

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

ESTABILIDADE EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO COM
PAVIMENTOS EM LAJES PLANAS

Luiz Antonio Betin Cicolin

São Carlos
2007

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

ESTABILIDADE EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO
COM PAVIMENTOS EM LAJES PLANAS

Luiz Antonio Betin Cicolin

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Construção Civil

Área de Concentração:

Sistemas Construtivos de Edificações

Orientador:

Prof. Dr. Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho

São Carlos

2007

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

C568ee

Cicolin, Luiz Antonio Betin.

Estabilidade em edifícios de concreto armado com pavimentos em lajes planas / Luiz Antonio Betin Cicolin. -- São Carlos : UFSCar, 2007.
127 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2007.

1. Concreto armado. 2. Lajes lisas em concreto armado. 3. Instabilidade. 4. Lajes cogumelo. 5. Edifícios em lajes lisas. I. Título.

CDD: 620.137 (20ª)



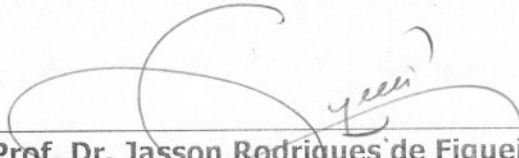
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil
Programa de Pós-Graduação em Construção Civil
Via Washington Luís, Km 235 - CEP: 13.565-905 - São Carlos/SP/Brasil
Fone(16) 3351-8262- Ramal: 232 - Fax (16) 3351-8259
Site: www.ppgciv.ufscar.br Email: ppgciv@power.ufscar.br

**"ESTABILIDADE EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO COM PAVIMENTOS
EM LAJES PLANAS"**

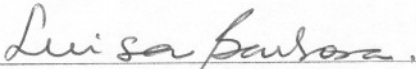
LUIZ ANTONIO BETIN CICOLIN

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 24 de agosto de 2007


Banca Examinadora constituída pelos membros:



Prof. Dr. Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho
Departamento de Engenharia Civil/PPGCIV/UFSCar
Orientador



Profª Drª Luisa Andréia Gachet Barbosa
Centro Superior de Educação Tecnológica/CESET/UNICAMP
Examinadora Externa



Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho
Departamento de Engenharia Civil/PPGCIV/UFSCar
Examinador Interno

Dedico este trabalho à memória de meus avós,
Ângelo e Clara Cicolin;
Ângelo e Tereza Betin.

Agradecimentos

A Deus.

Ao Prof. Dr. Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho, pela orientação e incentivo.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil.

A esposa Luciane, pela presença e apoio.

A meus pais, Antonio Luiz e Lourdes; aos meus filhos Paula e Murilo, pelos valores, carinho e compreensão.

Aos engenheiros Ismael Rodrigues de Sá, Oscar Pazos de Carvalho, Flávio de Oliveira Costa, Celso Augusto Cortez e José Assis Galzerano Francescato, pelas produtivas horas de discussão ao longo da vida profissional.

Aos colegas do programa de Pós-Graduação, em especial Fernando e Alberto.

A TQS Informática Ltda, e a seus funcionários e colaboradores.

Aos professores, alunos e funcionários do CESET/UNICAMP.

Aos profissionais da ENGENHARIA/IEABAST/IERN PETROBRÁS, pela convivência profissional e pelo aprendizado diário.

CICOLIN, Luiz Antonio Betin. **Estabilidade em edifícios de concreto armado com pavimentos em lajes planas**. 2007. 84 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos. 2007.

Resumo

O presente trabalho aborda maneiras possíveis de avaliar estruturas de concreto armado destinadas a edifícios de múltiplos pavimentos quanto à instabilidade e necessidade de considerações de esforços de segunda ordem. A partir de plantas simples de estruturas em lajes planas, são considerados modelos com diferentes números de pavimentos. Os modelos não utilizam elementos de grande rigidez, como poços de elevadores e escadas. A modelagem utilizada adota os critérios simplificados para dimensionamento às ações verticais, formando pórticos com faixas de lajes admitidas como vigas de pequena altura. Estes modelos são avaliados. A partir dos resultados, analisa-se a validade a aplicação dos critérios para dispensa de consideração dos esforços globais de segunda ordem apresentados na NBR6118:2003, e se compara com a utilização do processo P- Δ . São comparados resultados para estruturas com e sem utilização de vigas invertidas na periferia.

PALAVRAS-CHAVES: Instabilidade, esforços de segunda ordem, lajes lisas, lajes cogumelo, concreto armado, edifícios em lajes planas.

Abstract

This present work covers possible manners of evaluating steel concrete frames designed for multiple flooring buildings as far as instability and necessity of second order efforts are concerned. Starting from single floor projects with simple flat slab frame, models with different numbers of floors are considered. The models do not use large rigidity elements such as staircases and lift shafts. The modeling used in this piece adopts simplified criteria for vertical action dimensioning, forming frames with flat slab layers taken as low height beams. These models are evaluated. Based on the results, the work analyzes the application validity of criteria to dismiss consideration of the NBR6118:2003 code presented second order global effort, and compares this against the P- Δ process utilization. Results both with and without inverted beams at the periphery are compared.

KEY WORDS: Instability, second order efforts, flat slabs, mushroom type slabs, steel concrete, flat slab buildings.

Sumário

| | |
|--|-----------|
| 1. INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. Introdução | 1 |
| 1.2. Objetivos | 4 |
| 1.3. Metodologia | 5 |
| 1.4. Estrutura do trabalho | 6 |
| 2. EDIFÍCIOS EM LAJES PLANAS | 8 |
| 2.1. Histórico | 8 |
| 2.2. Vantagens Construtivas | 9 |
| 2.3. Desvantagens e limitações | 11 |
| 3. ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EM LAJES PLANAS: COMPORTAMENTO E CARACTERÍSTICAS | 13 |
| 3.1. Introdução | 13 |
| 3.2. Comportamento da estrutura submetida à esforços gravitacionais | 13 |
| 3.2.1. Tipos de ações | 14 |
| 3.2.2. Esforços | 15 |
| 3.2.2.1. Flexão no pavimento devido às cargas verticais | 15 |
| 3.2.2.2. Punção | 17 |
| 3.2.3. Deslocamentos | 17 |
| 4. CONSIDERAÇÕES QUANTO A ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO | 19 |
| 4.1. Instabilidade | 19 |
| 4.1.1. Problema de bifurcação do equilíbrio | 19 |
| 4.1.2. Perda de estabilidade sem bifurcação do equilíbrio por passagem brusca de uma configuração para outra reversa da anterior (ponto limite com reversão) | 20 |
| 4.1.3. Problema de segunda ordem | 21 |
| 4.2. Contraventamento e deslocabilidade | 22 |
| 4.2.1. Análise global de primeira ordem | 23 |
| 4.2.2. O Parâmetro de instabilidade α | 23 |
| 4.2.2.1. Cálculo do parâmetro de instabilidade | 24 |
| 4.2.2.2. Classificação da estrutura | 24 |
| 4.2.3. O coeficiente γ_z | 25 |
| 4.2.3.1. Consideração de não-linearidade na análise de primeira ordem | 26 |
| 4.2.3.2. Coeficientes aplicados aos carregamentos | 26 |
| 4.2.3.3. Coeficientes aplicados às ações verticais | 27 |
| 4.2.3.4. Coeficientes aplicados à ação horizontal (vento) | 28 |
| 4.2.3.5. Valores de coeficientes adotados | 28 |
| 4.2.4. Análise global de segunda ordem | 29 |
| 5. COMPARAÇÕES ENTRE COEFICIENTES DE INSTABILIDADE PARA ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EM LAJES PLANAS | 31 |
| 5.1. Introdução | 31 |
| 5.2. Estruturas utilizadas no estudo | 32 |
| 5.2.1. Geometria dos pavimentos em planta | 32 |
| 5.2.2. Geometria dos edificios quanto às dimensões verticais | 33 |
| 5.2.3. Características dos materiais | 34 |
| 5.2.3.1. Características do concreto | 34 |
| 5.2.3.2. Características do aço | 35 |

| | | |
|----------|---|----|
| 5.2.4. | Carregamentos considerados | 35 |
| 5.2.4.1. | Cargas verticais permanentes | 35 |
| 5.2.4.2. | Cargas verticais acidentais | 36 |
| 5.2.4.3. | Forças horizontais, acidentais | 36 |
| 5.3. | Ferramentas e métodos utilizados para modelagem estrutural | 38 |
| 5.3.1. | Sistema computacional utilizado | 38 |
| 5.3.2. | Definição da geometria dos elementos estruturais dos pórticos | 41 |
| 5.3.3. | Formas | 42 |
| 5.4. | Resultados | 44 |
| 5.4.1. | Resultados referentes ao parâmetro de instabilidade α | 46 |
| 5.4.2. | Resultados - coeficiente γ_z | 47 |
| 5.4.3. | Resultados e comparações do processamento usando P- Δ | 49 |
| 5.4.3.1. | Comparação entre os coeficientes γ_z e RM2M1 | 50 |
| 5.4.3.2. | Comparações do parâmetro α | 51 |
| 5.4.4. | Resultados dos deslocamentos máximos e deslocamentos máximos entre pisos | 52 |
| 6. | DESEMPENHO DOS EDIFÍCIOS COM PAVIMENTOS EM LAJES PLANAS COM VIGAS DE PERIFERIA | 54 |
| 6.1. | Introdução | 54 |
| 6.2. | Estruturas utilizadas no estudo. | 55 |
| 6.2.1. | Geometria dos pavimentos em planta | 55 |
| 6.2.2. | Geometria dos edifícios: dimensões verticais. Relação com os edifícios já estudados. | 57 |
| 6.2.3. | Características dos materiais | 58 |
| 6.2.4. | Ações consideradas | 58 |
| 6.3. | Ferramenta e método utilizados para modelagem estrutural | 58 |
| 6.3.1. | Sistema computacional utilizado | 58 |
| 6.3.2. | Definição da geometria dos elementos estruturais dos pórticos | 59 |
| 6.3.3. | Formas | 60 |
| 6.4. | Resultados | 63 |
| 6.4.1. | Parâmetro de instabilidade α e coeficiente γ_z . | 63 |
| 6.4.2. | Resultados - coeficiente γ_z . | 66 |
| 6.4.3. | Resultados – deslocamentos máximos e deslocamentos máximos entre pisos. | 68 |
| 7. | CONCLUSÕES | 75 |
| 7.1. | Conclusões em relação ao objetivo principal do trabalho | 75 |
| 7.1.1. | Considerações iniciais | 75 |
| 7.1.2. | Classificação para dispensa de consideração dos esforços globais de segunda ordem. Considerações. | 76 |
| 7.1.3. | Análise considerando os efeitos de segunda ordem com P- Δ | 78 |
| 7.1.4. | Uso de vigas na periferia | 79 |
| 7.1.5. | Deslocamentos em serviço | 80 |
| 7.1.6. | Considerações a respeito dos modelos utilizados e influência nos resultados | 80 |
| 7.2. | Em relação aos objetivos secundários do trabalho | 81 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 83 |
| | ANEXOS | 87 |

Lista de Figuras

| | |
|---|----|
| Figura 3.1. Faixas de laje para distribuição dos esforços nos pórticos múltiplos | 16 |
| Figura 4.1. Instabilidade na compressão axial | 20 |
| Figura 4.2. Ponto limite sem reversão. | 21 |
| Figura 4.3. Flexão composta de barra esbelta, material não linear | 22 |
| Figura 5.1. Planta do pavimento em malha retangular (tipo A). | 32 |
| Figura 5.2. Planta do pavimento em malha quadrada (tipo B). | 33 |
| Figura 5.3. Direção e sentido para a ação de vento. | 40 |
| Figura 5.4. Visualização espacial do edifício tipo B, com 10 pavimentos. | 40 |
| Figura 5.5. Visualização espacial do edifício tipo A, com 10 pavimentos. | 40 |
| Figura 5.6. Formas do Pavimento Tipo para edifício tipo A. | 43 |
| Figura 5.7. Formas do Pavimento Tipo para edifício tipo B. | 43 |
| Figura 5.8. Perspectiva para o edifício tipo A, com 10 pavimentos. | 44 |
| Figura 5.9. Combinações - ELU. | 45 |
| Figura 5.10 Combinações - ELS. | 46 |
| Figura 5.11. Gráfico de valores para parâmetros de instabilidade α | 47 |
| Figura 5.12. Gráfico comparativo de valores para coeficientes γ_z . | 48 |
| Figura 6.1. Planta do pavimento em malha retangular (tipo A). | 56 |
| Figura 6.2. Planta do pavimento em malha quadrada (tipo B). | 56 |
| Figura 6.3. Esquema de níveis para edifício com cinco pavimentos. | 57 |
| Figura 6.4. Visualização espacial do edifício tipo A, com cinco pavimentos | 59 |
| Figura 6.5. Formas do Pavimento Tipo para edifício tipo A | 61 |
| Figura 6.6. Formas do Pavimento Tipo para edifício tipo B | 61 |
| Figura 6.7. Detalhe típico, em elevação, das vigas invertidas nas bordas do pavimento. | 62 |
| Figura 6.8. Perspectiva: pavimentos de estrutura do edifício tipo A. | 62 |
| Figura 6.9. Resultados γ_z e α para edifícios com vigas nas bordas. | 64 |
| Figura 6.10. Valores: parâmetros de instabilidade α . Edifícios A; casos 5 e 6. | 65 |
| Figura 6.11. Valores: parâmetros de instabilidade α . Edifícios A; casos 7 e 8. | 65 |
| Figura 6.12. Valores: parâmetros de instabilidade α . Edifícios B; casos 5 e 6. | 66 |
| Figura 6.13. Valores: parâmetros de instabilidade α . Edifícios B; casos 7 e 8 | 66 |
| Figura 6.14. Valores para coeficientes γ_z . Edifícios A; casos 5 e 6. | 67 |
| Figura 6.15. Valores para coeficientes γ_z . Edifícios A; casos 7 e 8. | 67 |
| Figura 6.16. Valores para coeficientes γ_z . Edifícios B; casos 5 e 6. | 68 |
| Figura 6.17. Valores para coeficientes γ_z . Edifícios B; casos 7 e 8. | 68 |
| Figura 6.18. Resultados de deslocamento e deslocamento relativo entre pisos. | 69 |
| Figura 6.19. Comparativos de deslocamentos horizontais. Edifícios A; casos 5 e 6. | 72 |
| Figura 6.20. Comparativos de deslocamentos horizontais. Edifícios A; casos 7 e 8. | 72 |
| Figura 6.21. Comparativos de deslocamentos horizontais. Edifícios B; casos 5 e 6. | 72 |
| Figura 6.22. Comparativos de deslocamentos horizontais. Edifícios B; casos 7 e 8. | 73 |
| Figura 6.23. Comparativos de deslocamentos horizontais entre pisos. Edifícios A; casos 5 e 6. | 73 |
| Figura 6.24. Comparativos de deslocamentos horizontais entre pisos. Edifícios A; casos 7 e 8. | 73 |

