área de (8,25m x 28,25m) em planta. Para o caso de carregamento 01 as cargas verticais consideradas são correspondentes a edifícios residenciais (permanente = 0,10 tf/m²; acidental = 0,15 tf/m²), sendo aplicada apenas às vigas do contorno a carga de alvenaria. O carregamento total do edifício em valores característicos foi 2479,6 tf e o vento atuante foi calculado de acordo com as recomendações da NBR 6123, com a velocidade básica de 40 m/s e os respectivos coeficientes de arrasto para cada direção. Os resultados obtidos para a instabilidade com o vento atuando na direção y estão na tabela 3.1. O sentido positivo corresponde ao caso simples de vento atuando na edificação a 90° e o sentido negativo corresponde ao caso simples de vento atuando a 270° (figura 3.2).

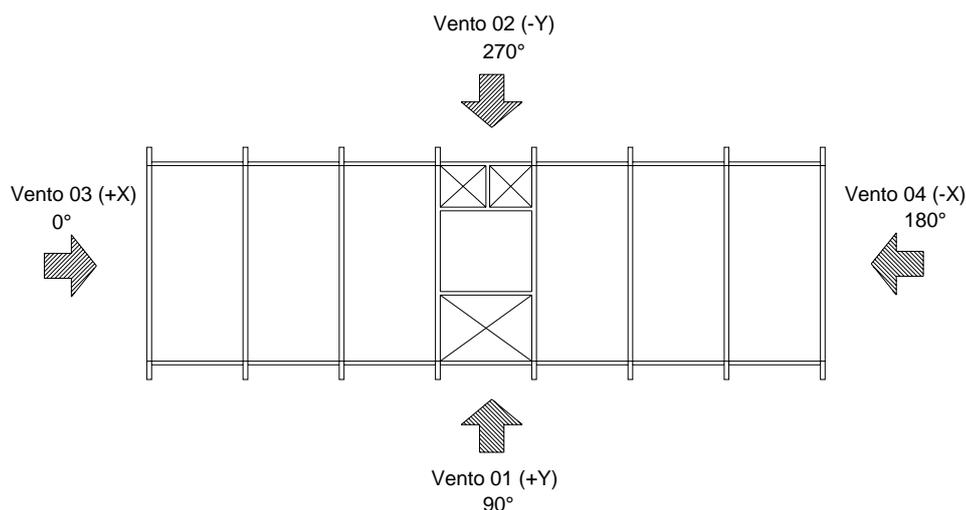


Figura 3.2 – Direção e sentido dos casos simples de vento para o Edifício 01

Tabela 3-1 – Resultado da análise do Edifício 01 para o caso de carregamento 01 direção Y

Caso de carregamento 01		
	Sentido +Y	Sentido - Y
Momento de primeira ordem M1	2774,0 tfm	2774,0 tfm
Momento de segunda ordem M2	99,4 tfm	99,4 tfm
Deslocamento horizontal do topo (ELU)	0,0665 m	0,0665 m
γ_z	1,048	1,048
α	0,481	0,481

Para analisar a influência do carregamento na estabilidade global avaliando apenas a direção Y como exemplo, foram feitas duas modificações: na primeira considerou-se um aumento da carga horizontal atuante no edifício através da alteração da velocidade básica do vento para 50 m/s (caso de carregamento 02) e na segunda modificou-se o tipo de utilização do prédio de residencial para comercial (caso de carregamento 03: permanente = 0,20 tf/m²; acidental = 0,3 tf/m²). Os resultados das duas novas análises para a instabilidade com o vento atuando na direção y estão nas tabelas 3.2 e 3.3.

Tabela 3-2 - Resultado da análise do Edifício 01 para o caso de carregamento 02 direção Y

Caso de carregamento 02		
	Sentido +Y	Sentido - Y
Momento de primeira ordem M1	4333,9 tfm	4333,9 tfm
Momento de segunda ordem M2	155,3 tfm	155,3 tfm
Deslocamento horizontal do topo (ELU)	0,1039 m	0,1039 m
γ_z	1,048	1,048
α	0,481	0,481

Tabela 3-3 - Resultado da análise do Edifício 01 para o caso de carregamento 03 direção Y

Caso de carregamento 03		
	Sentido +Y	Sentido - Y
Momento de primeira ordem M1	2774,0 tfm	2774,0 tfm
Momento de segunda ordem M2	122,6 tfm	122,6 tfm
Deslocamento horizontal do topo (ELU)	0,0665 m	0,0665 m
γ_z	1,06	1,06
α	0,535	0,535

Comparando as tabelas 3.2 e 3.3 com 3.1 é possível visualizar a diferença entre a influência dos carregamentos horizontal e vertical na estabilidade de uma mesma estrutura. Ao modificar a velocidade básica do vento de 40 m/s para 50 m/s, tanto carga quanto deslocamento horizontais são modificados, resultando em alterações nos momentos de primeira e segunda ordem na mesma proporção de forma que os parâmetros de instabilidade não variam. Já no caso onde são alteradas em relação ao edifício original somente as cargas de utilização (verticais) apenas o momento de segunda ordem sofre alteração e em consequência disso α e γ_z também mudam.

Para verificar a influência da rigidez da estrutura no que se refere à estabilidade global o Edifício 01 foi analisado novamente (figura 3.1) com o caso de carregamento 01. Aplicando os quatro casos de ventos considerados (figura 3.2) os resultados estão na tabela 3.4.

Tabela 3-4 - Resultado da análise do Edifício 01 para o caso de carregamento 01

Caso de carregamento 01				
	+X	- X	+Y	- Y
Momento de primeira ordem M1	557,6 tfm	557,6 tfm	2774,0 tfm	2774,0 tfm
Momento de segunda ordem M2	164,6 tfm	164,6 tfm	99,4 tfm	99,4 tfm
Deslocamento horizontal do topo (ELU)	0,1047 m	0,1047 m	0,0665 m	0,0665 m
γ_z	1,602	1,602	1,048	1,048
α	1,347	1,347	0,481	0,481

Pela direção X a edificação 01 é considerada de nós móveis e, além disso, os valores dos parâmetros de instabilidade estão muito acima dos limites ($\gamma_z \gg 1,1; \alpha \gg \alpha_{lim}$), o que significa que a estrutura é bastante flexível e consequentemente não passa nas verificações de flechas do Estado Limite de Serviço. Isso se deve ao fato de que a direção Y possui vários pórticos responsáveis pelo contraventamento bastante rígidos e já na direção X

existem apenas dois grandes pórticos, onde as vigas são fracamente ligadas aos seus pilares devido ao posicionamento destes com a direção de maior inércia voltada sempre para Y, contribuindo para uma pequena rigidez em X.

Alterando o posicionamento dos pilares do Edifício 01 de forma que a rigidez do conjunto fique mais bem distribuída entre as duas direções (figura 3.3), foram obtidos os resultados da tabela 3.5.

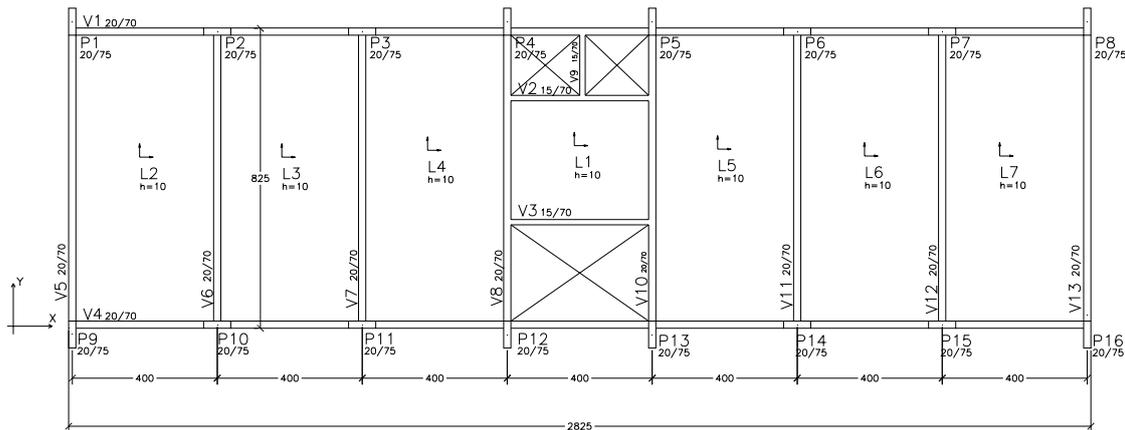


Figura 3.3 – Planta baixa do pavimento tipo do Edifício 01 com a rigidez alterada

Tabela 3-5 - Resultado da análise do Edifício 01 com a rigidez modificada para o caso de carregamento 01

Caso de carregamento 01 rigidez modificada				
	+X	- X	+Y	- Y
Momento de primeira ordem M1	554,2 tfm	554,2 tfm	2774,0 tfm	2774,0 tfm
Momento de segunda ordem M2	21,8 tfm	21,8 tfm	183,5 tfm	183,5 tfm
Deslocamento horizontal do topo (ELU)	0,0143 m	0,0143 m	0,1210 m	0,1210 m
γ_z	1,053	1,053	1,092	1,092
α	0,501	0,501	0,652	0,652

A alteração na posição dos pilares P2, P3, P6, P7, P10, P11, P14 e P15 e das vigas V1 e V4 de 15/70 para 20/70 (para se adequarem aos pilares rotacionados) foi suficiente para aumentar a rigidez dos pórticos na direção X e reduzir bastante o deslocamento lateral do topo do edifício, resultando na diminuição do momento de segunda ordem e conseqüentemente dos parâmetros de instabilidade: γ_z passou de 1,602 para 1,053 e α foi de 1,347 para 0,501, o que então caracteriza a estrutura em X como de nós fixos. A direção Y sofreu uma diminuição da sua rigidez inicial que levou a um aumento nos valores de seus parâmetros de instabilidade, porém continuou na condição de nós fixos para γ_z . Neste

caso a simples modificação na orientação de alguns pilares enrijeceu a estrutura na direção em que esta era mais deficiente e tornou o edifício como um todo estável, passando agora na verificação de flechas do ELS.

3.4 Exemplo 02

Neste exemplo tem-se o Edifício 02 (figuras 3.4 a 3.6), em concreto armado com $f_{ck} = 30MPa$ formado por vigas, pilares, lajes planas e dois pilares-parede para as caixas dos elevadores formando um núcleo central de rigidez. Ele possui três subsolos e a altura a partir do nível do solo é de 27,92m, distribuída em 8 pavimentos, reservatório superior e ático. No pavimento 01 nascem alguns pilares utilizando quatro vigas de transição de 60x100 cm.