| | |
|--|----|
| Figura 6.25. Comparativos de deslocamentos horizontais entre pisos. Edifícios B; casos 5 e 6. | 74 |
| Figura 6.26. Comparativos de deslocamentos horizontais entre pisos. Edifícios B; casos 7 e 8. | 74 |

Lista de Tabelas

| | |
|---|----|
| Tabela 4.1. Redutores de inércia para consideração de não-linearidade física. | 20 |
| Tabela 4.2 – valores de ψ_0 | 21 |
| Tabela 5.1. Alturas das estruturas em estudo. | 34 |
| Tabela 5.2 Coeficientes de arrasto para os edifícios em análise | 38 |
| Tabela 5.3. Dimensões das vigas dos pavimentos. | 42 |
| Tabela 5.4. Valores dos parâmetros de instabilidade α | 46 |
| Tabela 5.5. Valores - coeficientes γ_z | 48 |
| Tabela 5.6. Valores comparativos de γ_z e RM2M1 (processo P- Δ). | 50 |
| Tabela 5.7. Diferenças entre os coeficientes RM2M1 e γ_z . | 50 |
| Tabela 5.8. Valores comparativos de α (processo convencional e P- Δ) | 51 |
| Tabela 5.9. Diferenças relativas de α (processo convencional e P- Δ) | 51 |
| Tabela 5.10. Deslocamentos máximos | 52 |
| Tabela 5.11. Deslocamentos relativos máximos | 52 |
| Tabela 6.1. Alturas das estruturas de estudo; similaridade entre modelos. | 57 |
| Tabela 6.2. Dimensões das vigas dos pavimentos. | 60 |
| Tabela 6.3. Valores de parâmetros de instabilidade α . | 63 |
| Tabela 6.4. Valores - coeficientes γ_z | 67 |
| Tabela 6.5. Valores de deslocamentos máximos, em cm. | 70 |
| Tabela 6.6. Valores de deslocamentos máximos entre pisos, em cm. | 71 |
| Tabela 7.1. Comparação: Parâmetros α e coeficientes γ_z | 76 |
| Tabela 7.2. Comparação: Parâmetros α e coeficientes γ_z | 78 |

Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ELS - Estado limite de serviço

ELU – Estado limite último de ruína

e_k - deslocamento horizontal do edifício quando sujeito á ação de uma carga lateral.

f_{cd} - Resistência de cálculo à compressão do concreto

f_{cj} - Resistência à compressão do concreto aos j dias

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto

$f_{ct,f}$ - Resistência do concreto à tração na flexão

$f_{ctk,inf}$ - resistência característica inferior do concreto à tração

$f_{ctk,sup}$ - resistência característica superior do concreto à tração

$f_{ct,m}$ - resistência característica média do concreto à tração

f_{yk} - resistência ao escoamento do aço

f_{yd} - resistência de cálculo do aço

h - Altura da seção

l - comprimento

A_c - Área bruta da seção transversal de concreto

A_s - Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

$A_{s,min}$ - Área mínima da seção transversal da armadura longitudinal de tração

E_{ci} - Modulo de elasticidade tangente inicial do concreto

E_{cs} - Modulo de elasticidade secante do concreto

EI_k - rigidez característica

F_d - Valor de cálculo das ações para combinação última

F_{gk} - Ações permanentes diretas

H_{tot} - altura total do edifício

M_{1d} - Momento de cálculo de primeira ordem

M_{2d} - Momento de cálculo de segunda ordem

$M_{1,tot,d}$ - Momento de tombamento

$\Delta M_{tot,d}$ - Soma dos produtos de todas as forças verticais pelos pontos de aplicação obtidos da análise de primeira ordem

N_k - Soma de todas as ações verticais atuantes no edifício

S_d - Solicitações de cálculo

V_{Rd1} - Resistência de projeto ao cisalhamento

V_{Rd2} - Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

V_{Rd3} - Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal

V_{Sd} - Força cortante solicitante de cálculo na seção

α - Parâmetro de instabilidade

ρ_{min} - taxa geométrica mínima da armadura longitudinal

γ - peso específico

γ_c - coeficiente de ponderação da resistência do concreto

γ_f - coeficiente de ponderação das ações

γ_{f1} - parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera a variabilidade das ações

γ_{f2} - parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera a simultaneidade de atuação das ações

γ_{f3} - parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações

γ_{fh} - coeficiente de ponderação de cargas verticais na análise de segunda ordem

γ_{fz} - coeficiente de ponderação de cargas horizontais na análise de segunda ordem

γ_s - coeficiente de ponderação da resistência do aço

γ_z - coeficiente de majoração dos esforços globais finais de primeira ordem para obtenção dos esforços finais de segunda ordem

τ_{Rd} - Tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento

ν - coeficiente de Poisson

ψ_0 - Fator de redução de combinação para ELU

apresenta maior evolução de custos ao longo do tempo. Fazer uso de pavimentos com painéis mais simples, eliminando ou diminuindo a quantidade de elementos estruturais, vem ao encontro da tendência de menor utilização de materiais e mão-de-obra. Isso ocorre diretamente nas atividades para elaboração da fôrma, como no menor número de elementos a armar, e no menor número de detalhes e operações de armação. Com a procura de soluções de fôrmas industrializadas, com melhor aproveitamento de materiais, racionalização dos sistemas, racionalização no transporte, armazenamento e montagem de fôrmas, a simplificação das mesmas passa a ser fundamental.

Uma das maneiras mais eficientes de conseguir redução de consumo de fôrmas e maior eficiência da produção é o uso de lajes planas. Além das vantagens diretas, podem ser apontadas as seguintes, todas visivelmente favoráveis no sentido de racionalização:

- Facilidade para realização de instalações;
- Facilidade para execução de armações, com conseqüente redução em mão-de-obra e menor quantidade de peças, com uso de aço com dobras simplificadas. Quando o mercado aponta na direção de industrializar o máximo possível os materiais, e de reduzir a quantidade de pessoas envolvidas diretamente em atividades no canteiro, tais simplificações ficam ainda mais valorizadas;
- Facilidade de lançamento do concreto, assim como de todas as atividades de execução: lançamento, acabamento, cura e desforma;
- Possibilidade de melhor aproveitamento de espaço vertical, ao permitir menor altura do pavimento, sem uso de vigas;
- Construção de pavimentos com maiores possibilidades de flexibilização de uso; oferecimento de condições de uso mais abertas a posteriores alterações arquitetônicas;
- Diminuição de itens necessários à execução da estrutura, e conseqüente possibilidade de maior número de pavimentos executados em menor intervalo de tempo, com aumento do ritmo de obra e menor tempo final de execução.

Algumas desvantagens são apontadas para o uso de lajes planas. Altos valores de deformação pela redução na inércia ao abrir mão de vigas. Dificuldade no tratamento de punção. Dificuldade em se conseguir estruturas estáveis à ação do vento ou à ação de outras forças horizontais.

Quanto à punção, o ganho de resistência nos concretos atuais e o desenvolvimento de armaduras ou mecanismos industrializados para armar regiões sujeitas a tais esforços equacionaram de modo satisfatório esse fator que antes era apontado como empecilho ao uso de lajes planas. Aliado a isso, o grande número de trabalhos publicados [Figueiredo (1989), Tratwein et al. (2001), Fusco (1984)] e ensaios realizados conferem segurança no desenvolvimento de soluções para esse problema.

Em relação às deformações, o desenvolvimento e a disseminação de técnicas de protensão foi importante para resolver situações em que elevadas deformações eram impeditivas à utilização dessa alternativa de solução estrutural [Cauduro (2005), Mello (2005)].

Em relação à instabilidade global de estruturas executadas com lajes planas, alguns fatores justificam um melhor estudo ou avaliação face ao ocorrido nos últimos anos:

- Uma melhor discussão nos parâmetros utilizados para classificação das estruturas quanto ao desempenho em relação às ações horizontais;
- A aplicação de lajes planas em edifícios baixos, em conjunto com sistemas de fechamento – uso de painéis de gesso acartonado na execução de paredes divisórias internas, por exemplo – resultando em interessante alternativa. Tais casos podem não necessitar de poços de elevadores. Para escadas, soluções pré-fabricadas podem compor a solução. Isso elimina dois elementos que constituem núcleos rígidos em edifícios e que tradicionalmente são utilizados para garantir sistemas resistentes à ações horizontais. Mesmo no caso em que os poços de elevadores e caixas de escadas se fazem necessários, existe a necessidade de equacionar a localização dos mesmos em planta, compatibilizando interesse arquitetônico que nem sempre atende adequadamente a necessidade estrutural. A possibilidade de abrir mão da obrigação de executá-los em concreto convencional pode abrir alternativas para racionalização de soluções;

- A evolução das ferramentas e métodos computacionais para melhor avaliação de deslocabilidade, esforços de segunda ordem e não linearidade dos materiais;
- A abordagem dada pela revisão da NBR 6118:2003 quanto a estabilidade de estruturas para edifícios e a necessidade de avaliação conceitual mais consistente em relação a abordagem dada pelas versões antigas desta norma.

1.2 Objetivos

O objetivo principal do presente trabalho é avaliar as possíveis formas de tratamento de estruturas de edifícios compostos por pavimentos projetados em lajes planas no tocante a estabilidade e necessidade de consideração de efeitos de segunda ordem.

Existem considerações aproximadas para tratamento de pavimentos projetados sem vigas. A NBR6118:2003, em seu item 14.7.8 prevê a possibilidade de dimensionamento do pavimento por processo elástico aproximado, quando os pilares se apresentam dispostos de forma regular. Nestes casos, e quando tais pavimentos fazem parte de estruturas de edifícios de múltiplos andares, pode-se considerar a formação de pórticos espaciais composto por pilares (elementos verticais) e faixas de laje trabalhando como vigas chatas (elementos reticulados horizontais). O presente trabalho busca avaliar tais estruturas, quando sujeitas a ações que se verificam durante a vida útil da estrutura, e a capacidade de tal esquema estrutural comportar-se de modo conveniente nesta situação, considerando simplificações coerentes com as adotadas no tratamento do pavimento.

Para tratamento de estruturas onde os efeitos de segunda ordem podem ser significativos, como as estruturas para edifícios definidas no parágrafo anterior, a NBR6118:2003, em seu item 15.4 apresenta definições e classificações das estruturas, apontando possíveis tratamentos, ainda que de modo simplificado. O trabalho atual pretende apontar possibilidades e limitações para uso de tais processos.

É imediata a constatação que tais tipos de estruturas, pelo fato de serem compostas por elementos menos rígidos, tem menor eficiência na resistência a ações horizontais que as estruturas tradicionais de concreto armado para edifícios. A forma

tradicional de contornar tal deficiência é a utilização de elementos verticais rígidos, como caixas de elevadores e escadas. O trabalho procura verificar se é possível considerar apenas os pórticos como esquema estrutural resistente à ações horizontais. Isso pode permitir soluções econômicas, por dispensar o custo maior dos núcleos rígidos.

Como objetivos secundários, relaciona-se:

- Avaliação de possibilidade de considerações de pórticos, como os descritos acima, em estruturas de edifícios mais altos, e possíveis limitações a tais considerações;
- Avaliação da deformação horizontal de edifícios construídos com esta técnica, e desempenho dos mesmos em relação a Estado Limite de Serviço relacionado a carregamentos horizontais;
- Comparação entre os métodos indicados na atual NBR 6118:2003 para a avaliação de estabilidade global de estruturas com pórticos pouco rígidos, e indicação de dispensa de consideração de esforços de segunda ordem;
- Comparação entre as diversas formas atuais de tratamento para estabilidade global e esforços de segunda ordem, apontando limitações e vantagens no emprego de cada uma delas;
- Indicação de possíveis trabalhos a se desenvolver no futuro, de forma a solidificar as indicações obtidas.

1.3 Metodologia

Visando atingir os objetivos acima, os seguintes procedimentos são propostos:

- Revisão bibliográfica inicial sobre edifícios, focado em assuntos de instabilidade, parâmetros para avaliação de instabilidade de edifícios em múltiplos pavimentos, esforços de segunda ordem em estruturas de edifícios, considerações de não linearidade física e geométrica em edifícios e modelos estruturais adotados para edifícios em lajes planas. A atual norma NBR 6118:2003, bem como as discussões por ocasião da sua última revisão, foram utilizadas como elemento primordial no direcionamento deste estudo.

- Procura de tipos de estruturas em lajes planas que se mostrassem adequadas a um estudo teórico, com modelagem estrutural para avaliação de resultados. Adoção de exemplos interessantes à comparação entre si, e ao mesmo tempo de fácil modelagem e entendimento de resultados.
- Realização dos modelos propostos, solução das estruturas no que se refere aos parâmetros de instabilidade, e de deformações horizontais. Entendimento e crítica dos resultados em face de disposições normativas.
- Comparação e entendimento de resultados para os diferentes tipos de modelos propostos.

1.4 Estrutura do trabalho

Estrutura-se o presente trabalho em sete capítulos, anexos e referências bibliográficas.

O primeiro capítulo apresenta justificativa para o assunto adotado, os objetivos pretendidos e metodologia utilizada.

O segundo capítulo relaciona considerações sobre edifícios em lajes planas, situando no panorama atual sua utilização, vantagens e demais aspectos referentes a este tipo de estrutura.

O terceiro capítulo tem enfoque no desempenho de lajes planas à ações verticais. Os modelos e considerações adotados no projeto e dimensionamento à flexão, punção e deslocamento vertical, aspectos construtivos, evolução de soluções, perspectivas para aplicação e fatores que apontam vantagens em sua utilização.

Para o quarto capítulo se destinou a discussão de instabilidade global, parâmetros e formas de avaliação, classificações das estruturas de acordo com tais parâmetros, formas de considerar efeitos de segunda ordem, considerações para o tratamento quando a estrutura tem as características da focada no presente trabalho. Discute, ainda, informações sobre as simplificações e métodos de avaliação usados atualmente, a evolução no uso destes parâmetros e tendências para tratamento de instabilidade em edifícios.

Capítulo

1

INTRODUÇÃO

1.1 Introdução

Os métodos construtivos e de projeto de obras civis têm evoluído, na busca de racionalização de consumos de materiais e eficiência no aproveitamento de recursos. Sendo a construção civil um setor onde as atividades consomem grande volume de recursos naturais e de energia, com impacto no meio ambiente, é importante a procura de técnicas e soluções que levem em conta um melhor equacionamento destes fatores.

Por outro lado, o mercado apresenta-se cada vez mais exigente quanto a prazos. Construir de maneira rápida, com economia, segurança e qualidade é um grande desafio para o setor.

O desenvolvimento de novos materiais, a melhoria e evolução de materiais já conhecidos como cimento e concreto, a racionalização dos métodos construtivos, a industrialização de componentes, o emprego de técnicas mais eficientes para construção de estruturas de concreto armado, maior aplicação de equipamentos e redução de mão-de-obra são exemplos de tendências atuais na produção de edifícios.

Economizar materiais e recursos, utilizar soluções que sejam simplificadas e permitam eliminar etapas ou atividades, geram resultados mais eficientes. A velocidade de construção e entrega é otimizada. Etapas que se tornam dispensáveis, e que na construção pela maneira tradicional agregam pouco ou nenhum valor ao produto final devem ser descartadas.

Nos sistemas estruturais para edifícios, uma das providências mais eficientes para a geração de economia é a simplificação de fôrmas. Dentre os materiais necessários à execução de estruturas em concreto armado, a fôrma é indiscutivelmente o que

No quinto capítulo, são propostos modelos de estruturas e modelos de edifícios para avaliação. São apresentados e discutidos:

- Decisões que levaram à adoção de tais modelos e edifícios;
- Escolhas referentes à geometria, materiais, cargas e ferramentas para dimensionamento;
- Necessárias simplificações e cuidados para a obtenção de resultados confiáveis e coerentes com as comparações pretendidas;
- Formas de apresentar os dados e resultados;
- Limitações para aplicação das conclusões e resultados;
- Possibilidades de extrapolação dos resultados, e possibilidades de trabalhos para complementar e expandir tais resultados.

O sexto capítulo trata de estruturas em lajes planas com uso de vigas na periferia. Os modelos usados no capítulo cinco são estudados com a adição de vigas nas bordas. Os resultados das duas soluções são comparados.

As conclusões, discussões e avaliações de resultados são apresentadas no sétimo capítulo.

Material importante para a compreensão do estudo elaborado no capítulo cinco, alguns relatórios relativos ao processamento dos diversos edifícios são apresentados nos apêndices.

Capítulo

2

EDIFÍCIOS EM LAJES SEM VIGAS

2.1 Histórico

As estruturas para edifícios evoluíram a partir de modelos tradicionais, bem definidos, em que elementos reticulares – vigas e pilares – devidamente dimensionados, formando grelhas e pórticos planos ou espaciais, possibilitavam suporte a placas (lajes). Tais esquemas apresentam características próprias. A primeira delas é a de que os papéis dos diversos elementos ficam precisamente definidos. A solução para o dimensionamento de tais estruturas encontrava-se discretizando-as em elementos lineares e planos. O projeto das estruturas era efetuado imaginando-se, principalmente, esquemas resistentes às ações verticais.

A primeira função de cada pavimento era resistir de forma segura aos esforços gravitacionais. As lajes resistiam a tais esforços, carregando as vigas, que se apoiavam em pilares. Tais elementos acumulavam as cargas de cada pavimento, transmitindo-as com segurança à fundação.

Com a necessidade de construções mais altas, além do esquema primário, surge necessidade de resistir a ações de forças horizontais. À medida que as edificações foram evoluindo, possuindo mais pavimentos e maior altura, esse requisito estrutural foi ganhando importância. Nas estruturas reticuladas, novamente o esquema ficava bem determinado. A ligação entre vigas e pilares, formando estruturas aporticadas, com comportamento bem definido para ações de vento, permitia boa resposta e desempenho seguro. Em uma época em que ferramentas de cálculo eram limitadas, esquemas simplificados, com possibilidade de discretização dos elementos, possibilitaram o dimensionamento e a construção de estruturas seguras.

A utilização de tais artifícios é justificada quando se trabalha com elementos de aço ou pré-fabricados, casos em que as ligações fazem com que a estrutura se comporte na realidade de maneira muito próxima ao modelo utilizado para dimensionamento. Em estruturas de concreto, o conhecimento do comportamento correto das ligações entre as peças lineares, o comportamento dos materiais em situação de serviço, a necessidade de se realizar cálculo em regime de ruptura, os diversos materiais, carregamentos, etapas construtivas, e outros tantos fatores intervenientes terminavam por dificultar a criação de modelos mais próximos a realidade para dimensionamento, com as ferramentas existentes na ocasião. Entretanto, a utilização de modelos compostos por elementos reticulados permitia resultados razoáveis.

A evolução dos métodos construtivos, bem como os desempenhos dos materiais utilizados na construção em concreto, mostrou ser vantajosa a eliminação de elementos menores, e a utilização de outros artifícios visando economia de material e mão-de-obra. A busca de soluções mais enxutas e econômicas consagraram outros sistemas estruturais, alinhados a estes requisitos. Como exemplos, as estruturas com pavimentos em lajes lisas ou lajes cogumelo.

As lajes lisas (flat slabs) são definidas como lajes que se apoiam diretamente sobre os pilares, sem capitéis. Lajes cogumelo são as que apresentam capitéis no apoio dos pilares (NBR 6118:2003, item 14.7.8).

2.2 Vantagens Construtivas

Pavimentos com ausência ou diminuição da quantidade de vigas apresentam inúmeras vantagens construtivas e de uso. A simplificação das formas, e em consequência, a diminuição do número de elementos estruturais a armar, e a simplificação das atividades de armação e concretagem são as primeiras e mais evidentes vantagens.

A evolução no desempenho dos materiais e dos métodos de execução apontam para aumento de tais vantagens. Relativamente ao concreto, o acréscimo de resistência que se obtém atualmente utilizando dosagens mais equilibradas e aditivos, e a necessidade de utilização de concretos mais nobres, de alta resistência ou alto desempenho em razão de durabilidade, melhoram as condições de uso de elementos sem vigas. O uso de concreto auto-adensável ou produtos com facilidade maior de

lançamento, existência de equipamentos e produtos mais acessíveis para lançamento e transporte por meio de bombas apontam no mesmo sentido.

Em relação a armaduras frouxas, a migração de atividades outrora realizadas em canteiro para a industrialização, notadamente nas atividades de corte e dobra, alinha-se perfeitamente com projetos que utilizam menor quantidade de posições de aço, assim como dobras mais simplificadas, ou utilização de telas soldadas. As operações de montagem são simplificadas. Inexistindo elementos lineares, a presença de formas com poucos recortes e a possibilidade de uso de barras retas viabilizam a realização de etapas construtivas em menor espaço de tempo, com emprego de quantidade menor de mão-de-obra.

Quando se trata de uso de protensão, a disseminação de métodos construtivos viáveis para a utilização em lajes – como sistemas em cordoalhas engraxadas – resultam em aumento no número de possibilidades de soluções estruturais com uso de lajes apoiadas diretamente em pilares. No Brasil, em cidades como Fortaleza e Natal, soluções baseadas nesta técnica são largamente utilizadas. Nesses casos, conseguem-se soluções vantajosas em consumo de materiais, durabilidade, e principalmente em desempenho em serviço, utilizando com eficiência o potencial das técnicas de protensão.

Outros sistemas além do estrutural, beneficiam-se do uso de estruturas com formas simplificadas. Para as instalações, a exclusão de vigas traz maior liberdade para soluções de projeto, com flexibilidade e ausência de interferências. Atualmente, vários sub-sistemas e soluções foram desenvolvidos visando aproveitar estas vantagens. O uso de instalações racionalizadas, com “shaft” para prumadas, evitando retrabalho e solucionando as interferências entre instalações na fase de projeto.

De modo semelhante, a execução de alvenarias de fechamento ou divisórias pode ser simplificada em estruturas de lajes lisas. Em caso de alvenarias convencionais, existe a possibilidade de racionalização no uso de blocos de concreto ou cerâmicos, trazendo para esse sistema construtivo vantagens que são exploradas com sucesso em sistemas de alvenaria estrutural. As paredes podem ser projetadas de forma a eliminar ou reduzir ao máximo as adaptações no canteiro, eliminando desperdício ou geração de entulho. A atividade de assentamento pode ser realizada com uso de técnicas mais racionais, otimizando o uso de argamassa. Etapas tradicionais de execução são eliminadas ou bastante simplificadas. Pode ser realizada, nesta etapa, a colocação de

eletrodutos e elementos de instalações hidráulicas, eliminando ou superpondo atividades que seriam executadas em ocasião e condições menos adequadas para o andamento do empreendimento.

A economia e maior velocidade de execução aparecem também de forma clara na execução de revestimentos, pisos, forros, e acabamentos. Ganhos indiretos, como menor altura estrutural, e conseqüente redução em consumo de materiais são claramente percebidos.

A adoção de solução em lajes planas, levando-se em conta o acima relacionado, pode gerar vantagens e agilidade no cronograma do empreendimento.

2.3 Desvantagens e limitações

Abrindo mão de elementos reticulados na concepção estrutural, é necessário conviver com elementos de menor inércia. O desempenho do pavimento aos esforços verticais é prejudicado, resultando em valores mais elevados de deformações. Para solução desse caso, o uso de técnicas de protensão torna-se um aliado útil.

Em estruturas em que a distribuição de pilares em planta seja irregular, pode existir dificuldade no projeto, uma vez que muitas das vantagens em relação à simplificação nas atividades de armação podem ser perdidas ou minimizadas. O desalinhamento dos pontos de apoio pode exigir maiores recursos para determinação dos esforços, complicando significativamente o modelo.

O fenômeno da punção e seu equacionamento passam a ser importantes, merecendo cuidados e tratamento adequado [Leonhardt (1978), Figueiredo (1989), Montoya (1994)].

A preocupação com a estabilidade global do edifício, quando se trata de estruturas de múltiplos pavimentos, é maior em caso de pavimentos em lajes planas. Inexistindo elementos para a formação de pórticos convencionais, a resistência às ações horizontais é deficiente, em comparação com estruturas aporticadas. Isso tradicionalmente tem sido um limitante ao desenvolvimento de edifícios mais altos. Supera-se essa limitação com uso de núcleos rígidos ou paredes estruturais, suprimindo a ausência de efeito de pórticos convencionais. Todavia, esse tipo de solução gera dificuldades, como a necessidade de equacionar a posição em planta de tais núcleos.