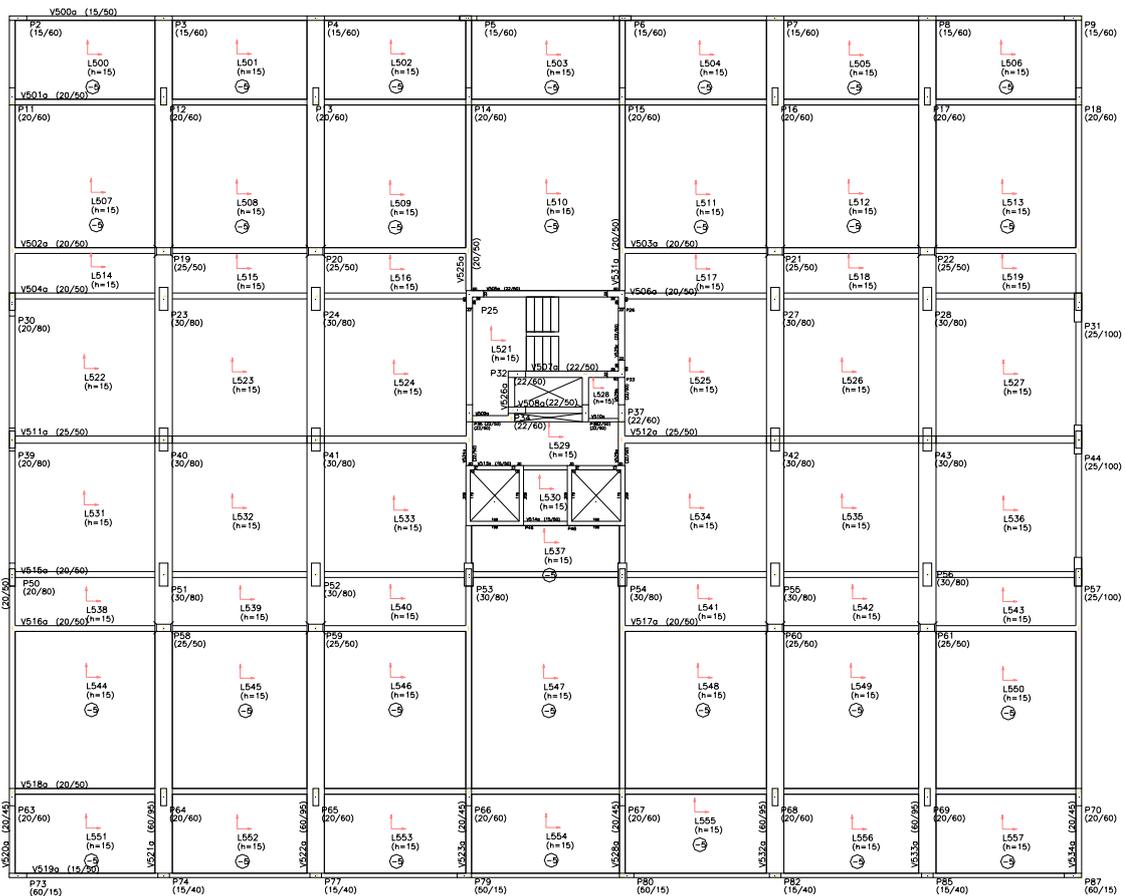


Figura 3.4 – Planta baixa do pavimento 01 do Edifício 02

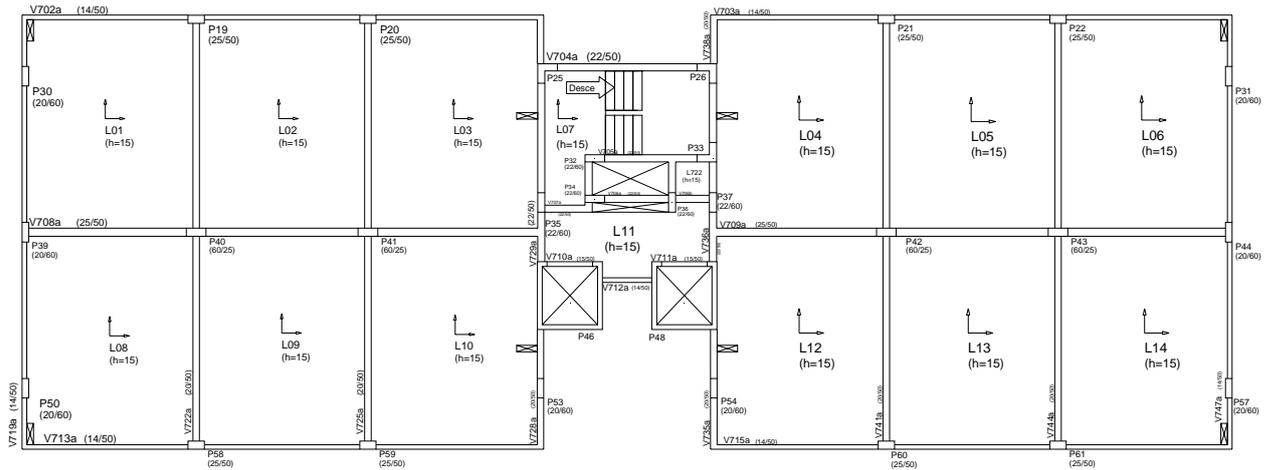


Figura 3.5 – Planta baixa do pavimento tipo do Edifício 02

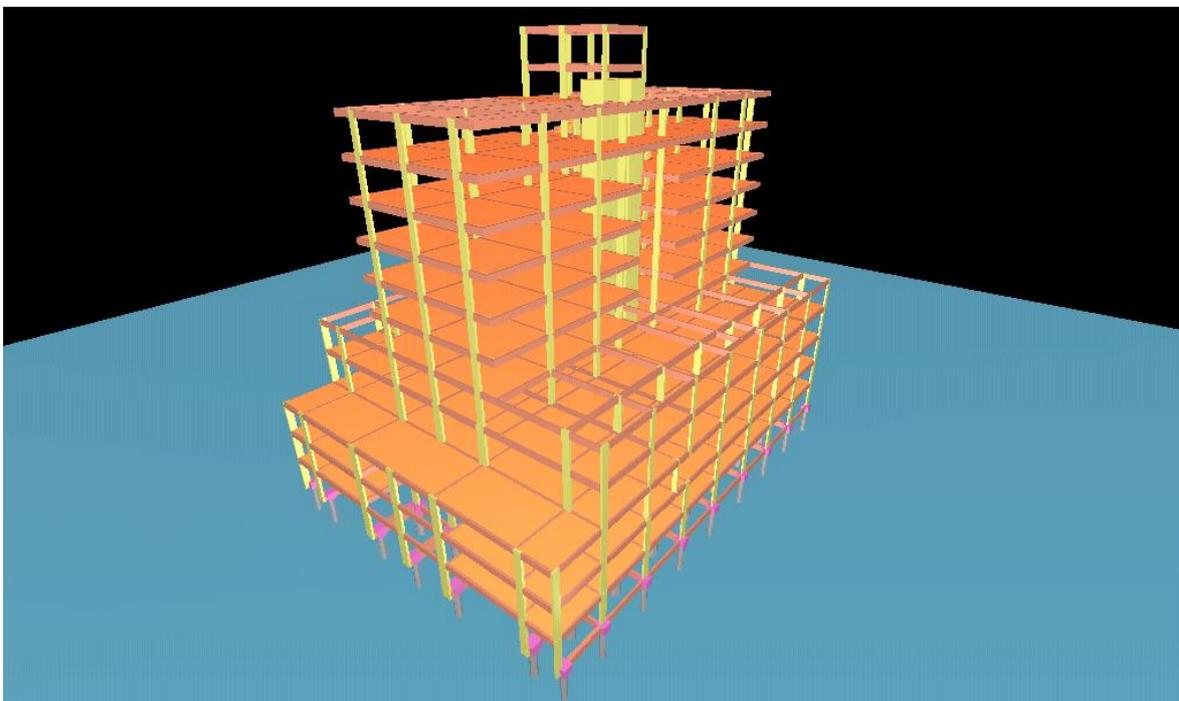


Figura 3.6 – Visualização em 3D do pórtico do Edifício 02

O vento foi considerado com velocidade básica de 35 m/s com os coeficientes de arrasto calculados para cada direção (figura 3.7). O carregamento vertical no pavimento tipo foi: permanente = 0,1 tf/m²; acidental = 0,3 tf/m².

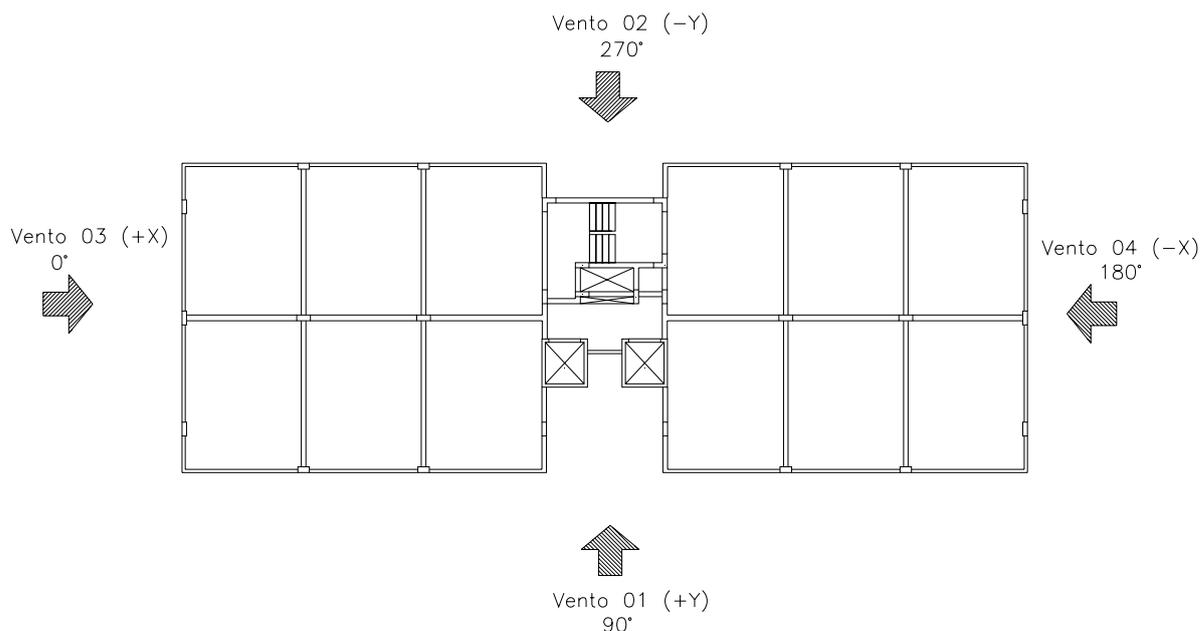


Figura 3.7 - Direção e sentido dos casos simples de vento para o Edifício 02

A primeira análise de estabilidade realizada no Edifício 02 para os quatro casos simples de vento está na tabela 3.6.

Tabela 3-6 – Resultado da análise do Edifício 02 para os casos simples de vento

Casos simples de vento				
	+X	- X	+Y	- Y
Momento de primeira ordem M1	445,2 tfm	445,2 tfm	913,8 tfm	913,8 tfm
Momento de segunda ordem M2	20,0 tfm	20,0 tfm	23,8 tfm	23,8 tfm
Deslocamento horizontal do topo (ELU)	0,0069 m	0,0069 m	0,0078 m	0,0078 m
γ_z	1,061	1,061	1,034	1,034
α	0,75	0,75	0,555	0,555

Pelo resultado encontrado o edifício não precisa ser calculado considerando os efeitos de segunda ordem, já que sempre $\gamma_z \leq 1,10$. Apenas para a direção X o parâmetro α sugere a consideração de nós móveis. No entanto antes de tirar estas conclusões é preciso analisar como a estrutura se comporta com casos de carregamento de vento associados às diversas combinações utilizadas para o dimensionamento da estrutura. Esta preocupação na análise se deve ao fato de que os deslocamentos horizontais de uma edificação não são necessariamente originados apenas por carregamentos horizontais, como considerado nas formulações dos parâmetros de instabilidade. Isso ocorre em estruturas onde há uma assimetria do carregamento vertical aplicado ou mesmo da própria geometria do prédio,

situações bastante comuns nas construções reais. A implicação disto na análise da estabilidade é que este carregamento excêntrico sozinho irá gerar um momento de tombamento aumentando em um sentido e diminuindo no outro o valor de γ_z para uma mesma direção considerada x ou y (figura 3.8).