O trabalho do conjunto formado por pilares e faixas de laje constituindo pórticos tem sido desprezado, pelo baixo valor de inércia dos elementos horizontais, em comparação às vigas. A preocupação do atual trabalho, como se verá nos capítulos 5 e 6, é avaliar a eficiência deste mecanismo, e as limitações para seu uso. Uma vez que existe a vantagem na utilização de pilares alinhados, e somando-se a tal, o uso de materiais mais resistentes, a formação de pórticos pode se apresentar como alternativa interessante, mesmo com a pequena altura das lajes, embora nesse sistema elas sejam mais espessas que as em sistemas convencionais. Na possibilidade de resultados positivos com esses mecanismos, a dispensa de núcleos rígidos consiste em enorme ganho. Tais núcleos geralmente são constituídos de elementos diferenciados em relação aos demais pilares do edifício, demandando uso de técnicas e materiais mais elaborados.

Capítulo

3

ESTRUTURA DE EDIFÍCIOS EM LAJES PLANAS: COMPORTAMENTO E CARACTERÍSTICAS

3.1 Introdução

Ao se definir pela solução de edifício com os pavimentos estruturados em lajes planas, junto com as diversas vantagens construtivas relacionadas no capítulo anterior, existe a necessidade de equacionar aspectos que, em menor ou maior grau, diferenciam esse tipo de estrutura do sistema tradicional, com uso de elementos reticulados.

Existe maior facilidade para implementação das vantagens oferecidas pelo sistema de lajes planas quando são possíveis a disposição regular de pilares (dispostos, em planta, em matriz com linhas e colunas alinhadas), vãos regulares e ações verticais com pequena variação nos valores em um mesmo painel e entre os diversos painéis que compõem o pavimento.

As dimensões limites (alturas) de lajes sem vigas recomendadas pela NBR 6118:2003, item 13.2.4.1, são 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo.

Fusco (1995) recomenda a limitação de 15 cm para altura de lajes sem vigas de concreto armado em pavimentos de edifícios. Em lajes de cobertura não em balanço, o valor pode ser reduzido a 12 cm. Para caso de lajes sem vigas protendidas, o limite absoluto recomendado é 16 cm. Além disso, recomenda limitar a adoção da relação de esbeltez L/h a valores superiores a 60. Este deve ser diminuído para 40 quando a carga acidental prevista possuir valor superior a 30 kN/m^2 .

3.2 Comportamento da estrutura submetida à esforços gravitacionais

O comportamento da laje quando submetida a cargas gravitacionais é assunto bastante explorado [Montoya (1984), Figueiredo (1989), Melo (2000), Silva (2002),

Sylvany (2005)]. As formas de tratar tal carregamento, as ferramentas para modelagem e dimensionamento são adequadas. São capazes, inclusive, de contornar dificuldade de tratamento quando não é possível disposição de pilares de forma regular.

Para uso em edifícios, com os valores de carregamentos usuais, deve-se atentar para as dificuldades de dimensionamento na situação de alta esbeltez e para valores de cargas acidentais altos quando comparados às cargas permanentes.

A necessidade de verificar e dimensionar a estrutura para o fenômeno de punção pode ser limitante quando se trabalha com valores altos de carregamento.

3.2.1 Tipos de ações

As lajes planas são adequadas a estruturas de edifícios, caso em que os carregamentos usuais são determinados de forma clara. Além desse tipo de estruturas, existem outros nos quais a solução se mostra produtiva. Reservatórios enterrados ou semi-enterrados, por exemplo, onde o solo não possui capacidade de suporte para fundações diretas, podem se viabilizar com vantagem empregando a solução em laje-cogumelo. Neste caso, as estacas dão apoio à laje de forma direta. O uso de capitel ou mísulas fica facilitado, sendo possível utilizar o próprio solo como forma.

Casos como esses, ou outros – silos, depósito para materiais granulares – necessitam cuidados quanto a esbeltez e a variação nos valores de cargas.

A diferente consideração para cargas quanto a sua natureza e quanto à permanência, com a preocupação de avaliar deformações (consideração de deformação lenta), ganha importância, uma vez que proporcionalmente os valores de cargas permanentes são maiores. No sentido oposto, proporcionalmente os valores de inércia são menores, tornando a estrutura mais sensível a deformações verticais.

Laje nervurada, com uso de elementos leves de enchimento tem sido utilizada com sucesso. A possibilidade de retirada destes elementos na região dos apoios, com a criação de ábacos em concreto maciço, melhorando o desempenho à punção e permitindo melhor arranjo de armaduras resolvem deficiências características das lajes sem vigas. O aumento de inércia e redução de cargas permanentes elevam a vantagem deste tipo de solução.

O uso de protensão, em lajes maciças ou nervuradas, é recurso eficiente para redução de deformações e obtenção de estruturas eficientes sem a utilização de vigas.

O presente trabalho será focado em estruturas de lajes lisas em concreto armado, maciças. Nestas, o maior valor de cargas permanentes em relação a lajes nervuradas, é fator determinante na escolha, uma vez que tais cargas elevam os valores de esforços de segunda ordem.

3.2.2 Esforços

No dimensionamento de estruturas em lajes planas, os principais esforços a serem combatidos são os de flexão e punção. Regiões especiais, como pilares de canto ou extremidade, podem exigir preocupação quanto à torção e esforços localizados.

3.2.2.1 Flexão no pavimento devido às cargas verticais

Na determinação de esforços de flexão, existem vários modelos possíveis de utilização, variando a aplicação de acordo com o nível de dificuldade da estrutura para modelagem (distribuição irregular de pilares, variação de seção dos apoios, existência de apoios de seção irregular, por exemplo) ou ainda com o refinamento desejado ou com a disponibilidade de recursos de informática.

Em casos mais simples, quando se tem regularidade na distribuição de pilares e carregamentos simplificados, e onde não se exige análise de grande quantidade de carregamentos, com valores diferentes, podem ser utilizados métodos simplificados. Na NBR 6118:2003, existe a permissão de se tratar tais casos, em que “os pilares estiverem dispostos em filas ortogonais, de maneira regular e com vãos pouco diferentes” com uso de processo elástico aproximado, com redistribuição, tomando-se pórticos múltiplos, em cada direção, para obtenção dos esforços solicitantes. Cada pórtico deve ser submetido à carga total. Os momentos, obtidos para cada faixa, devem ser distribuídos em semifaixas, internas (que se apoiam diretamente nos pilares) e externas. Essa distribuição é mostrada na figura 3.1.

Os momentos são distribuídos por tais faixas, em valores pré-determinados:

Faixas internas:

Momentos positivos:

45% do valor (22,5% para cada semifaixa).

Momentos negativos:

25% do valor (12,5% para cada semifaixa).

Faixas externas:

Momentos positivos:

55% do valor (27,5% para cada semifaixa).

Momentos negativos:

75% do valor (37,5% para cada semifaixa).

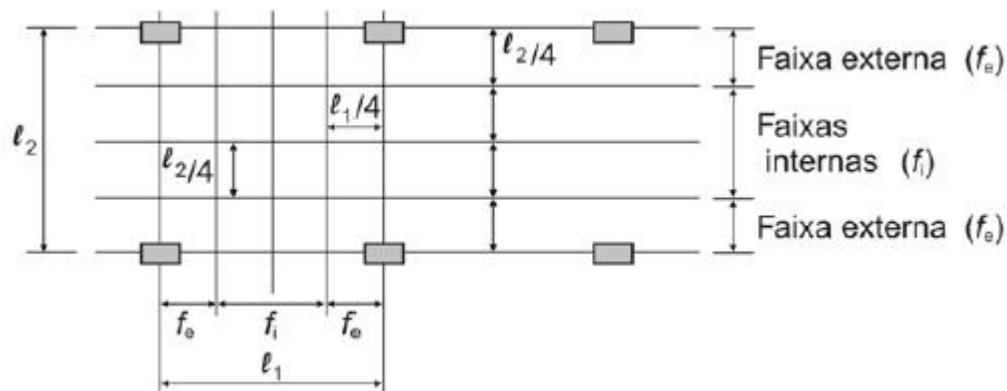


Figura 3.1 – Faixas de laje para distribuição dos esforços nos pórticos múltiplos
Fonte: ABNT NBR6118:2003

Em Montoya (1994) e em Leonhardt (1978) são exibidos critérios similares. Existem pequenas diferenças nas considerações das faixas, ou recomendações limitantes à aplicação do método. Montoya (1994) recomenda aplicação quando a relação entre os valores dos vãos ortogonais (l_y/l_x) ficar situado no intervalo entre 0,75 e 1,33.

Casos em que não exista regularidade, ou em que as simplificações citadas no início do parágrafo anterior não existirem, devem ser tratados com uso de método numérico adequado. Elementos finitos, elementos de contorno ou diferenças finitas (conforme NBR 6118:2003) ou ainda analogia de grelha produzem bons resultados.

A consideração da totalidade das cargas em cada direção é abordada em Fusco (1994) onde se mostra a adequação de tal procedimento.

Para armação, o dimensionamento é realizado em estado limite último, com os valores de momento e as seções de cada faixa interna ou externa. A malha inferior, correspondente à armadura positiva, varre toda a área, enquanto que a armadura

superior pode ser posicionada apenas sobre as linhas dos pilares, sendo interrompidas a $0,30 \ell$ para cada lado (comprimento total de $0,60 \ell$).

3.2.2.2 Punção

A segurança à punção merece verificação especial em caso de lajes planas.

O fenômeno aparece quando as solicitações por forças cortantes são elevadas, caso em que fissuras de cisalhamento, inclinadas, surgem na região próxima aos apoios, permanecendo apenas uma pequena região comprimida. Esta se rompe bruscamente devido ao cisalhamento (LEONHARDT, 1978).

Atualmente, conforme o item 19.5 da NBR 6118:2003, a verificação obedece a um modelo que prevê três superfícies de controle para avaliação de cisalhamento:

Primeira superfície crítica (C) no contorno do pilar (ou do elemento e aplicação da carga concentrada);

Segunda superfície crítica (C'), afastada $2d$ do pilar (ou do elemento e aplicação da carga concentrada);

Terceira superfície crítica (C''): a ser verificada em caso de disposição de armadura transversal, afastada $2d$ da região definida pelo último contorno de armadura transversal.

Sem entrar em detalhes quanto às verificações nas três regiões definidas acima, é válido citar casos especiais de verificação. Um exemplo: os casos dos pilares de canto e de pilares de borda, onde a definição das superfícies deve obedecer a critérios diferenciados.

Existe ainda, na presente norma, preocupação com caso em que a estabilidade global da estrutura seja dependente da resistência à punção da laje. Em tal situação, é necessário prever armadura de punção, ainda que não indicada pelos critérios de verificação nas superfícies citados acima. Tal armadura deve ser suficiente para o equilíbrio de pelo menos metade da força de punção de cálculo (F_{sd}).

3.2.3 Deslocamentos

A determinação dos valores de deslocamento nas lajes carregadas com forças verticais, quando não são utilizados métodos computacionais, possui pouca referência. Nos textos em que se define o método simplificado, não são encontradas recomendações para o cálculo de deformações.

Assim, fica evidenciada a importância de uso de ferramentas de análise estrutural com recursos para avaliação de deformações. A consideração de fissuração e fluência influi consideravelmente nos resultados. Considerar o comportamento não-linear do concreto se traduz em resultados mais confiáveis. Em pavimentos de concreto armado, em que esforços da flexão são predominantes, a fissuração do concreto é responsável pela não-linearidade física.

Uma maneira eficiente de avaliar pavimentos com a consideração de não-linearidade causada pela fissuração é apresentada por Carvalho (1994). De maneira resumida, a análise é efetuada dividindo o carregamento total aplicado na estrutura em incrementos ou passos de carga, fazendo-se a correção da rigidez em cada ponto da estrutura, e à medida que vai se realizando o processamento é verificado como a fissuração se propaga. Assim procedendo, se consegue considerar a redistribuição de esforços que ocorre quando os mesmos migram para as regiões de maiores rigidezes. Os deslocamentos são avaliados de maneira mais precisa quando se utiliza um maior número de incrementos de carga.

Os limites para tais deformações, assim como outras verificações em serviço, vão depender de fatores específicos, com tipo de carregamento e utilização da edificação.

Para os casos usuais, os principais limites de deformação apontados pela NBR 6118:2003 são definidos quanto à aceitabilidade sensorial. Os deslocamentos visíveis devem ser limitados a $1/250$ do valor do vão. Além disso, deformações que tenham origem em cargas acidentais devem ser limitadas a $1/350$ do valor do vão, com forma de limitar vibrações sentidas no piso.

A disseminação do uso de cordoalhas engraxadas, e sua aplicação em lajes de edifícios podem ser importantes na solução de situações de alta deformação. Para isso, se faz uso de protensão parcial.

Capítulo

4

CONSIDERAÇÕES QUANTO A ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO

4.1 Instabilidade

A solicitação de estruturas de edifícios por ações horizontais e verticais de modo simultâneo determina a necessidade de atentar ao problema da estabilidade global. A variação dos esforços que surgem na estrutura como consequência da deformação devida às ações horizontais (efeitos de segunda ordem) dependerá principalmente da deformabilidade horizontal da estrutura e da magnitude dessas ações.

Diferentes abordagens foram desenvolvidas para contornar a dificuldade de realizar uma análise global de segunda ordem, quando as ferramentas para tal trabalho eram limitadas. Neste capítulo, estão abordados os critérios mais usuais, bem como discutidas razões para a aplicação ou limitações na consideração dos mesmos.

A definição para estado limite último de instabilidade em estruturas de concreto armado é apresentada na NBR 6118:2003 como o que se atinge sempre que, ao crescer a intensidade de carregamento e, portanto, das deformações, houver elementos submetidos a flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente não acompanha o aumento da solicitação. São, segundo Franco (1985), três os tipos de instabilidade, que se encontram nos próximos itens.

4.1.1 Problema de bifurcação do equilíbrio

Pode ser entendido claramente com o exemplo de uma barra reta, apresentada em sua configuração original sem imperfeições. Submetida à ação de uma carga axial P_0 , de valor crescente, atingirá um valor P_{crit} onde o equilíbrio, originalmente estável, bifurca-se. A barra passa a ter, neste caso, duas situações possíveis de equilíbrio. No

primeiro, correspondendo a uma posição reta, instável. No segundo, uma posição fletida, estável. Pode ocorrer em materiais com comportamento linear ou não-linear (Fig. 4.1).

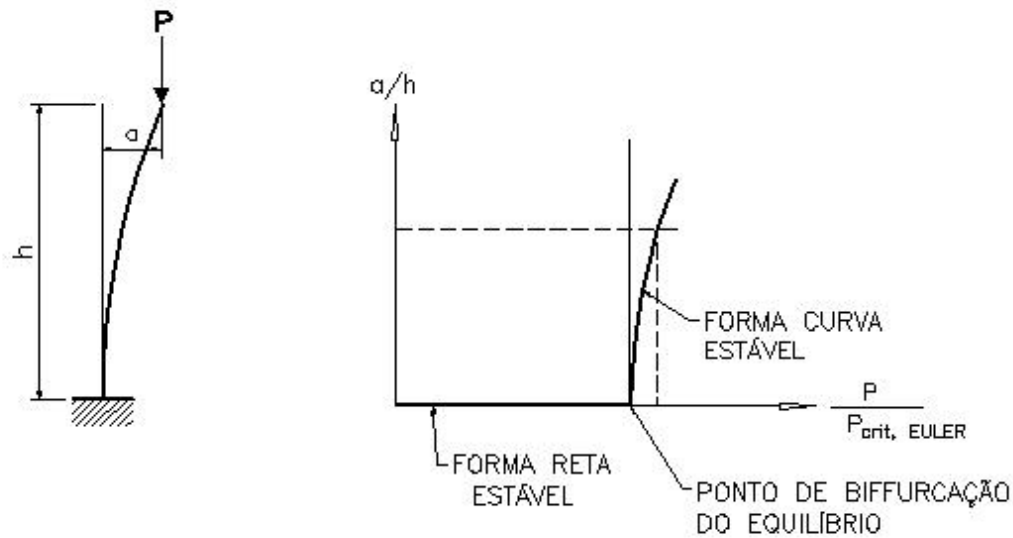


Figura 4.1. Instabilidade na compressão axial
Adaptado de Fusco (1981).

4.1.2 Perda de estabilidade sem bifurcação do equilíbrio por passagem brusca de uma configuração para outra reversa da anterior (ponto limite com reversão)

Se, ao contrário do caso anterior, a barra for esbelta, e carregada excentricamente, a carga atinge um valor máximo P_{crit} impossível de ser equilibrado pelo momento interno da seção crítica. Existe, nesta situação, um caso de instabilidade na flexão composta, sem bifurcação do equilíbrio.

Em situações como a de estruturas esbeltas abatidas, a perda de equilíbrio pode ocorrer na passagem brusca de uma configuração inicial para outra reversa da anterior, onde se atinge novamente o equilíbrio. É o caso de ponto limite sem reversão.

Problemas de ponto limite podem ocorrer em estruturas de material de comportamento linear ou não-linear (Figura 4.2).

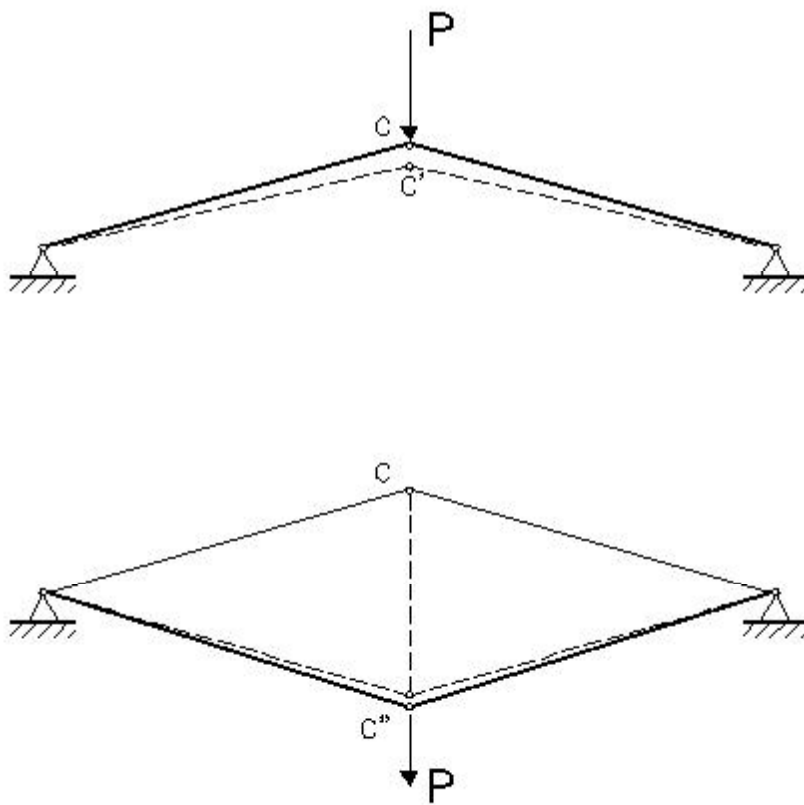
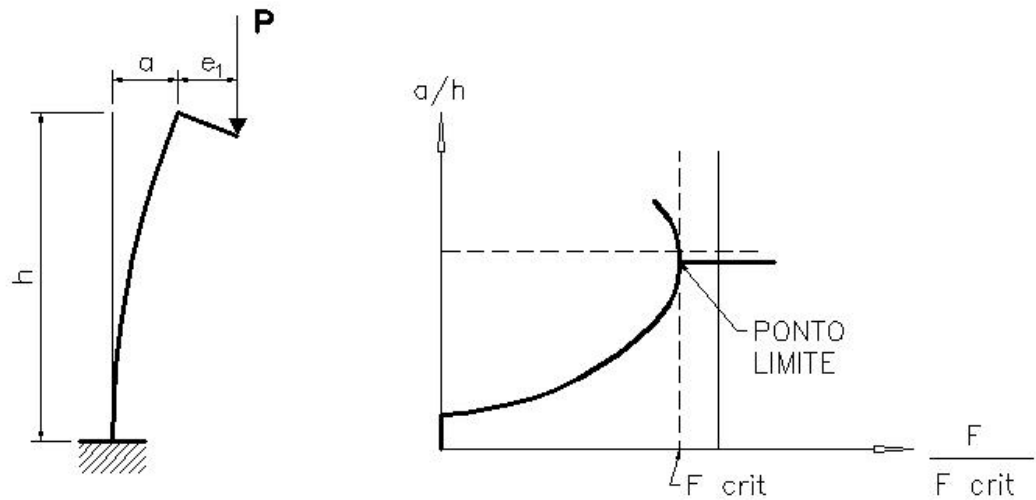


Figura 4.2. Ponto limite sem reversão.
Adaptado de Franco (1985).

4.1.3 Problema de segunda ordem

Em estruturas de material com comportamento não-linear pode haver perda de estabilidade quando, com o acréscimo da intensidade do carregamento, ocorre aumento da capacidade resistente da estrutura menor que o aumento da sollicitação (ponto limite sem reversão).

No exemplo da barra, carregada com carga excêntrica, composta por material de comportamento não-linear, com esbeltez pequena, o valor da carga pode evoluir até que a ruptura seja atingida por flexão composta, com o esgotamento da capacidade resistente da seção crítica.



**Figura 4.3. Flexão composta de barra esbelta, material não linear
Adaptado de Franco (1985).**

4.2 Contraventamento e deslocabilidade

Com a necessidade de dimensionar estruturas mais altas e esbeltas, equacionando a conseqüente instabilidade, foram desenvolvidas ferramentas para avaliação das estruturas, medindo ou estabelecendo limites para a dispensa de cuidados maiores. Como exemplo cita-se o uso do parâmetro de instabilidade α , proposto em trabalho de Beck e König (1967). Será discutido no item 4.2.2.

Os conceitos como contraventamento, estruturas de contraventamento e elementos contraventados aparecem em normas como a CEB-FIP-90(1993) e na atual NBR6118:2003. A existência de um conjunto de elementos em um determinado edifício, encarregado de resistir aos esforços horizontais, deve-se principalmente à escolha do projetista em direcionar o funcionamento da estrutura. Franco (1967) mostrou que o funcionamento espacial da estrutura é de fundamental importância, não devendo se desprezar a colaboração de elementos menos rígidos no funcionamento da mesma quando se trata de ações de vento. A escolha de uma estrutura de contraventamento facilita o trabalho de análise estrutural.

4.2.1 Análise global de primeira ordem

Uma vez que o edifício contenha elementos que definam claramente a estrutura para resistir às ações horizontais – a estrutura de contraventamento – pode-se efetuar uma análise global de primeira ordem, com combinação de carregamentos horizontais e verticais majorados. Na consideração da não linearidade física dos materiais, um artifício é a adoção de redutores para rigidez dos elementos de concreto. Os valores apontados pela NBR 6118:2003 são os da tabela 4.1.

Tabela 4.1. Redutores de inércia para consideração de não-linearidade física.

| Elemento | Valor redutor |
|-----------------------------|----------------------|
| Lajes | 0,3 |
| Vigas (armação simétrica) | 0,4 |
| Vigas (armação assimétrica) | 0,5 |
| Pilares | 0,8 |

Fonte: NBR6118:2003

Um limite para a consideração de que a estrutura seja segura, ou um limite para que os efeitos de segunda ordem sejam considerados não importantes precisa ser estabelecido. Esse limite aparece no CEB-FIP-90 (1993) como sendo aquele em que os deslocamentos dos nós na análise de primeira ordem causem um aumento menor que 10% dos valores de momentos fletores resultantes da análise de primeira ordem. No código ACI-318/89 o limite adotado era mais conservador, com o valor de 5%. Estruturas fixas ou de nós fixos são as que se enquadram nestes casos.

4.2.2 O Parâmetro de instabilidade α

O parâmetro de instabilidade α foi proposto por Beck e König (1967), e possibilita classificar a estrutura como sendo de nós fixos ou de nós móveis. O parâmetro, como definido naquele trabalho, é função da altura total da estrutura, da somatória de todas as cargas verticais atuantes com valor característico, e da somatória dos valores de rigidez de todos os pilares do edifício na direção considerada (para o

caso de estruturas em pilares). Para estruturas aporticadas, a rigidez de cada pórtico é considerada como a de um pilar equivalente.

4.2.2.1 Cálculo do parâmetro de instabilidade

O parâmetro de instabilidade é calculado pela seguinte expressão:

$$\alpha = H_{\text{tot}} \cdot (N_k / E \cdot I_k)^{1/2}$$

Em que:

H_{tot} altura total do edifício;

N_k Peso característico total, ou seja, soma de todas as cargas verticais atuantes no edifício;

$E I_k$ rigidez característica.

A altura total é definida a partir da face superior da fundação, ou de um nível pouco deslocável do subsolo. É a partir deste nível que se faz o cômputo das cargas verticais atuantes.

Na definição de $E \cdot I_k$, em caso de estruturas formadas por pilares ou paredes em balanço, toma-se o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. Para estruturas formadas por pórticos, ou por conjunto de pórticos e pilares, $E \cdot I_k$ representa a rigidez de um pilar equivalente de seção constante. Para avaliar tal rigidez, basta calcular o deslocamento e_k da estrutura quando sujeita à ação de uma carga lateral característica de valor constante q_k . De modo simplificado admite-se que:

$$E \cdot I_k = (q_k \cdot H_k^4) / (8 \cdot e_k)$$

4.2.2.2 Classificação da estrutura

A estrutura é considerada de nós indeslocáveis quando se verifica:

- $\alpha < 0,2 + 0,1 \cdot n$ ($n \leq 3$ andares), ou;
- $\alpha < 0,6$ ($n > 4$ andares).

O valor apontado acima (0,6) se aplica a estruturas em que o contraventamento é realizado por uma combinação de pórticos e pilares-parede. Segundo Franco (1985), os valores de segunda ordem dependem da forma elástica do edifício, o que determina a

adoção de valores de α diferentes para os diversos tipos de contraventamento. Assim, o valor 0,6 acima deve ser considerado como:

- 0,7 (edifícios contraventados somente por pilares-parede, em balanço);
- 0,6 (estruturas mistas, contraventamento por pórticos e pilares em balanço);
- 0,5 (contraventamento apenas por pórticos).

Esse critério é também adotado pela NBR 6118:2003 (item 15.5.1). As estruturas consideradas de nós fixos ficam dispensadas de análise de segunda ordem. Estes limites de α correspondem aos que definem a condição de imobilidade lateral dos nós, quando se verifica:

$$M_{2d} \leq 1,1 \cdot M_{1d}$$

sendo respectivamente M_{2d} e M_{1d} os momentos de segunda e primeira ordem (de cálculo).