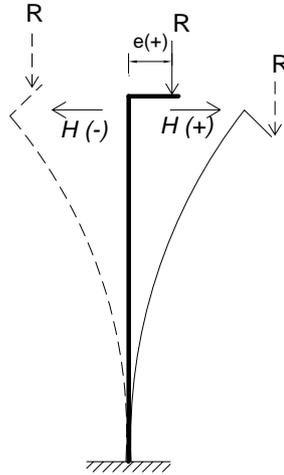


Figura 3.8 – Carregamento excêntrico com a incidência de ações horizontais positivas e negativas (adaptado de CARMO, 1995)

Como o caso apresentado ainda não é contemplado na NBR 6118/2003, para considerar este incremento de deformações no valor de γ_z o programa utilizado sugere a adoção de uma formulação modificada, aqui denominada γ_z' , correspondente a um coeficiente γ_z que leva em conta os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais e pode ser utilizado como parâmetro de instabilidade, segundo o Manual TQS de Análise Estrutural (2008). Este fator de amplificação de esforços (γ_z') é calculado para cada combinação do ELU definida no edifício com o mesmo equacionamento do γ_z original, porém os deslocamentos horizontais provocados por cargas verticais são considerados. A equação (3.1) indica a formulação de γ_z' .

$$\gamma_z' = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad (3.1)$$

sendo

$$\Delta M_d = P \cdot (a + a') \quad (3.2)$$

$$M_{1d} = F \cdot L \quad (3.3)$$

Comparando a fórmula (3.1) com a do γ_z original (2.44) só é possível notar a diferença ao explicitar-se a composição de ΔM_d e M_{1d} (equações 3.2 e 3.3), pois para o γ_z' a flecha utilizada no cálculo leva em consideração também o deslocamento horizontal por cargas verticais a' , enquanto que na formulação de γ_z só são considerados deslocamentos determinados por cargas horizontais (a). Nos dois casos a determinação de M_{1d} é a mesma, ou seja, o deslocamento adicional só é inserido na formulação de γ_z' na parcela ΔM_d . Quando os deslocamentos da estrutura são originados somente por cargas horizontais (não ha excentricidades), $\gamma_z = \gamma_z'$.

Outro fator a ser considerado em uma análise mais precisa deste exemplo está relacionado com a existência de vigas de transição. Os edifícios compostos por múltiplos pavimentos são construídos de forma que o seu carregamento vertical permanente é adicionado gradativamente à estrutura, ao passo que esta vai sendo erguida. Esta observação um tanto óbvia tem grande importância, pois na fase de projeto a estrutura é analisada por inteiro, como se ela só recebesse o carregamento depois de finalizada sua construção. WORDELL (2003) apresentou duas situações onde a consideração ou não do processo incremental construtivo influencia na avaliação da estabilidade de edifícios: a deformação axial de pilares e a deformação de viga de transição. O que ocorre é que pode haver deformações excessivas e não compatíveis com a realidade nestes elementos devido às cargas verticais, alterando então os valores dos momentos negativos das vigas ao longo da altura (WORDELL, 2003). Para obter valores mais reais de deformação e dos parâmetros de instabilidade, uma solução aproximada é considerar uma seção aumentada destes elementos, multiplicando a área original da seção transversal por um número maior que a unidade.

No Edifício 02 foram consideradas quatro combinações de carregamento para o Estado Limite Último associadas a cada vento (01, 02, 03 e 04), além dos casos simples de vento. São elas:

Combinação 01: Peso próprio+ Carga permanente+ Empuxo+ Carga accidental+ 0,6Vento, com viga de transição enrijecida conforme critérios do projetista.

Combinação 02: Peso próprio+ Carga permanente+ Empuxo+ 0,8Carga accidental+ Vento, com viga de transição enrijecida conforme critérios do projetista.

Combinação 03: Peso próprio+ Carga permanente+ Empuxo+ Carga accidental+ 0,6Vento, viga de transição com inércia normal.

Combinação 04: Peso próprio+ Carga permanente+ Empuxo+ 0,8Carga accidental+ Vento, viga de transição com inércia normal.

Para a modificação das vigas de transição foi considerado um multiplicador maior do que a unidade para a inércia das mesmas, provocando um enrijecimento nestes elementos que gera deformações menores e se aproxima mais da realidade simulando melhor o processo construtivo. Foi considerado neste exemplo um enrijecimento de 10 vezes a inércia das vigas, como encontrado em WORDELL (2003).

Considerando estas combinações para a análise da estabilidade com os quatro casos de vento, têm-se as tabelas 3.7 a 3.10.

Tabela 3-7 - Resultado da análise do Edifício 02 para as combinações do ELU, vento +X

Combinações do ELU para o vento +X				
	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
Momento de primeira ordem M1	267,1 tfm	445,2 tfm	267,1 tfm	445,2 tfm
Momento de segunda ordem M2	11,5 tfm	19,6 tfm	11,1 tfm	19,2 tfm
Deslocamento horizontal do topo (ELU)	0,0041 m	0,0067 m	0,0046 m	0,0068 m
γ_z	1,061	1,061	1,061	1,061
α	0,711	0,728	0,677	0,709

Tabela 3-8 - Resultado da análise do Edifício 02 para as combinações do ELU, vento -X

Combinações do ELU para o vento -X				
	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
Momento de primeira ordem M1	267,1 tfm	445,2 tfm	267,1 tfm	445,2 tfm
Momento de segunda ordem M2	12,4 tfm	20,4 tfm	12,9 tfm	20,8 tfm
Deslocamento horizontal do topo (ELU)	0,005 m	0,0076 m	0,006 m	0,0084 m
γ_z'	1,063	1,062	1,065	1,063
α	0,787	0,771	0,816	0,789

Tabela 3-9 - Resultado da análise do Edifício 02 para as combinações do ELU, vento +Y

Combinações do ELU para o vento +Y				
	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
Momento de primeira ordem M1	548,3 tfm	913,8 tfm	548,3 tfm	913,8 tfm
Momento de segunda ordem M2	18,3 tfm	27,7 tfm	19,6 tfm	28,9 tfm
Deslocamento horizontal do topo (ELU)	0,0065 m	0,0095 m	0,0079 m	0,0109 m
γ_z'	1,044	1,04	1,048	1,042
α	0,652	0,613	0,708	0,648

Tabela 3-10 - Resultado da análise do Edifício 02 para as combinações do ELU, vento -Y

Combinações do ELU para o vento -Y				
	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
Momento de primeira ordem M1	548,3 tfm	913,8 tfm	548,3 tfm	913,8 tfm
Momento de segunda ordem M2	10,2 tfm	20,0 tfm	9,0 tfm	18,7 tfm
Deslocamento horizontal do topo (ELU)	0,003 m	0,0061 m	0,002 m	0,0051 m
γ_z'	1,034	1,034	1,034	1,034
α	0,438	0,491	0,338	0,443

Pode-se verificar com estas análises que houve uma variação nos valores dos parâmetros de instabilidade ao se considerar as diversas combinações de carregamento do ELU para uma mesma direção. Isto implica que a estrutura possui deslocabilidade horizontal ocasionada por cargas verticais, e não somente pelas horizontais como considerado no carregamento simples de vento. Nos casos onde a excentricidade de cargas verticais observada no exemplo implica em um aumento do momento de segunda ordem em relação àquele calculado para o carregamento simples de vento, os valores de γ_z' e α são maiores (ventos -X e +Y). Nas situações onde o carregamento está no sentido contrário à excentricidade, aparecem momentos de segunda ordem menores do que os da primeira

análise feita somente para o vento, o que implicaria em uma diminuição do γ_z' e α . No entanto o valor considerado para o parâmetro de instabilidade deve ser no mínimo o calculado para o caso simples de vento, a favor da segurança (ventos +X e -Y). De forma simplificada a figura (3.9) indica qual a configuração de cargas e geometria do exemplo, de acordo com a tendência apontada pelos parâmetros de instabilidade.

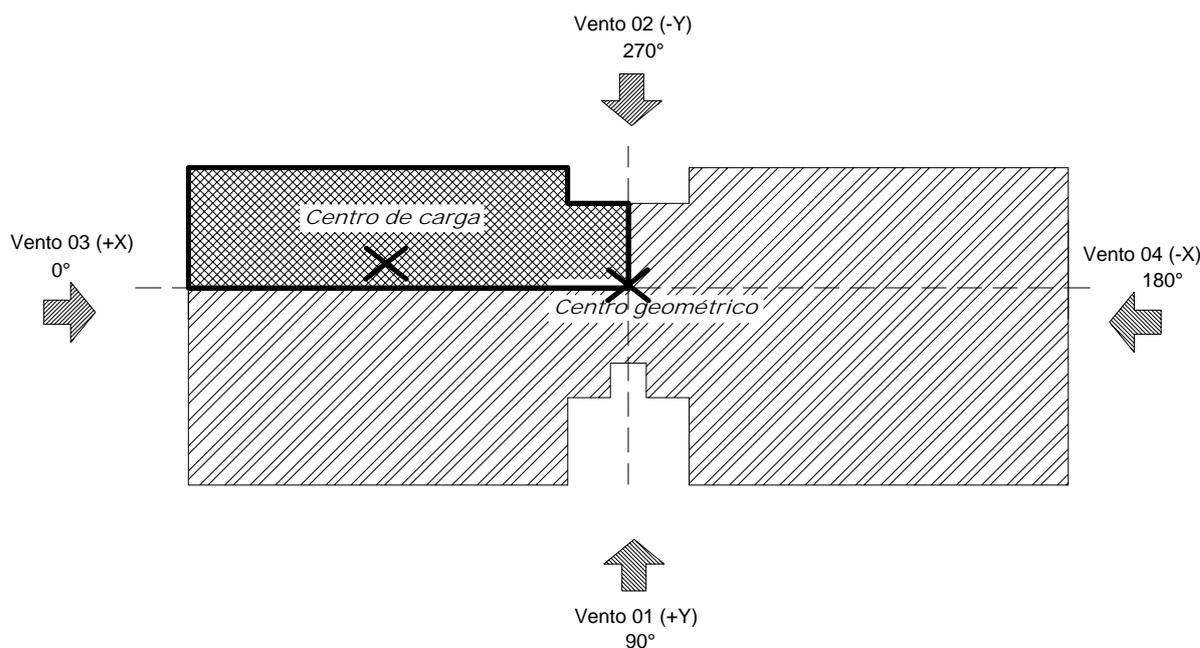


Figura 3.9 – Esquema indicando o quadrante onde se encontra o centro de carga do Edifício 02

Para comprovar a validade dos valores encontrados nas tabelas 3.7 a 3.10 foi realizada nova análise do Edifício 02, considerando desta vez como processo de cálculo para análise de segunda ordem o $P-\Delta$ de dois passos. Para comparar o valor encontrado de γ_z' com o do $P-\Delta$, o programa utilizado fornece a razão entre o momento de segunda ordem e o de primeira ordem da última iteração da análise $P-\Delta$ (RM2M1). Estes valores estão na tabela 3.11.

Tabela 3-11 – Comparação entre os resultados da análise $P-\Delta$ com os coeficientes γ'_z do Edifício 02 para as combinações do ELU

Combinações do ELU, $P-\Delta \times \gamma'_z$					
		Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
+X	RM2M1	1,055	1,056	1,053	1,055
	γ'_z	1,061	1,061	1,061	1,061
-X	RM2M1	1,059	1,058	1,061	1,059
	γ'_z	1,063	1,062	1,065	1,063
+Y	RM2M1	1,043	1,039	1,046	1,04
	γ'_z	1,044	1,04	1,048	1,042
-Y	RM2M1	1,024	1,028	1,021	1,026
	γ'_z	1,034	1,034	1,034	1,034

A tabela apresentada comprova a validade da aplicação do γ'_z para o Edifício 02, pois para todos os casos $\gamma'_z > RM2M1$, ou seja, a favor da segurança e com valores coerentes.

Neste exemplo as diferenças observadas entre γ_z e γ'_z , considerando ou não a deslocabilidade horizontal por cargas verticais (exemplo, vento +Y: 1,034 para 1,048) não alterariam a forma de analisar a edificação, pois γ_z continuou menor que 1,1. A consideração da rigidez modificada para vigas de transição também não teve grande influência na estabilidade global, pois os pilares que nascem na transição localizam-se em trechos das vigas bastante próximos aos apoios (ver figura 3.10), o que já imprime uma rigidez maior e conseqüentemente o deslocamento neste ponto já não é tão acentuado. No entanto a consideração da rigidez alterada para vigas de transição retrata de forma mais semelhante o que acontece na prática das construções (efeito incremental construtivo) e deve ser avaliada pelo projetista estrutural ao desenvolver projetos com a presença deste elemento.

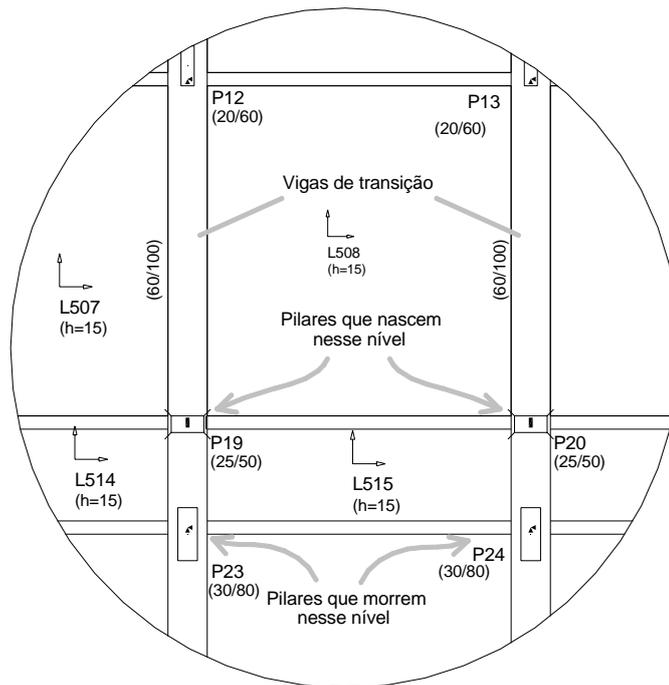
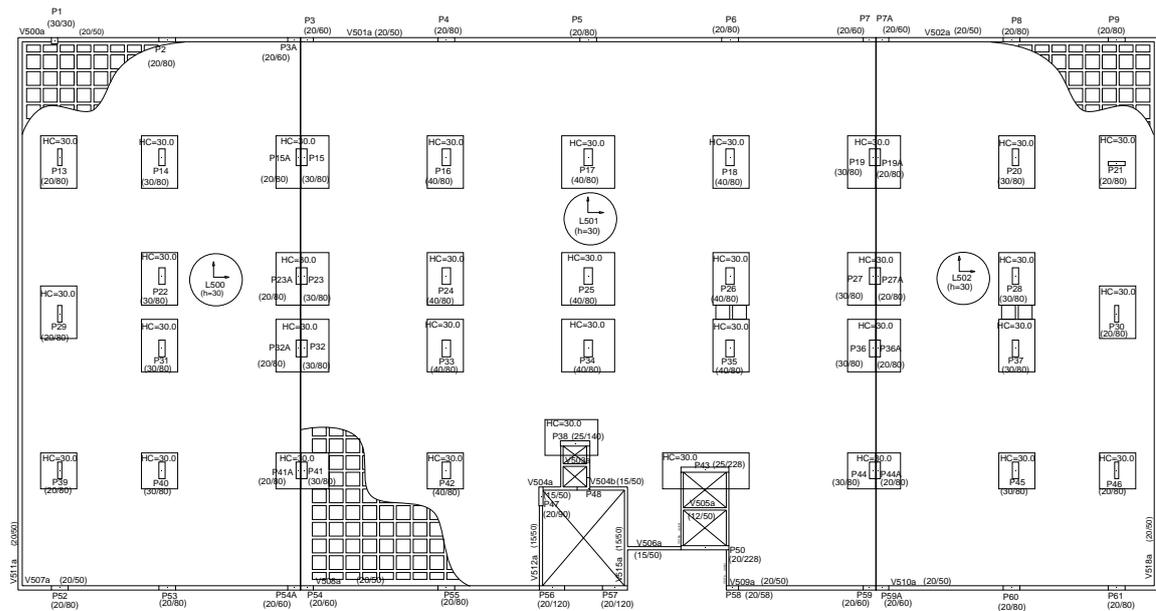


Figura 3.10 – Detalhe da viga de transição no pavimento 01 do Edifício 02

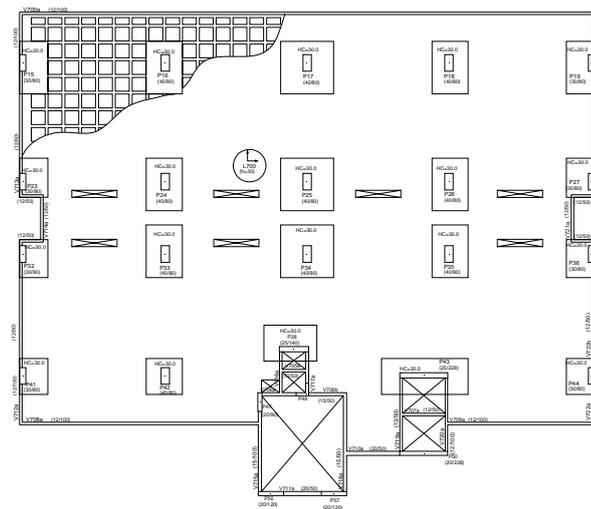
Outro fato importante a ser observado é a diferença de classificação da estrutura considerando α ou γ_z . Pelo parâmetro α a avaliação da estabilidade considera a estrutura como de nós móveis em quase todos os casos, exceto no de vento (-Y), enquanto o coeficiente γ_z apresenta sempre valores $< 1,1$ (nós fixos). Ao se proceder a análise $P-\Delta$, pode-se concluir que os valores de γ_z e γ_z' são bastante razoáveis e retratam melhor o comportamento global da estrutura. LIMA & GUARDA (1999b) recomendam a utilização preferencial do coeficiente γ_z na avaliação da estabilidade global e indicam que a falta de precisão do parâmetro α está possivelmente relacionada com o excesso de simplificações do método.

3.5 Exemplo 03

O Edifício 03 (figuras 3.11 e 3.12) é uma estrutura em concreto armado ($f_{ck} = 25MPa$) formada por vigas, pilares e lajes nervuradas. Ele possui dois subsolos e a altura a partir do nível do solo é de 44,62m, distribuída em 12 pavimentos, reservatório superior e ático.



PLANTA BAIXA PAVIMENTO 01



PLANTA BAIXA PAVIMENTO TIPO

Figura 3.11 – Planta baixa do pavimento 01 e do pavimento tipo do Edifício 03

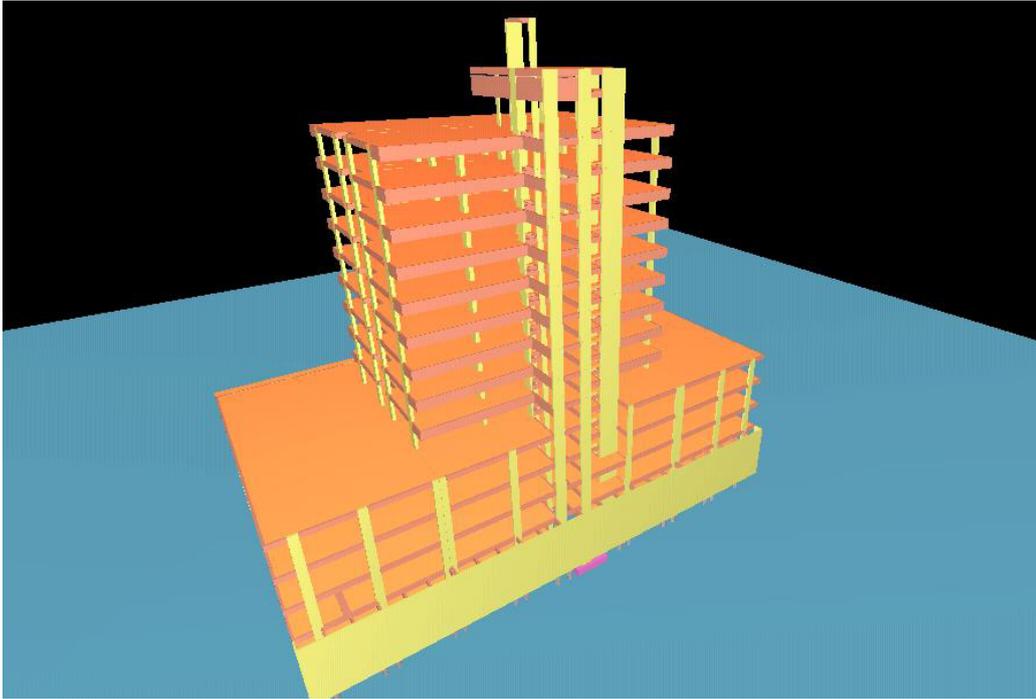


Figura 3.12 - Visualização em 3D do pórtico do Edifício 03

O vento foi considerado com velocidade básica de 35 m/s com os coeficientes de arrasto calculados para cada direção (figura 3.13). O carregamento vertical nos pavimentos foi: permanente = 0,1 tf/m²; acidental = 0,1; 0,2; 0,3; 0,5 tf/m² para pavimentos 01 e 02, tipo, cobertura e térreo respectivamente.

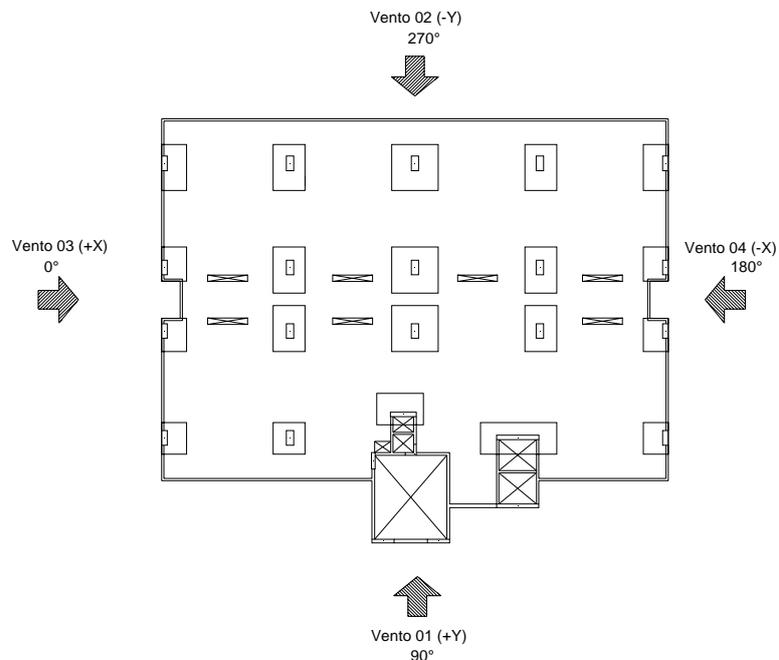


Figura 3.13 - Direção e sentido dos casos simples de vento para o Edifício 03

A primeira análise de estabilidade realizada no Edifício 03 para os quatro casos simples de vento está na tabela 3.12.