Para o cálculo são utilizados, simultaneamente, os seguintes valores para as ações e rigidezes de cálculo e características, respectivamente:

$$P_d = \gamma_f \cdot P_k$$

$$(E \cdot I)_d = 0,7 \cdot (E \cdot I)_k$$

4.2.3 O coeficiente γ_z

Franco (1993) introduz uma forma de avaliar aproximadamente a ampliação dos esforços de primeira ordem, por meio de um coeficiente que traduz a relação entre os valores presentes na análise de segunda ordem com os presentes na análise de primeira ordem. Esse coeficiente é chamado de γ_z e definido como:

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

Em que:

$M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento;

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais pelos pontos de aplicação obtidos da análise de primeira ordem.

A condição de imobilidade, ou seja, a condição para que a estrutura seja considerada de nós fixos, é de que γ_z seja menor que 1,1 ($\gamma_z < 1,1$). Quando isso ocorrer, não é necessária análise de segunda ordem.

O valor de γ_z aproxima de uma maneira conveniente os coeficientes de ampliação dos momentos fletores, possibilitando prever de forma antecipada os valores resultantes de uma análise de segunda ordem.

Para casos de edifícios com $\gamma_z \leq 1,3$, a NBR 6118:2003 (item 15.7.2) permite que se faça uma análise aproximada para consideração dos esforços finais de segunda ordem, majorando-se os esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por um fator de $0,95 \cdot \gamma_z$.

4.2.3.1. Consideração de não-linearidade na análise de primeira ordem

Para considerar, de uma maneira simplificada, a fissuração e a não-linearidade física do material, as rigidezes são reduzidas com uso de coeficientes apresentados em 4.2.1. Franco (1985) indica, para vigas, os valores de 0,5 quando a armadura de flexão ocorre nas duas faces, e 0,4 quando a armadura existe apenas na face tracionada. A simplificação para um redutor único com valor 0,7 para vigas e pilares é sugerida na NBR 6118:2003, item 15.7.3 para caso de contraentamento composto exclusivamente por vigas e pilares e que apresentem $\gamma_z \leq 1,3$.

4.2.3.2. Coeficientes aplicados aos carregamentos

Para utilização dos coeficientes de majoração de modo coerente com o conceito apresentado pela NBR 8681:2003 (Ações e Segurança nas Estruturas), o coeficiente de ponderação de ações γ_f é desdobrado em três valores.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

sendo:

| | |
|---------------|--|
| γ_{f1} | considera a variabilidade das ações; |
| γ_{f2} | é o próprio coeficiente de combinação ψ_0 ; |
| γ_{f3} | considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, por deficiência do método de cálculo empregado ou por problemas construtivos. |

A NBR8681:2003, em seu item 5.1.2.1 apresenta a possibilidade de desdobramento do coeficiente γ_f quando for considerada a não linearidade geométrica, aplicando-se o coeficiente γ_{f3} à solicitação calculada com a ação característica multiplicada por $(\gamma_{f1} \cdot \psi_0)$. Assim:

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

Sendo S_d o valor de cálculo dos esforços atuantes e F_k o valor característico das ações.

O coeficiente $\gamma_{f2} = \psi_0$ (fator de combinação) assume os valores definidos pela norma citada e pela NBR 6118:2003, conforme os casos dados na tabela 4.2.

Tabela 4.2 – valores de ψ_0

| Ações | ψ_0 |
|-----------------------------------|----------|
| Casos gerais | 0,5 |
| Elevadas concentrações de pessoas | 0,7 |
| Bibliotecas, depósitos, garagens. | 0,8 |

Fonte: NBR8681:2003

4.2.3.3 Coeficientes aplicados às ações verticais

Franco e Vasconcelos (1991) indicam o seguinte procedimento para a majoração de cargas verticais:

- $g = 0,8 \cdot (g + q)$;
- $q = 0,2 \cdot (g + q)$;
- $\gamma_{f1} = \gamma_{f3}$ (pela incerteza de determinação separada dos dois coeficientes, eles são admitidos iguais);
- $\gamma_g = 1,3$ para cargas permanentes ou quase permanentes ($\gamma_g = 1,3^{1/2} \cdot 1,3^{1/2}$);
- $\gamma_q = 1,4$ para cargas variáveis ($\gamma_q = 1,4^{1/2} \cdot 1,4^{1/2}$).

O coeficiente γ_{fz} , definido para ser aplicado na majoração das cargas verticais na análise de segunda ordem, não deve conter a influencia do fator γ_{f3} . Assim:

$$\gamma_{fz} = \gamma_{f1} \cdot \psi_0$$

$$\gamma_{fz} = (\gamma_{f1} \cdot g + \gamma_{q1} \cdot \psi_0) / (g + q) = 0,8 \cdot \gamma_{f1} + 0,2 \cdot \gamma_{q1} \cdot \psi_0$$

$$\gamma_{fz} = 0,8 \cdot (1,3)^{1/2} + 0,2 \cdot (1,4)^{1/2} \cdot \psi_0$$

Substituindo os valores de ψ_0 da tabela 4.2, resulta:

$$\gamma_{fz} = 1,03 \text{ para caso geral;}$$

$$\gamma_{fz} = 1,08 \text{ para estacionamentos e elevada concentração de pessoas;}$$

$$\gamma_{fz} = 1,10 \text{ para bibliotecas.}$$

4.2.3.4 Coeficientes aplicados à ação horizontal (vento)

A ação horizontal deve ser considerada como ação variável principal ($\psi_0 = 1$). Neste caso:

$$\gamma_h = 1,4 = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$$

O valor de γ_{f3} , segundo a NBR 8681:2003, não pode ser tomado com valor inferior a 1,1 nos casos em que se considera a não-linearidade geométrica. Adotando o valor de 1,1 para γ_{f3} , define-se o valor para γ_{fh} :

$$\gamma_h = 1,4 = \gamma_{fh} \cdot \gamma_{f3} = \gamma_{fh} \cdot 1,1 \Rightarrow \gamma_{fh} = 1,27$$

Os esforços obtidos devem ser multiplicados por γ_{f3} .

4.2.3.5 Valores de coeficientes adotados

No presente trabalho, foram adotados:

- Carregamento vertical: $\gamma_{fz} = 1,0$
- Ação horizontal: $\gamma_{fh} = 1,27$

O uso de maior precisão não deve resultar em influencia significativa nos resultados buscados pela presente análise. Franco e Vasconcelos (1991) chamam a atenção para a pequena importância de se adotar maior precisão nos multiplicadores. Pinto, Ramalho e Correa (2005) desenvolvem tratamento semelhante, chegando a valores bastante próximos aos acima apontados.

4.2.4 Análise global de segunda ordem

Para o caso de estruturas de nós deslocáveis, é recomendado, em casos de edifícios altos, a realização de uma análise global de segunda ordem, na busca dos deslocamentos e esforços solicitantes finais. Essa análise deve considerar tanto a não-linearidade física quanto à geométrica. O processo P- Δ é o mais conhecido a se aplicar em tais situações. Largamente empregado pelos americanos, aparece em sistemas de análise estrutural, como o SAP (Structural Analysis Program – software integrado de análise e cálculo estrutural).

O sistema CAD/TQS (TQS Informática S.A.), empregado no presente trabalho, apresenta a alternativa de realizar a análise de segunda ordem com processo P- Δ . A utilização de tal recurso passa a ser a única ferramenta possível de utilização quando se trabalha com edifícios com menos de quatro pavimentos, ou em casos de $\gamma_z \geq 1,3$.

Os seguintes passos, de modo simplificado, são percorridos no tratamento de uma estrutura pelo método P- Δ :

- a) Inicialmente, a estrutura é definida, com os valores iniciais de rigidezes ($E \cdot I$ e $E \cdot A$), tomados com valor constante em cada barra.
- b) Em um segundo passo, se realiza uma análise de primeira ordem, com as ações de cálculo da estrutura.
- c) No passo seguinte, a estrutura é calculada aplicando-se a cada andar j forças horizontais fictícias com os valores:

$$H_j = \sum N_j \cdot (a_j / \ell_{0j}) - \sum N_{(j-1)} \cdot (a_{(j-1)} / \ell_{0(j-1)})$$

Para a determinação de tais valores de forças, considera-se:

- $\sum N_j \Rightarrow$ soma das forças normais de cálculo dos pilares do pavimento j ;
- $\ell_{0j} \Rightarrow$ altura do pavimento j ;
- $a_j \Rightarrow$ deslocamento relativo do pavimento j .

As análises de primeira ordem devem ser repetidas. O critério de parada deve ser estabelecido com a adoção de um valor pré-estabelecido para a diferença de deslocamento máximo entre duas iterações.

Quando a estrutura é dimensionada tendo a adoção de valores para as seções de aço, é possível a modificação da rigidez das barras a cada iteração, tomando-se por base o diagrama de momentos e o diagrama momento-curvatura correspondente à força normal atuante. Uma alternativa simplificada é a adoção dos redutores para valores de inércia apresentados na tabela 4.1. A adoção de tal simplificação dispensa a necessidade de avaliação de armaduras para todas as barras.

O presente trabalho, como mostrado no capítulo 5, apresenta a avaliação de modelos de estruturas de determinando-se o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z , e fazendo a análise pelo processo P- Δ .

Capítulo

5

COMPARAÇÕES ENTRE COEFICIENTES DE INSTABILIDADE PARA ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EM LAJES PLANAS

5.1 Introdução

A solicitação de estruturas de edifícios por ações horizontais de modo simultâneo às verticais implica na necessidade de analisar a estabilidade global.

Embora existam as restrições citadas no capítulo anterior quanto à classificação de estruturas como sendo de nós deslocáveis ou indeslocáveis, sobre a existência ou definição de elementos de contraventamento ou contraventados, e ainda quanto à necessidade ou interesse em aplicar à estrutura uma análise de segunda ordem para os deslocamentos horizontais, a NBR 6118:2003 apresenta conceitos que devem ser observados. Em sua seção 15.5, processos aproximados baseados no parâmetro α ou no coeficiente γ_z são apresentados para verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de segunda ordem. É uma maneira consagrada de avaliar a aceitação da estrutura e a dispensa de maiores cuidados quanto à instabilidade geral da mesma.

No presente capítulo, se definem dois tipos de geometria em planta para estrutura de edifícios em lajes planas que serão analisados quanto à estabilidade global. Com tais plantas, definem-se modelos de estruturas de edifícios para quatro, cinco, sete e dez pavimentos. Desta forma, são determinados oito modelos de edifícios diferentes. Para cada modelo, serão determinados, de acordo com o que propõe a NBR 6118:2003, o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z .

Esses mesmos modelos são solucionados novamente, resolvendo a estrutura para análise de segunda ordem global com o processo P- Δ .

Os resultados encontrados são comparados entre si e analisados. As decisões, valores adotados, simplificações, e demais dados usados na definição dos modelos são comentados a seguir.

5.2 Estruturas utilizadas no estudo

5.2.1 Geometria dos pavimentos em planta

Cada um dos dois pavimentos propostos é constituído de laje plana, com altura de 16 cm, apoiada em 20 pilares. Os pilares situados na periferia são quadrados com 30 cm de lado. Os pilares centrais, em número de seis, também quadrados, têm lados de 35 cm. A diferença entre os dois casos está na modulação em planta. No primeiro caso, denominado neste estudo de tipo A, os pilares formam uma malha retangular com vãos de 4,00 m em uma direção e 6,00 m na outra. As dimensões externas ficam assim definidas, e são de 12,30 m \times 24,30 m (figura 5.1). No segundo caso, denominado de tipo B, a modulação dos pilares em planta é quadrada, formando uma malha com vãos de 4,00 m, resultando dimensões externas de são de 12,30 m \times 16,30 m (figura 5.2).

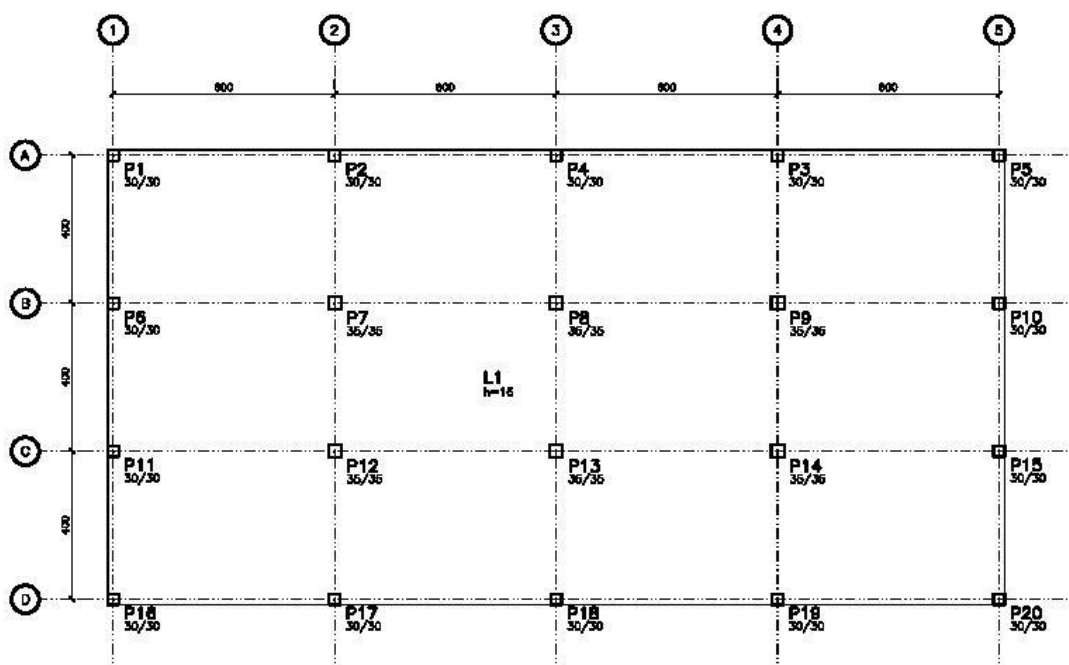


Figura 5.1. Planta do pavimento em malha retangular (tipo A)

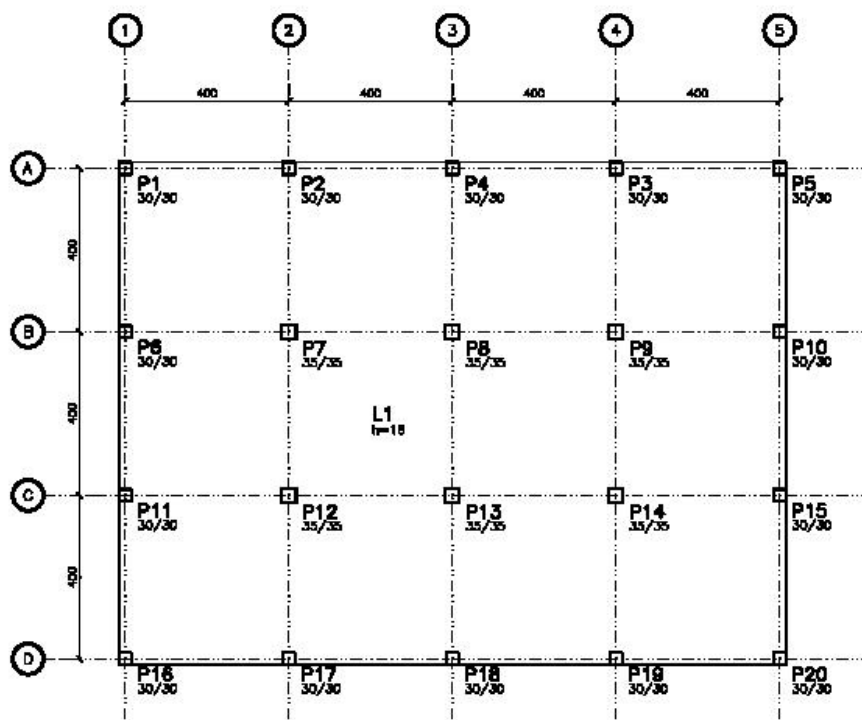


Figura 5.2. Planta do pavimento em malha quadrada (tipo B)

A altura de 16 cm das lajes, consideradas para os dois pavimentos, foram definidas em função de dimensionamento para ações verticais e verificação à punção.

Essas duas geometrias do pavimento em planta foram utilizadas por Figueiredo (1989) para estudo de flexão em lajes sem vigas, onde foi explorado de forma exaustiva o desempenho estrutural a ação das forças verticais.

5.2.2 Geometria dos edifícios quanto às dimensões verticais

De maneira uniforme, os modelos serão constituídos de lajes distantes na vertical de 2,80 m, definindo um pé direito de 2,64 m. Para a fundação, a distância será considerada 0,20 m maior, sendo os pilares considerados engastados à fundação. A distância do pilar ao primeiro pavimento foi tomada como 3,00 m.

A tabela 5.1 apresenta as características verticais de cada estrutura.

Tabela 5.1. Alturas das estruturas em estudo

| ESTRUTURA γ_z | ESTRUTURA P- Δ | PAVIMENTOS | ALTURA (m) |
|-------------------------|--------------------------|------------|------------|
| EXEMP1A_4P | EXEMP1A_4P_PD | 4 | 11,40 |
| EXEMP1A_5P | EXEMP1A_5P_PD | 5 | 14,20 |
| EXEMP1A_7P | EXEMP1A_7P_PD | 7 | 19,80 |
| EXEMP1A_10P | EXEMP1A_10P_PD | 10 | 28,20 |
| EXEMP1B_4P | EXEMP1B_4P_PD | 4 | 11,40 |
| EXEMP1B_5P | EXEMP1B_5P_PD | 5 | 14,20 |
| EXEMP1B_7P | EXEMP1B_7P_PD | 7 | 19,80 |
| EXEMP1B_10P | EXEMP1B_10P_PD | 10 | 28,20 |

Os edifícios ficam assim geometricamente definidos, horizontal e verticalmente

5.2.3 Características dos materiais

5.2.3.1 Características do concreto

Para a avaliação dos modelos, foram adotados os seguintes valores relativos às características mecânicas do concreto:

- Concreto C30: $f_{ck} = 30$ MPa;
- Módulo de elasticidade tangente:

$$E_{ci} = 5600 \cdot f_{ck}^{1/2} = 5600 \cdot 30^{1/2} = 30672 \text{ MPa} = 3,07 \text{ GPa} .$$
- Peso específico para determinação de cargas: 25 kN/m^3 .

No processamento dos pórticos para a determinação do coeficiente γ_z , para a consideração aproximada da não linearidade física, os valores de rigidez dos elementos estruturais são reduzidos (NBR6118:2003, item 15.7.3). Neste caso, os valores adotados são:

- $0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ para os pilares;
- $0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ para as vigas.

Esta mesma consideração é adotada nos modelos analisados com o processo $P - \Delta$.

A utilização do valor da redução referente a vigas (40%) se justifica pelo comportamento das faixas de laje utilizadas nos modelos ser semelhante ao de vigas contínuas no que se refere aos momentos fletores e armaduras, considerando que o detalhamento se realize obedecendo aos critérios e recomendações de modelo simplificado, conforme NBR6118:2003, item 14.7.8.

5.2.3.2 Características do aço

As características do aço não influem nos resultados das estruturas da maneira como modeladas, uma vez que, nas considerações simplificadas para análise de não-linearidade não se leva em conta a armação.

5.2.4 Carregamentos considerados

Os carregamentos adotados, relacionados nos itens a seguir, correspondem a valores usuais para estruturas de edifícios residenciais. As ações verticais estão de acordo com a norma NBR 6120:1980 (cargas para o cálculo de estruturas de edificações) e as horizontais de acordo com a NBR 6123:1988 (forças devidas ao vento em edificações).

Os valores adotados são os mesmos para os dois tipos de edifício. As lajes do primeiro pavimento e pavimento tipo são consideradas idênticas. Para as lajes de cobertura a ação vertical considerada em todos os edifícios será a mesma, com valores diferentes em relação aos utilizados para o pavimento tipo. Os valores são adotados de maneira a ficarem próximos de situações reais de projeto, mas com o principal objetivo de permitir comparações.

A separação das cargas em permanentes e acidentais é adotada desde o princípio, para permitir uso de coeficientes de majoração diferentes nas diversas combinações.

5.2.4.1 Cargas verticais permanentes

Nos pavimentos normais, em que se prevê uso habitacional (primeiro e tipo) os seguintes valores foram adotados para carregamento:

- a) Peso próprio 4,4 kN/m²;
- b) Demais cargas 1,1 kN/m²;
- c) Alvenaria 1,0 kN/m².

O valor apresentado em **(b)** corresponde a enchimento, revestimento e piso.

O valor adotado para alvenaria **(c)**, baseia-se na interpretação do item 2.1.2 da NBR 6120:1980, aplicável para paredes e divisórias, em que a posição não esteja definida no projeto. Por recomendação desse item, em tais situações deve-se considerar uma carga uniformemente distribuída por metro quadrado com valor correspondente à pelo menos um terço do peso por metro linear de alvenaria construída, desde que não inferior a 1 kN/m². Considerando-se alvenarias de blocos de concreto, com peso unitário de 1,85 kN/m², o valor mínimo absoluto de 1,0 kN/m² é determinante, sendo, neste caso, o adotado.

Para a laje de cobertura:

- a) Peso próprio 4,4 kN/m²;
- b) Demais cargas 1,1 kN/m².

O valor apresentado em **(b)** corresponde ao telhado e revestimentos.

5.2.4.2 Cargas verticais acidentais

Para carga acidental, correspondente ao uso, foi adotado o valor de 1,5 kN/m², valor esse recomendado pela NBR 6120:1980 para a maioria dos ambientes de edifícios residenciais.

Na cobertura foi adotado valor de sobrecarga de 0,5 kN/m².

5.2.4.3 Forças horizontais, acidentais, devidas à ação do vento

As cargas devidas ao vento foram determinadas de acordo com a NBR 6123:1988, tomando-se os seguintes parâmetros para a determinação da pressão e dos coeficientes de forma:

- a) Velocidade característica do vento: 45 m/s. Este valor corresponde à velocidade considerada pela norma citada na região em que situa-se a cidade de São Carlos.
- b) Fator topográfico $S1 = 1,0$, para terreno plano ou fracamente acidentado.
- c) Fator de rugosidade $S2$: para sua determinação, foram utilizados os seguintes dados:
 - Categoria de rugosidade I (superfícies lisas em grandes dimensões);
 - Edificação classe B (maior dimensão em planta entre 20 e 50 metros);
- d) Fator estatístico $S3 = 1,0$.

Para cada edifício, serão considerados quatro casos de ação de vento, com direção e sentido em relação à planta conforme mostrado na figura 5.3.

Os casos 5, 6, 7 e 8 da figura 5.3 têm correspondência com as listagens e com os resultados relatados e comentados.

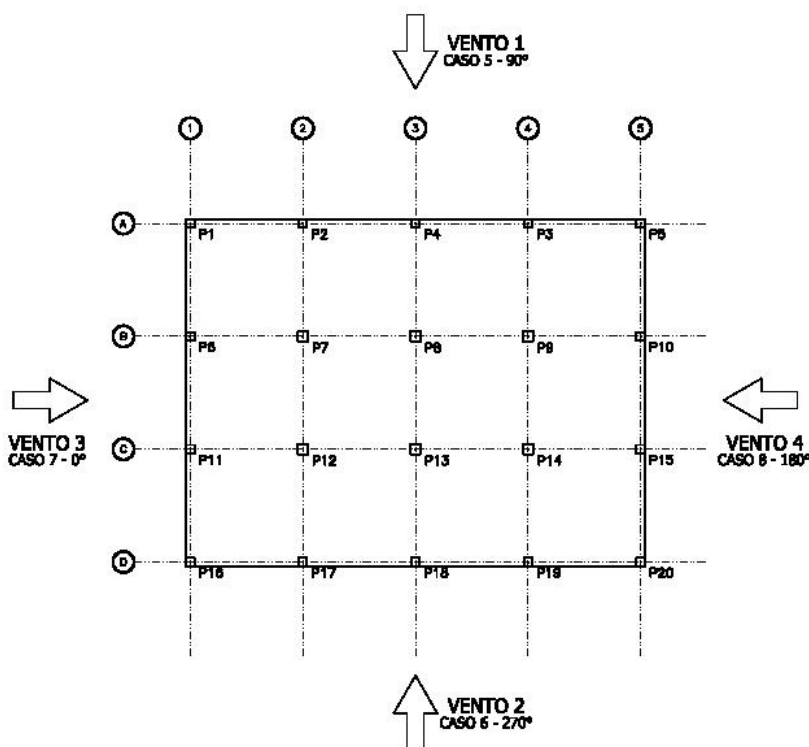


Figura 5.3. Direção e sentido para a ação de vento

Os coeficientes de arrasto foram determinados de acordo com as relações entre as dimensões em planta e altura, para os diversos edifícios. As relações e os coeficientes adotados encontram-se na tabela 5.2. Os valores são os correspondentes a edificações paralelepípedicas em regime de baixa turbulência (coluna C1 na tabela). Os valores C1A mostrados são os correspondentes a vento em regime de alta turbulência. Aparecem apenas como dados comparativos, não utilizados nos modelos.