Tabela 3-12 - Resultado da análise do Edifício 03 para os casos simples de vento

Casos simples de vento				
	+X	- X	+Y	- Y
Momento de primeira ordem M1	1143,0 tfm	1143,0 tfm	1740,5 tfm	1740,5 tfm
Momento de segunda ordem M2	276,7 tfm	276,7 tfm	386,4 tfm	386,4 tfm
Deslocamento horizontal do topo (ELU)	0,0679 m	0,0679 m	0,082 m	0,082 m
γ_z	1,445	1,445	1,394	1,394
α	1,878	1,878	1,693	1,693

Pelo resultado encontrado somente com a análise do vento, o edifício é bastante sensível aos efeitos de segunda ordem nas duas direções e precisa ser calculado considerando esses efeitos já que $\gamma_z > 1,10$ e $\alpha > \alpha_{lim}$. Além disso, os valores de γ_z são muito altos, acima do valor limite de 1,3 considerado pela NBR 6118/2003.

A grande deslocabilidade caracterizada pelos parâmetros de instabilidade para o Edifício 03 é justificada pela pouca rigidez observada nas plantas baixas (figura 3.11), pois não possui núcleos rígidos formados por pilares-parede fechados e tem vigas apenas no contorno deixando os pilares internos sem travamento eficiente. Além disso, os pilares estão em sua maioria orientados com a rigidez maior na mesma direção (Y), desfavorecendo a estabilidade em X. O sistema de lajes nervuradas apesar de ser mais rígido do que o de lajes lisas é mais flexível do que o de lajes e vigas e contribuiu para a alta deslocabilidade do pórtico. A criação de vigas-faixa para o travamento dos pilares não resolve o problema da sensibilidade aos efeitos de segunda ordem porque essas vigas não têm altura suficiente para formarem pórticos, são limitadas pela altura da laje.

Para considerar os deslocamentos horizontais originados por cargas verticais no Edifício 03 foram analisadas quatro combinações de carregamento para o Estado Limite Último associadas a cada vento (01, 02, 03 e 04), além dos casos simples de vento. São elas:

Combinação 01: Peso próprio+ Carga permanente+ Carga acidental+ 0,6Vento, com viga de transição enrijecida conforme critérios do projetista.

Combinação 02: Peso próprio+ Carga permanente+ 0,5Carga acidental+ Vento, com viga de transição enrijecida conforme critérios do projetista.

Combinação 03: combinação 01 + viga de transição com inércia normal.

Combinação 04: combinação 02 + viga de transição com inércia normal.

Para viga de transição foi considerado um multiplicador maior do que a unidade para sua inércia (10), no entanto esta avaliação não será muito relevante neste exemplo, pois o Edifício 03 possui apenas uma viga de transição, no pavimento cobertura, e os pilares seguem até o nível do reservatório superior.

Considerando estas combinações para a análise da estabilidade com os quatro casos de vento, têm-se as tabelas 3.13 a 3.16.

Tabela 3-13 - Resultado da análise do Edifício 03 para as combinações do ELU, vento +X

Combinações do ELU para o vento +X				
	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
γ_z	1,531	1,484	1,549	1,493
α	2,028	1,953	2,07	1,976

Tabela 3-14 - Resultado da análise do Edifício 03 para as combinações do ELU, vento -X

Combinações do ELU para o vento - X				
	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
γ_z	1,445	1,445	1,445	1,445
α	1,714	1,8	1,664	1,774

Tabela 3-15 - Resultado da análise do Edifício 03 para as combinações do ELU, vento +Y

Combinações do ELU para o vento +Y				
	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
γ_z	1,445	1,442	1,461	1,429
α	1,8	1,754	1,839	1,772

Tabela 3-16 - Resultado da análise do Edifício 03 para as combinações do ELU, vento -Y

Combinações do ELU para o vento -Y				
	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
γ_z	1,394	1,394	1,394	1,394
α	1,579	1,631	1,534	1,611

Com os resultados das tabelas 3-13 a 3-16 é possível notar, mesmo com parâmetros de instabilidade acima dos valores limites, que o Edifício 03 tem uma tendência a se deslocar mais no sentido (+X) e (+Y), pois no sentido contrário para cada direção o γ'_z indicado pelo programa foi aquele encontrado para os casos simples de vento (γ_z). Isto indica que os valores reais calculados para a combinação em (-X) e (-Y) são menores do que aqueles calculados apenas com o vento, e se fossem considerados deixariam a análise contra a segurança.

Como os valores encontrados foram maiores do que os limites apresentados nas normas, eles deixam de ter um sentido físico, pois a grande deslocabilidade da estrutura não permite que sejam feitas simplificações como as consideradas para as formulações de α e γ_z . Neste caso os parâmetros de instabilidade indicam que a estrutura é bastante flexível e deve ser utilizado algum método para o cálculo dos efeitos de segunda ordem. O processo simplificado do γ_z não pode ser aplicado, pois $\gamma_z > 1,3$, o que invalida este método.

Para o cálculo mais exato considerando os efeitos de segunda ordem foi realizada a análise por $P-\Delta$ e os resultados do indicador *RM2M1* estão na tabela 3.17 para comparação com os valores de γ'_z .

Tabela 3-17 - Comparação entre os resultados da análise $P-\Delta$ com os coeficientes γ'_z do Edifício 03 para as combinações do ELU

Combinações do ELU, $P-\Delta \times \gamma'_z$					
		Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
+X	RM2M1	1,347	1,326	1,354	1,330
	γ'_z	1,531	1,484	1,549	1,493
-X	RM2M1	1,270	1,290	1,262	1,286
	γ'_z	1,445	1,445	1,445	1,445
+Y	RM2M1	1,308	1,297	1,315	1,300
	γ'_z	1,445	1,422	1,461	1,429
-Y	RM2M1	1,257	1,268	1,250	1,265
	γ'_z	1,394	1,394	1,394	1,394

A tabela apresentada comprova que a aplicação do γ_z como solução aproximada para o Edifício 03 não é adequada. Para os casos simples de vento os valores do coeficiente de instabilidade já ultrapassaram o limite estabelecido como máximo para seu bom

funcionamento e nas combinações, onde são considerados deslocamentos adicionais originados pelo carregamento vertical, estes valores irrealistas ficaram mais evidentes. Comparando com os resultados de *RM2M1*, que é uma análise mais refinada, pode-se notar que os valores de γ_z' são incoerentes. A solução para o Edifício 03 é a determinação dos efeitos de segunda ordem por algum processo refinado de cálculo e a verificação das flechas de serviço da estrutura para que fiquem dentro dos limites desejados, no entanto o ideal seria enrijecê-lo de forma que se tornasse uma estrutura menos suscetível aos efeitos de segunda ordem.

3.6 Exemplo 04

Neste exemplo apresenta-se o Edifício 04, figuras (3.14) e (3.15), uma estrutura de concreto armado ($f_{ck} = 35MPa$) formado por vigas, pilares e lajes nervuradas. Ele possui 17 pavimentos, um subsolo e ático, com altura a partir do nível do solo de 47,86m.

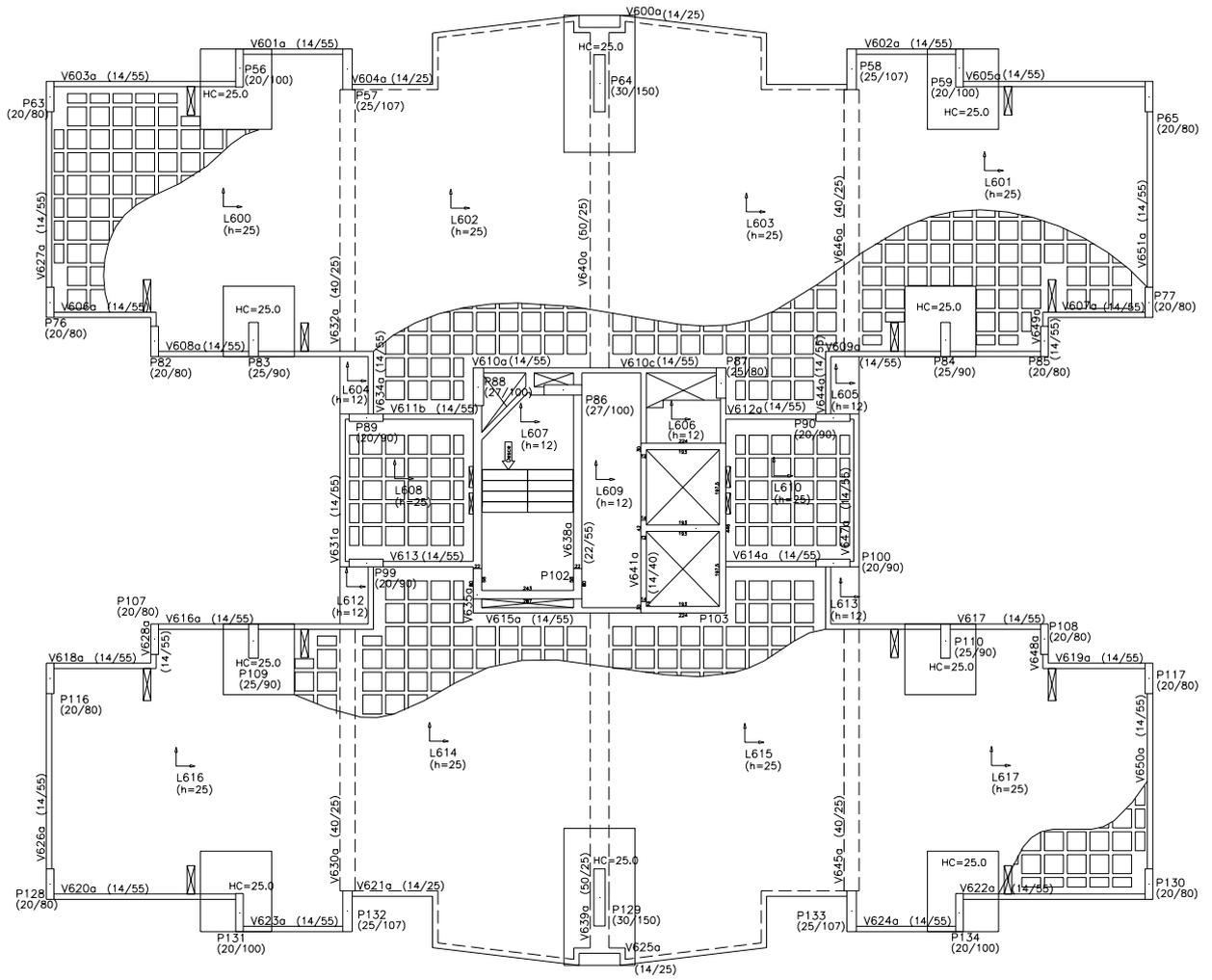


Figura 3.14 – Planta baixa do pavimento tipo do Edifício 04

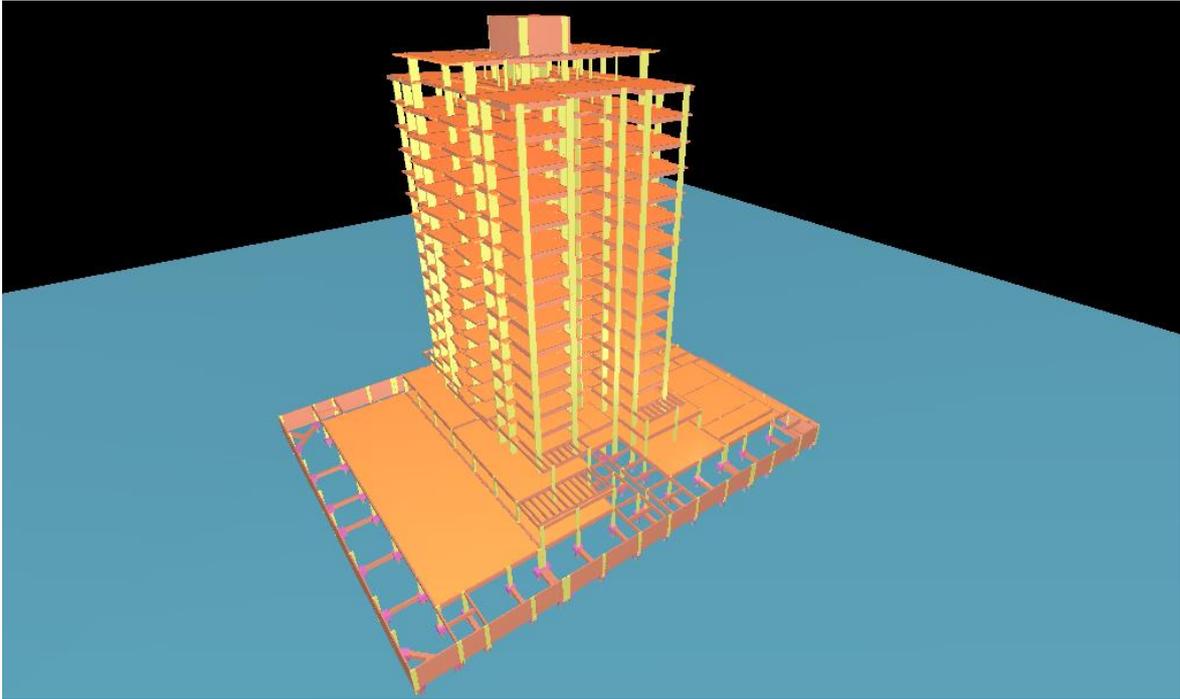


Figura 3.15 - Visualização em 3D do pórtico do Edifício 04

O vento foi considerado com velocidade básica de 35 m/s com os coeficientes de arrasto calculados para cada direção (figura 3.16). O carregamento vertical no pavimento tipo foi: permanente = 0,3 tf/m²; acidental = 0,15 tf/m².

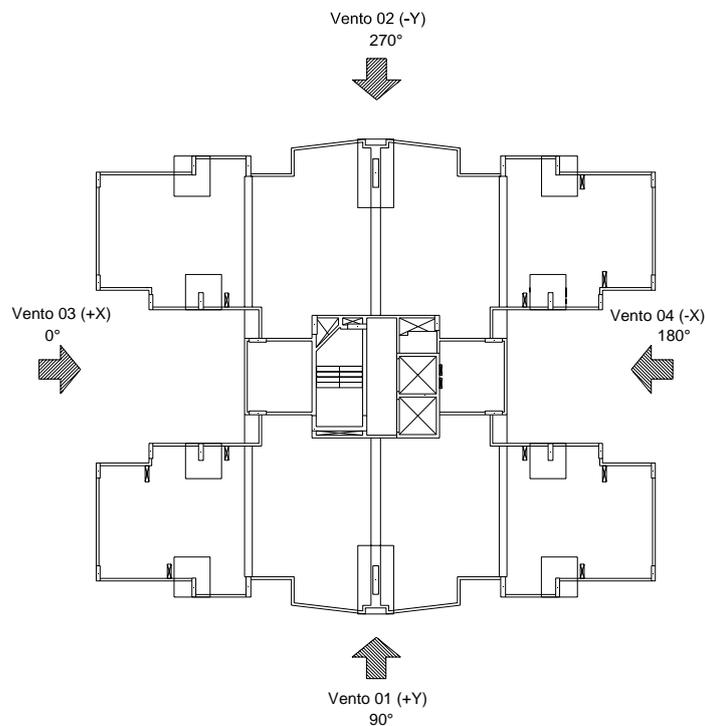


Figura 3.16 – Direção e sentido dos casos simples de vento para o Edifício 04

A primeira análise de estabilidade realizada no Edifício 04 para os quatro casos simples de vento está na tabela 3.18.

Tabela 3-18 – Resultado da análise do Edifício 04 para os casos simples de vento

Casos simples de vento				
	+X	- X	+Y	- Y
Momento de primeira ordem M1	2828,5 tfm	12828,5 tfm	3246,4 tfm	3246,4 tfm
Momento de segunda ordem M2	293,1 tfm	293,1 tfm	296,5 tfm	296,5 tfm
Deslocamento horizontal do topo (ELU)	0,0502 m	0,0502 m	0,0525 m	0,0525 m
γ_z	1,152	1,152	1,132	1,132
α	0,986	0,986	0,981	0,981

Considerando apenas a análise do vento, o Edifício 04 é classificado como de nós móveis pelos dois parâmetros de instabilidade ($\gamma_z > 1,1$ e $\alpha > \alpha_{lim}$). Para considerar a deslocabilidade horizontal por cargas verticais quatro combinações últimas foram analisadas associadas a cada vento.

Combinação 01: Peso próprio+ Carga permanente+ Carga acidental+ 0,6Vento, com viga de transição enrijecida conforme critérios do projetista.

Combinação 02: Peso próprio+ Carga permanente+ 0,5Carga acidental+ Vento, com viga de transição enrijecida conforme critérios do projetista.

Combinação 03: combinação 01 + viga de transição com inércia normal.

Combinação 04: combinação 02 + viga de transição com inércia normal.

O Edifício 04 possui vigas de transição nos pavimentos 15 e 16 (figura 3.17), e para a consideração desses elementos utilizou-se um multiplicador maior do que a unidade para sua inércia (10).

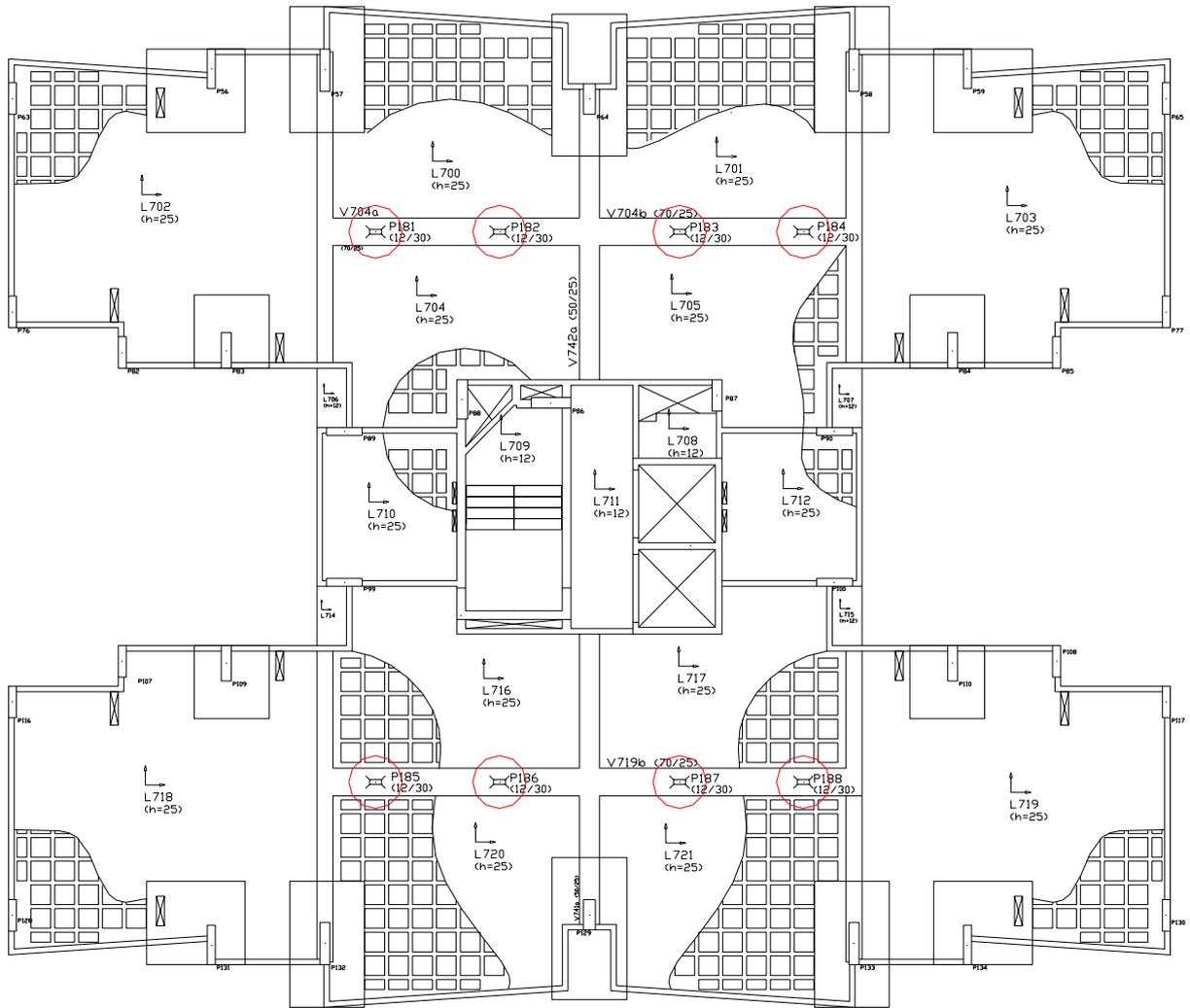


Figura 3.17 – Planta baixa do pavimento 15 do Edifício 04, com destaque para os pilares que nascem neste pavimento

Considerando as combinações do ELU para a análise da estabilidade com os quatro casos de vento, têm-se as tabelas 3.19 a 3.22.

Tabela 3-19 - Resultado da análise do Edifício 04 para as combinações do ELU, vento +X

Combinações do ELU para o vento +X				
	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
γ_z	1,152	1,152	1,152	1,152
α	0,822	0,898	0,767	0,869

Tabela 3-20 - Resultado da análise do Edifício 04 para as combinações do ELU, vento -X

Combinações do ELU para o vento - X				
	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
γ'_z	1,185	1,170	1,195	1,176
α	1,126	1,067	1,164	1,091

Tabela 3-21 - Resultado da análise do Edifício 04 para as combinações do ELU, vento +Y

Combinações do ELU para o vento +Y				
	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
γ'_z	1,132	1,132	1,146	1,140
α	0,989	0,988	1,074	1,037

Tabela 3-22 - Resultado da análise do Edifício 04 para as combinações do ELU, vento -Y

Combinações do ELU para o vento -Y				
	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
γ'_z	1,137	1,134	1,132	1,132
α	0,974	0,975	0,879	0,922

A análise das combinações de ELU para a instabilidade mostrou que o Edifício 04 já se desloca bastante somente com a aplicação das cargas verticais, sendo imprescindível a consideração destas na determinação de α e γ_z . Para a direção X no sentido (+) o coeficiente γ'_z apresentou sempre o mesmo valor (1,152) dos casos simples de vento, por questão de segurança, mas pelos momentos de segunda ordem encontrados pode-se concluir que ele na realidade diminuiu. Na combinação 03 para o vento (+X), por exemplo, calculando o coeficiente a partir dos momentos de primeira e segunda ordem gerados, o valor encontrado para γ'_z seria 1,111, o que quase caracteriza a estrutura, de forma equivocada, como de nós fixos. Isso significa que existe uma excentricidade nessa direção no sentido (-) da estrutura, situação onde os valores do coeficiente γ_z aumentaram bastante passando de 1,152 (casos simples de vento) para 1,185 e 1,195 considerando γ'_z . Para a direção Y as variações nos coeficientes foram bastante confusas, pois considerando a viga de transição enrijecida a excentricidade do Edifício 04 fica no sentido (-) de Y e para as combinações com a inércia normal destes elementos, a excentricidade inicial seria no sentido (+) Y. Além disso, não eram esperadas modificações tão relevantes na análise de

estabilidade com a consideração ou não do enrijecimento das vigas de transição por se localizarem nos últimos pavimentos.

Para verificar a validade dos valores encontrados para γ'_z , foi realizada a análise pelo processo $P-\Delta$, com os resultados apresentados na tabela 3.23.

Tabela 3-23 – Comparação entre os resultados da análise $P-\Delta$ com os coeficientes γ'_z do Edifício 04 para as combinações do ELU

Combinações do ELU, $P-\Delta \times \gamma'_z$					
		Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
+X	RM2M1	1,098	1,121	1,098	1,121
	γ'_z	1,152	1,152	1,152	1,152
-X	RM2M1	1,213	1,186	1,214	1,186
	γ'_z	1,185	1,170	1,195	1,176
+Y	RM2M1	1,176	1,157	1,179	1,160
	γ'_z	1,132	1,132	1,146	1,140
-Y	RM2M1	1,093	1,109	1,093	1,110
	γ'_z	1,137	1,134	1,132	1,132

A análise do Edifício 04 através do método $P-\Delta$ revelou que os valores encontrados para o coeficiente γ'_z não são adequados para este caso, pois ficaram muito diferentes daqueles obtidos por análise mais refinada, apesar de γ'_z encontrar-se dentro do limite permitido para a utilização como solução aproximada de análise em segunda ordem ($\gamma_z < 1,3$).

Observando a planta baixa do pavimento tipo do Edifício 04 pode-se perceber que a edificação não é simétrica quanto à distribuição da rigidez no eixo Y (figura 3.18), pois possui dois pilares paredes de um lado do eixo e apenas um do outro, não sendo simétricos quanto à orientação. Além deste fato, as cargas permanentes e acidentais consideradas são bastante altas e ficam mais acentuadas em situações com falta de simetria, como a encontrada neste exemplo. A pequena diferença esperada entre as combinações considerando ou não a rigidez modificada das vigas de transição foi comprovada na análise $P-\Delta$. Na figura (3.19) está a deformada do pórtico do Edifício 04 apenas com a aplicação das cargas verticais. Pode-se perceber que há deslocamentos horizontais somente com as cargas verticais, gerando neste caso até uma torção em planta do edifício pela falta de simetria na rigidez.

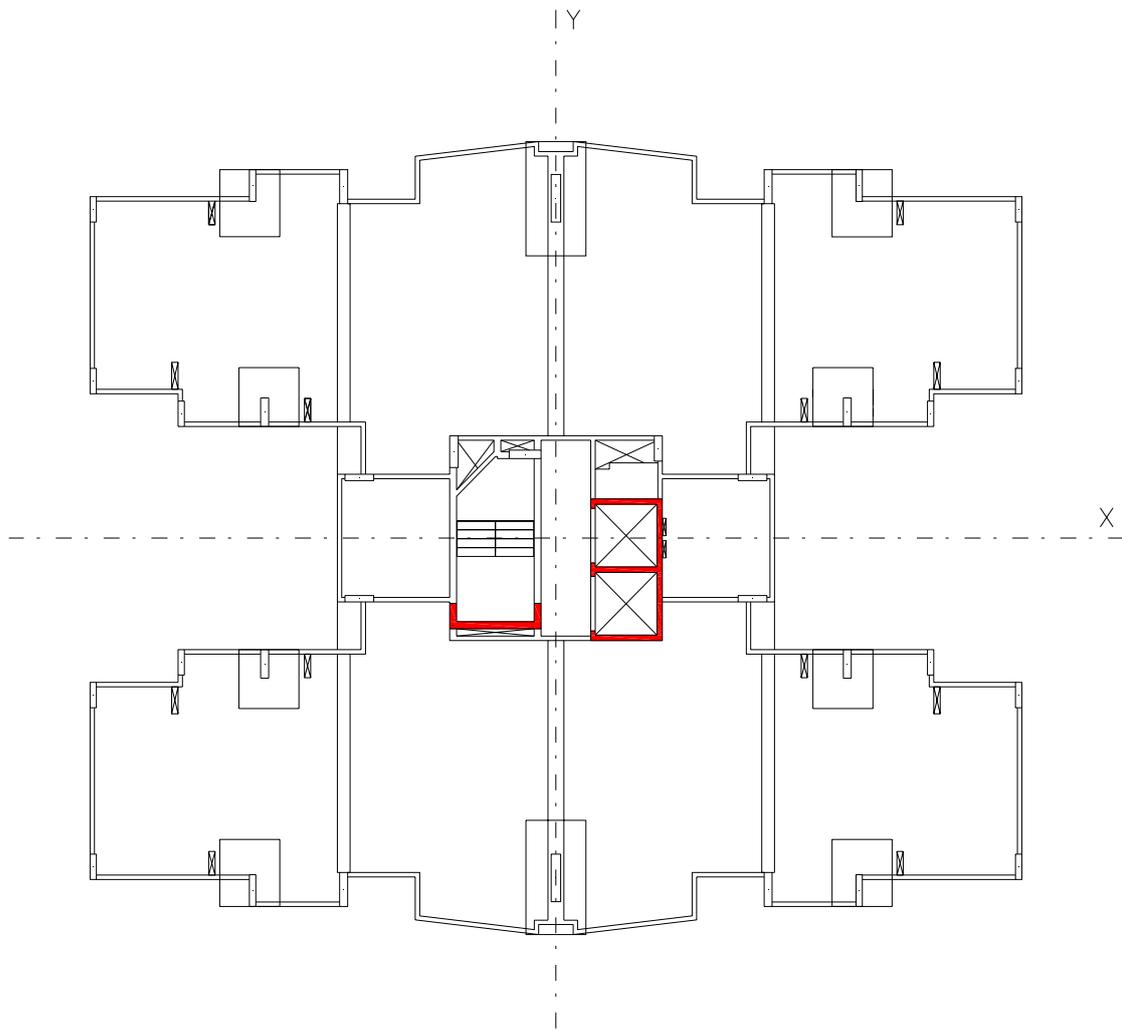


Figura 3.18 – Planta baixa do pavimento tipo do Edifício 04 com destaque para a localização e orientação dos pilares parede

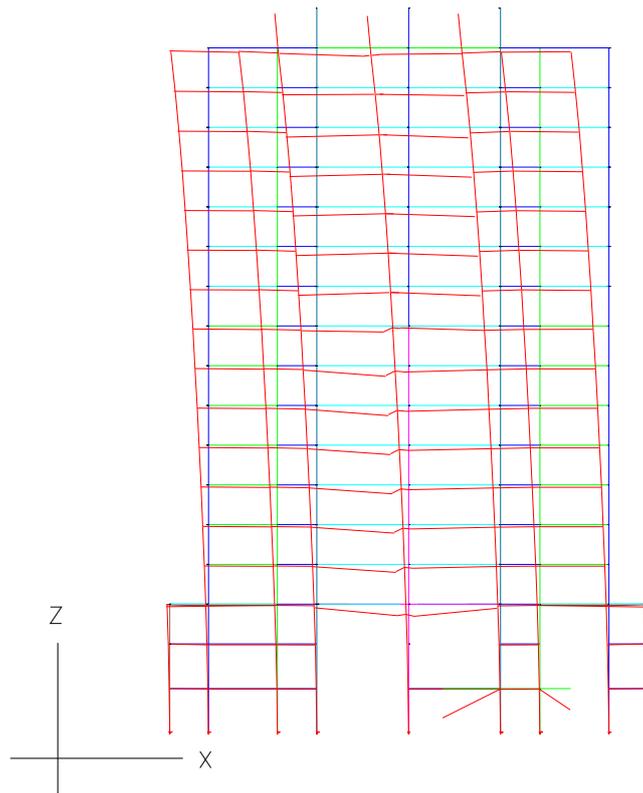


Figura 3.19 – Pórtico do Edifício 04 em sua configuração deformada submetido apenas ao carregamento permanente e acidental (cargas verticais) – plano XZ

3.7 ANÁLISE DOS RESULTADOS

No exemplo 01 realizou-se a análise de um edifício bastante simétrico, no qual o principal objetivo foi mostrar a importância dos fatores carregamento e rigidez para a estabilidade. Modificando esses dois parâmetros separadamente pôde-se concluir que as cargas verticais aplicadas e a rigidez dos elementos componentes das edificações são os principais responsáveis pela estabilidade global e a manipulação destes dois fatores pode resultar em um melhor desempenho da estrutura. Ao determinar os parâmetros de instabilidade de um edifício e encontrar valores que indiquem estruturas muito sensíveis aos efeitos de segunda ordem, o projetista pode avaliar esses dois aspectos e modificá-los, se for conveniente, para obter melhores resultados. A tabela 3.24 indica o resumo dos resultados encontrados para o Edifício 01 nos casos de carregamento de 01 a 03 e a tabela 3.25 apresenta os resultados para os casos com rigidez inicial e rigidez modificada.

Tabela 3-24 – Resultados da análise do Edifício 01 para os casos de carregamento 01 a 03

Edifício 01			
Caso de carregamento		Sentido +Y	Sentido - Y
01	γ_z	1,048	1,048
	α	0,481	0,481
02	γ_z	1,048	1,048
	α	0,481	0,481
03	γ_z	1,06	1,06
	α	0,535	0,535

Tabela 3-25 – Resultados da análise do Edifício 01 para os casos com rigidez inicial e rigidez modificada

Edifício 01					
Caso		Sentido +X	Sentido - X	Sentido +Y	Sentido - Y
Rigidez inicial	γ_z	1,602	1,602	1,048	1,048
	α	1,347	1,347	0,481	0,481
Rigidez modificada	γ_z	1,053	1,053	1,092	1,092
	α	0,501	0,501	0,652	0,652

No exemplo 02 uma importante situação foi analisada: o deslocamento horizontal originado por cargas verticais. Em muitos edifícios a estrutura já se desloca apenas com a aplicação das ações permanentes e acidentais de cada pavimento. Isso significa que ao aplicar o carregamento de vento em cada uma das direções existirão excentricidades iniciais não consideradas na determinação de α e γ_z , tornando-se importante a avaliação da estabilidade para os dois sentidos de cada direção. No caso do edifício 02 a não consideração desse aspecto no projeto levaria a valores menores dos parâmetros de instabilidade, principalmente na direção Y no sentido que se encontra a favor do momento de tombamento gerado pela excentricidade. Para considerar este aspecto foi introduzido o coeficiente γ_z' , similar ao γ_z . Outro fator importante a ser considerado é que analisando no sentido contrário à excentricidade o valor dos parâmetros seriam menores do que aqueles calculados somente com o vento, no entanto estes últimos devem ser os menores coeficientes considerados para favorecer a segurança da análise. Na tabela 3.26 encontra-se um resumo dos resultados para o Edifício 02.

Tabela 3-26 – Resultados da análise do Edifício 02

Edifício 02						
		Caso Vento	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
+X	γ_z, γ_z'	1,061	1,061	1,061	1,061	1,061
	α	0,750	0,711	0,728	0,677	0,709
-X	γ_z, γ_z'	1,061	1,063	1,062	1,065	1,063
	α	0,750	0,787	0,771	0,816	0,789
+Y	γ_z, γ_z'	1,034	1,044	1,040	1,048	1,042
	α	0,555	0,652	0,613	0,708	0,648
-Y	γ_z, γ_z'	1,034	1,034	1,034	1,034	1,034
	α	0,555	0,438	0,491	0,338	0,443

O Edifício 03 apresentou um caso onde os parâmetros de instabilidade não se comportaram muito bem devido à alta sensibilidade aos efeitos de segunda ordem característica da estrutura. Como tanto α quanto γ_z ficaram bastante acima de seus valores limites, ele só serviram para indicar que se trata de uma estrutura de nós móveis e o coeficiente γ_z não tem significado como majorador de esforços para análise de segunda ordem neste exemplo. Com a análise $P-\Delta$ a condição de nós móveis da estrutura ficou comprovada, porém também foi constatada a incoerência dos valores de γ_z para utilização como solução aproximada dos efeitos de segunda ordem. Este edifício precisa de maiores estudos para avaliar se outras características de sua análise não interferiram nos resultados. Na tabela 3.27 estão os resultados encontrados para o Edifício 03 no caso simples de vento e para as combinações de 01 a 04.

Tabela 3-27 – Resultados da análise do Edifício 03

Edifício 03						
		Caso Vento	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
+X	γ_z, γ_z'	1,445	1,531	1,484	1,549	1,493
	α	1,878	2,028	1,953	2,070	1,976
-X	γ_z, γ_z'	1,445	1,445	1,445	1,445	1,445
	α	1,878	1,714	1,800	1,664	1,774
+Y	γ_z, γ_z'	1,394	1,445	1,442	1,461	1,429
	α	1,639	1,800	1,754	1,839	1,772
-Y	γ_z, γ_z'	1,394	1,394	1,394	1,394	1,394
	α	1,639	1,579	1,631	1,534	1,611

No último exemplo deste trabalho a análise de uma edificação que possui uma distribuição assimétrica de rigidez e sistema de lajes nervuradas associada a um carregamento permanente elevado, levou a uma situação onde apenas analisando os parâmetros de instabilidade tinha-se a idéia de que γ_z poderia ser utilizado como solução aproximada para a determinação dos efeitos de segunda ordem, como era o caso desta estrutura. No entanto a realização da análise $P-\Delta$ mostrou que apesar de $\gamma_z < 1,3$, caso indicado pela NBR 6118/2003 como favorável para utilização deste parâmetro na solução aproximada dos efeitos de segunda ordem, seus valores encontrados não eram compatíveis com a análise mais refinada e não poderia ser aplicado para o edifício.

Tabela 3-28 – Resultados da análise do Edifício 04

Edifício 04						
		Caso Vento	Comb 01	Comb 02	Comb 03	Comb 04
+X	γ_z, γ_z'	1,152	1,152	1,152	1,152	1,152
	α	0,986	0,822	0,898	0,767	0,869
-X	γ_z, γ_z'	1,152	1,185	1,170	1,195	1,176
	α	0,986	1,126	1,067	1,164	1,091
+Y	γ_z, γ_z'	1,132	1,132	1,132	1,132	1,132
	α	0,981	0,989	0,988	1,074	1,037
-Y	γ_z, γ_z'	1,132	1,137	1,134	1,132	1,132
	α	0,981	0,974	0,975	0,879	0,922

Nos casos estudados a consideração de um multiplicador maior do que a unidade para as vigas de transição não representou grande modificação na avaliação da estabilidade. Esta constatação é justificável pelo fato de que a localização desses elementos em todos os exemplos analisados era em níveis bastante superiores dos edifícios, situação onde os pilares que nascem nessas vigas não têm cargas muito expressivas em relação aos casos onde as transições são feitas nos níveis mais baixos e suportam pilares que se desenvolvem até a cobertura. Dessa forma o comportamento real nestes exemplos não se distanciou muito do modelo idealizado.

4 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Apresentam-se neste capítulo as principais observações feitas no desenvolvimento deste trabalho relacionadas à estabilidade de edifícios de concreto armado.

O estudo da estabilidade estrutural é um tema bastante atual, visto que os projetistas se deparam com estruturas cada vez mais suscetíveis à instabilidade pelas características dos projetos encontrados na engenharia. No entanto sabe-se que muito já se estudou nesse assunto, desde Euler no século XVIII, Beck e König, idealizadores do parâmetro α , os brasileiros Mário Franco e Vasconcelos responsáveis pelo coeficiente γ_z , e tantos outros que buscam um melhor entendimento da estabilidade até os dias de hoje. A criação de parâmetros para avaliar a estabilidade de uma estrutura de forma simples e dispensando análises mais precisas de segunda ordem permitiu que os projetos fossem mais bem estudados antes da solução final, otimizando assim os resultados. Os métodos de determinação dos efeitos de segunda ordem tornam-se cada vez mais refinados pelas análises computacionais existentes e proporcionam maior credibilidade nos resultados obtidos. No entanto é preciso lembrar que as análises numéricas tentam retratar o desempenho de uma estrutura real que está sujeita a imperfeições geométricas, comportamento não-linear dos materiais, variabilidade das ações consideradas, eventual falha de algum elemento, entre outras situações que podem distanciar o modelo idealizado da estrutura construída. Por isso é importante conhecer a origem das formulações e simplificações adotadas em um modelo computacional ao caracterizá-lo como representante de uma estrutura real.

Os exemplos desenvolvidos neste trabalho serviram para avaliar algumas características das edificações que devem ser levadas em conta na análise da estabilidade e de certa forma aproximar mais o modelo computacional do real.

A utilização da solução aproximada do γ_z deve ser aplicada com cuidado, verificando sempre se a edificação não se distancia muito das hipóteses consideradas para a formulação. Em casos onde a assimetria é muito acentuada, o seu uso deve ser limitado. Essa conclusão também foi observada por LIMA (2001) em seu trabalho. Apesar de existirem processos mais refinados de cálculo que se tornam cada vez mais acessíveis com

os programas de computador, a análise simplificada do γ_z é uma ferramenta bastante prática que se aplicada corretamente também conduz a resultados muito bons.

A utilização do coeficiente γ_z' trouxe resultados satisfatórios para este trabalho, porém ainda não está consolidada e carece de estudos mais profundos para sua confirmação como parâmetro de instabilidade global.

Para dar continuidade a este estudo algumas sugestões para trabalhos futuros são apresentadas a seguir:

- Analisar edifícios com vigas de transição em níveis mais próximos do térreo com pilares que se desenvolvam até pavimentos mais elevados e verificar como α e γ_z se comportam;
- Estudar as formulações de γ_z para a consideração de deslocamentos verticais provocados por cargas horizontais nas diversas direções do vento atuante;
- Estudar como outros fatores como a grande variação na inércia de pilares ao longo da altura e a existência de pé-direito duplo entre o térreo e o primeiro pavimento alteram os parâmetros de instabilidade;
- Estudar a rigidez de edificações com menos de quatro pavimentos (vigas e pilares);
- Considerar casos onde a torção em planta do edifício seja expressiva e avaliar como os parâmetros de instabilidade se comportam;

BIBLIOGRAFIA

- ARAÚJO, J. M. de (1993). *Pilares esbeltos de concreto armado: algoritmos para análise e dimensionamento*, Editora da Fundação Universidade do Rio Grande, Rio Grande, RS.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). *Forças devidas ao vento em edificações*, NBR 6123, Rio de Janeiro, RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, NBR 6118, Rio de Janeiro, RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *Projeto e execução de obras de concreto armado*, NBR 6118, Rio de Janeiro, RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*, NBR 8681, Rio de Janeiro, RJ
- CAMPOÓ, L. B., CORRÊA, M. R. S. e RAMALHO, M. A.(2005). *Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural*, in: Revista Minerva – Pesquisa e tecnologia, vol.2, n. 2.
- CARMO, R. M. S.(1995). *Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado*, Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- DELALIBERA, R. G., BUTTLER, A. M., NOGUEIRA, C. G., CORREA, M. S. e GIONGO, J. S. (2005). *Estabilidade global de edifícios de concreto armado: análise dos métodos $P-\Delta$ e γ_z considerando a deformabilidade da fundação*, [CD-ROM] Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto, Instituto Brasileiro do Concreto, Recife, PE
- FELIPPA, C. A. (2001). *Nonlinear finite element methods*, Material reunido das notas de aula do curso Nonlinear finite element methods oferecido pelo Departamento de Ciências de Engenharia Aeroespacial da Universidade do Colorado em Boulder, Universidade do Colorado, Boulder, CO, EUA.

- FRANÇA, R. L. e S. (1985). *Exemplo de cálculo do esforço de 2ª ordem global em um edifício de concreto armado*, in: Colóquio sobre estabilidade global das estruturas de concreto armado, Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, SP.
- FRANCO, M. (1985). *Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado*, in: Colóquio sobre estabilidade global das estruturas de concreto armado, Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, SP.
- FRANCO, M. e VASCONCELOS, A. C. de. (1991). *Practical assessment of second order effects in tall buildings*, In: Colloquium on the CEB-FIP MC 90, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- FUSCO, P. B. (1981). *Estruturas de concreto. Solicitações normais*, Editora Guanabara Dois, Rio de Janeiro, RJ.
- GERE, J. M. (2003). *Mecânica dos materiais*, Ed. Pioneira Thomson Learning, São Paulo, SP.
- GRAZIANO, F. P. (2000). *O coeficiente de majoração dos esforços globais γ_z e algumas relações úteis*, e-artigo ABECE n. 001, in: Edição eletrônica da ABECE.
- KIMURA, A. E. (2007). *Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais*, Editora Pini, São Paulo, SP.
- LIMA, J. S. (2001). *Verificação da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas*, Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- LIMA, J. S. e GUARDA, M. C. C. (1999a). *Utilização do coeficiente γ_z como majorador de efeitos de primeira ordem em edifícios altos*, [CD-ROM] Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto, Instituto Brasileiro do Concreto, Salvador, BA.
- LIMA, J. S. e GUARDA, M. C. C. (1999b). *Comparação entre o parâmetro alfa e o coeficiente γ_z na análise da estabilidade global de edifícios altos*, [CD-ROM] Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto, Instituto Brasileiro do Concreto, Salvador, BA

- LOPES, A. P., SANTOS, G. O. e SOUZA, A. L. A. C. (2005). *Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta*, in: Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, volume 5, número 7.
- MACGREGOR, J. G. e WIGHT, J. K. (2005). *Reinforced concrete. Mechanics and design*, 4ª edição, Editora Pearson Prentice Hall, EUA.
- MARTINS, P. C. R. (1979). *Análise não-linear de estruturas reticuladas espaciais de concreto armado*, dissertação de mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- MOTA, J. E., EL DEBS, M. K. e EL DEBS, A. L. de C. (2005). *Determinação da rigidez secante de pilares pré-moldados de concreto armado e protendido*. [CD-ROM] Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto, Instituto Brasileiro do Concreto, Recife, PE.
- OLIVEIRA, J. C. A. de. (1998). *Estimativa do índice global de esbeltez de edifícios altos de concreto armado*. Dissertação de mestrado em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- PINTO, R. da S., CORRÊA, M. R. S. e RAMALHO, M. A. (2005). *Utilização do parâmetro γ_z para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado*, in: Revista IBRACON de estruturas, vol. 1, n. 2.
- PINTO, R. da S. e RAMALHO, M. A. (2002). *Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado*, in: Cadernos de engenharia de estruturas, n. 19, São Carlos, SP.
- TELLES, J. C. de F. (1976). *Análise do comportamento não-linear geométrico e físico de pórticos planos de concreto armado*, dissertação de mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- TQS (2008). *Manuais teóricos, de critérios, de comandos e funções*, São Paulo, SP.
- VASCONCELOS, A. C. de (1985). *Critério para dispensa de consideração do efeito de 2ª ordem*, in: Colóquio sobre estabilidade global das estruturas de concreto armado, Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, SP.

- VASCONCELOS, A. C. (1987). *Como especificar a segurança quando há efeitos de segunda ordem a considerar*, in: Seminário sobre aspectos conflitantes em Normas Brasileiras, Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, SP.
- VASCONCELOS, A. C. (1998). *Origem dos parâmetros de estabilidade α e γ_z* , in: Revista Engenharia, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, SP.
- VASCONCELOS, A. C. (2003) *O engenheiro de estruturas se beneficia com o computador?*, in: TQS news n. 18, São Paulo, SP.
- WORDELL, F. e CAMPOS FILHO, A. (2005). *Estudo dos parâmetros para avaliação da estabilidade global da estrutura de edifícios, conforme a NBR 6118/2003*, [CD-ROM] Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto, Instituto Brasileiro do Concreto, Recife, PE.
- ZAGOTTIS, D. (1980) *Introdução à teoria das estruturas – Capítulo 10: estabilidade e instabilidade de equilíbrio das estruturas*, Apostila do curso de Engenharia de estruturas e fundações da Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo, SP.