Tabela 5.2 Coeficientes de arrasto para os edifícios em análise

| EDIFÍCIO | VENTO A ZERO GRAUS | | | | | | |
|-------------|--------------------|-------|-------|-------|------|------|------|
| | L1 | L2 | h | L1/L2 | h/L1 | C1 | C1A |
| EXEMP1A_4P | 12,30 | 24,30 | 11,40 | 0,51 | 0,93 | 0,85 | 0,77 |
| EXEMP1A_5P | 12,30 | 24,30 | 14,20 | 0,51 | 1,15 | 0,86 | 0,78 |
| EXEMP1A_7P | 12,30 | 24,30 | 17,00 | 0,51 | 1,38 | 0,88 | 0,79 |
| EXEMP1A_10P | 12,30 | 24,30 | 19,80 | 0,51 | 1,61 | 0,90 | 0,80 |
| EXEMP1B_4P | 12,30 | 16,30 | 11,40 | 0,75 | 0,93 | 1,01 | 0,85 |
| EXEMP1B_5P | 12,30 | 16,30 | 14,20 | 0,75 | 1,15 | 1,04 | 0,86 |
| EXEMP1B_7P | 12,30 | 16,30 | 17,00 | 0,75 | 1,38 | 1,06 | 0,88 |
| EXEMP1B_10P | 12,30 | 16,30 | 19,80 | 0,75 | 1,61 | 1,10 | 0,89 |

| EDIFÍCIO | VENTO A NOVENTA GRAUS | | | | | | |
|-------------|-----------------------|-------|-------|-------|------|------|------|
| | L1 | L2 | h | L1/L2 | h/L1 | C1 | C1A |
| EXEMP1A_4P | 24,30 | 12,30 | 11,40 | 1,98 | 0,47 | 1,16 | 0,97 |
| EXEMP1A_5P | 24,30 | 12,30 | 14,20 | 1,98 | 0,58 | 1,18 | 0,97 |
| EXEMP1A_7P | 24,30 | 12,30 | 17,00 | 1,98 | 0,70 | 1,21 | 1,01 |
| EXEMP1A_10P | 24,30 | 12,30 | 19,80 | 1,98 | 0,81 | 1,23 | 1,02 |
| EXEMP1B_4P | 16,30 | 12,30 | 11,40 | 1,33 | 0,70 | 1,14 | 0,92 |
| EXEMP1B_5P | 16,30 | 12,30 | 14,20 | 1,33 | 0,87 | 1,18 | 0,93 |
| EXEMP1B_7P | 16,30 | 12,30 | 17,00 | 1,33 | 1,04 | 1,20 | 0,95 |
| EXEMP1B_10P | 16,30 | 12,30 | 19,80 | 1,33 | 1,21 | 1,21 | 0,96 |

5.3 Ferramentas e métodos utilizados para modelagem estrutural

5.3.1 Sistema computacional utilizado

Os oito modelos utilizados no presente estudo foram criados e analisados nos sistemas CAD/TQS, em sua versão 11.9.9. Vasconcelos (1997) afirma que, desde setembro

de 1993, a TQS introduziu em seu programa Pórticos Espaciais o cálculo automático dos coeficientes α e γ_z .

Os sistemas CAD/TQS são um conjunto de ferramentas para cálculo, dimensionamento, detalhamento e desenho de estruturas de concreto. Consiste em uma série de subsistemas para modelagem de edifícios, com facilidades para entrada de dados e construção da estrutura. O processamento é realizado nos diversos sistemas, e os dados são intercambiados. De um lado, a construção da estrutura se realiza com definição da geometria das diversas plantas do edifício, e com todas as entradas de dados – parâmetros de dimensionamento, dados de materiais e cargas, de modo gráfico, através de um modelador estrutural. O processamento pode se realizar com a escolha de diversos modelos estruturais para o cálculo do pavimento. No presente caso, algumas precauções foram tomadas para que o modelo pudesse privilegiar os resultados referentes aos parâmetros de instabilidade. Para isso, foi importante criar um modelo em que a definição de vigas e pórticos ficasse bem determinada, cuidando, ainda, para que as considerações de cargas não viessem a mascarar os resultados considerados.

A escolha da análise de segunda ordem global com P- Δ pode ser realizada como opção na geração do modelo.

Para resolução do pavimento com a configuração do que agora se propõe, as ferramentas mais adequadas, com o uso destes sistemas, são as que apresentam solução com analogia de grelhas ou elementos finitos. No caso deste trabalho, como a finalidade maior era o processamento de pórticos, foram definidas faixas de lajes, admitidas como vigas de pequena altura, com a geometria proposta para os métodos simplificados.

Dentro dos sistemas CAD/TQS, existe um sistema de pórtico tridimensional, onde se realiza o cálculo dos coeficientes que medem a instabilidade. Os pórticos, assim como as forças de vento, são definidos a partir da estrutura espacial gerada pelo modelador. Existem, em todo o processo de entrada de dados, mecanismos de controle e visualização. Figuras e gráficos podem ser gerados. Um exemplo de visualização permitida aparece nas figuras 5.4 e 5.5. Aparecem, respectivamente, uma visão espacial para o edifício tipo B e A, com 10 pavimentos. No presente trabalho, são apresentadas as listagens contendo os valores necessários à compreensão dos resultados focados. No item 5.3.2 são apresentadas as

principais considerações adotadas para que os modelos gerassem pórticos coerentes com o estudo proposto.

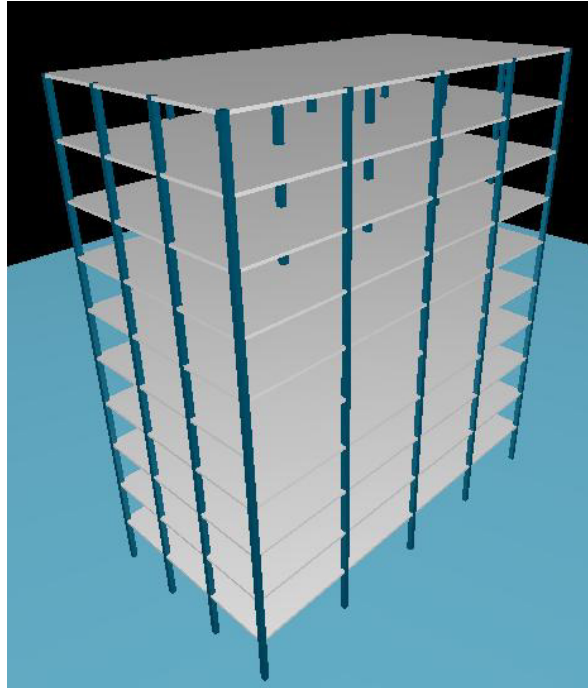


Figura 5.4. Visualização espacial do edifício tipo B, com 10 pavimentos

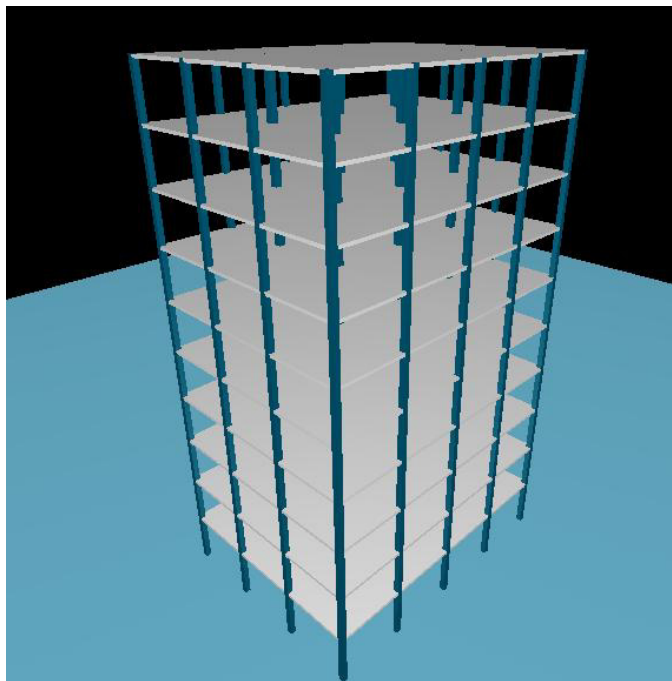


Figura 5.5. Visualização espacial do edifício tipo A, com 10 pavimentos

5.3.2 Definição da geometria dos elementos estruturais dos pórticos

Ao se efetuar a geração do modelo, pela criação das plantas para os pavimentos e cobertura, ficam definidas as seções dos pilares, que de maneira automática farão parte dos pórticos responsáveis ao trabalho quando da ação do carregamento horizontal. Na adoção das seções, os pilares, quadrados, foram desenhados com lado de 30 cm (periferia) e 35 cm (internos). Cabe chamar a atenção para o fato de que tais colunas são adequadas para os edifícios menores. Os de sete e dez pavimentos teriam necessidade de pilares mais robustos, o que pode ser verificado com uma rápida análise. No presente, houve a opção em manter todas as seções de pilares iguais. Comparativamente, os resultados podem com isso ser melhor avaliados. Isso deve ser levado em conta nos resultados referentes aos edifícios mais altos.

Para a definição dos elementos horizontais dos pórticos, são tomadas faixas de lajes, admitidas como vigas de pequena altura. O critério foi o de adotar a seção que se utiliza para o processo elástico aproximado, descrito, por exemplo, na NBR 6118:20003, em sua seção 14.7.8. As larguras adotadas para as vigas ficam definidas tomando-se, a partir da linha de centro definida pelo alinhamento dos pilares, 25% da distância a cada pilar, conforme a figura 3.1.

A geometria de cada viga fica, por este critério, definida, e as dimensões são mostradas na tabela 5.3. As vigas referidas na tabela são mostradas nas formas, nas figuras 5.5 e 5.6.

Tabela 5.3. Dimensões das vigas dos pavimentos

EDIFÍCIO TIPO A

| VIGAS | EIXOS | bw (cm) | | | seção |
|----------|-------|---------|------|-------|--------|
| | | esq. | dir. | total | (cm) |
| V1 = V4 | A=D | 15 | 100 | 115 | 115/16 |
| V2 = V3 | B=C | 100 | 100 | 200 | 200/16 |
| V5=V9 | 1=5 | 15 | 150 | 165 | 165/16 |
| V6=V7=V8 | 2=3=4 | 150 | 150 | 300 | 300/16 |

EDIFÍCIO TIPO B

| VIGAS | EIXOS | bw (cm) | | | seção |
|----------|-------|---------|------|-------|--------|
| | | esq. | dir. | total | (cm) |
| V1 = V4 | A=D | 15 | 100 | 115 | 115/16 |
| V2 = V3 | B=C | 100 | 100 | 200 | 200/16 |
| V5=V9 | 1=5 | 15 | 100 | 115 | 115/16 |
| V6=V7=V8 | 2=3=4 | 100 | 100 | 200 | 200/16 |

5.3.3 Formas

As plantas dos edifícios tipo A e B para o modelo estrutural e dimensões apresentadas na tabela 5.4, ficam definidas como mostrado nas figuras 5.6 e 5.7.

Para simular adequadamente o comportamento dos pórticos, deixando as vigas centradas nos pilares, as vigas laterais foram deslocadas, como pode ser notado nos desenhos de formas (figuras 5.6 e 5.7). Para que esse artifício não resultasse em valores maiores e irreais de cargas verticais, houve uma compensação nos valores fornecidos pelo sistema automaticamente para as vigas.

Em relação às cargas, é importante notar que, para o presente trabalho, a consideração que se realiza na utilização do método simplificado, quando as cargas são tomadas em duplicidade em áreas das vigas resultaria em valores totais irreais. Isso produziria valores de coeficientes impróprios para comparação. Por tal razão, houve cuidado no carregamento de cada pavimento para que os valores referentes às ações verticais não fossem considerados em duplicidade.

Uma perspectiva do edifício - modelo A, com 10 pavimentos, é apresentado na figura 5.8. Pode ser comparado com a figura 5.4. Nota-se o deslocamento das vigas externas para centralização com os pilares na formação dos pórticos.

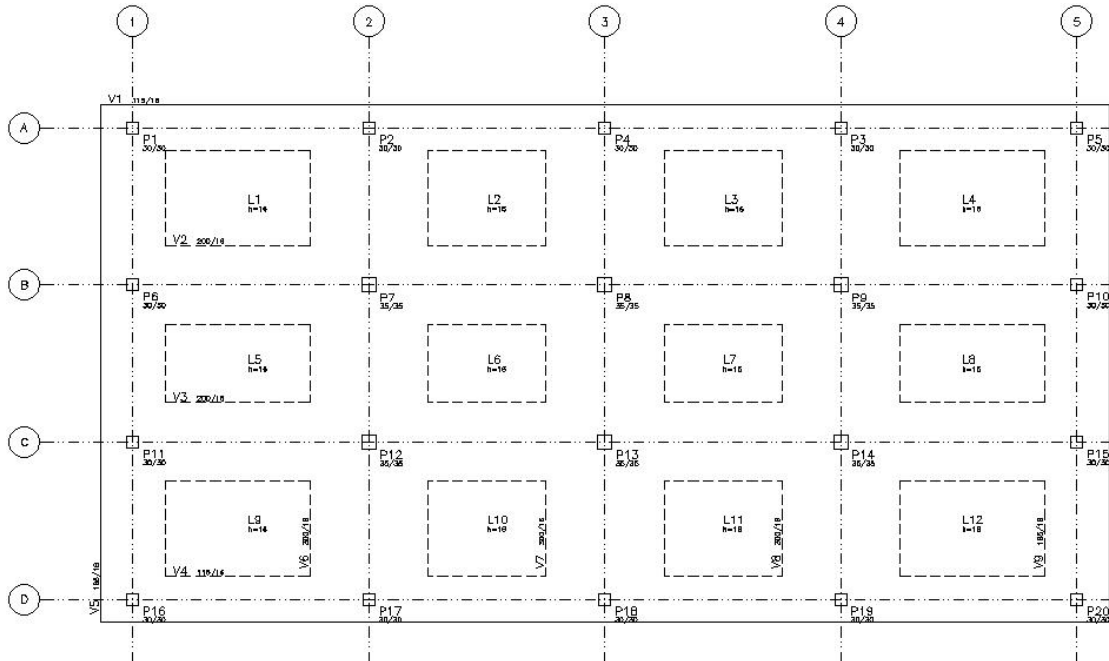


Figura 5.6. Formas do Pavimento Tipo para edifício tipo A

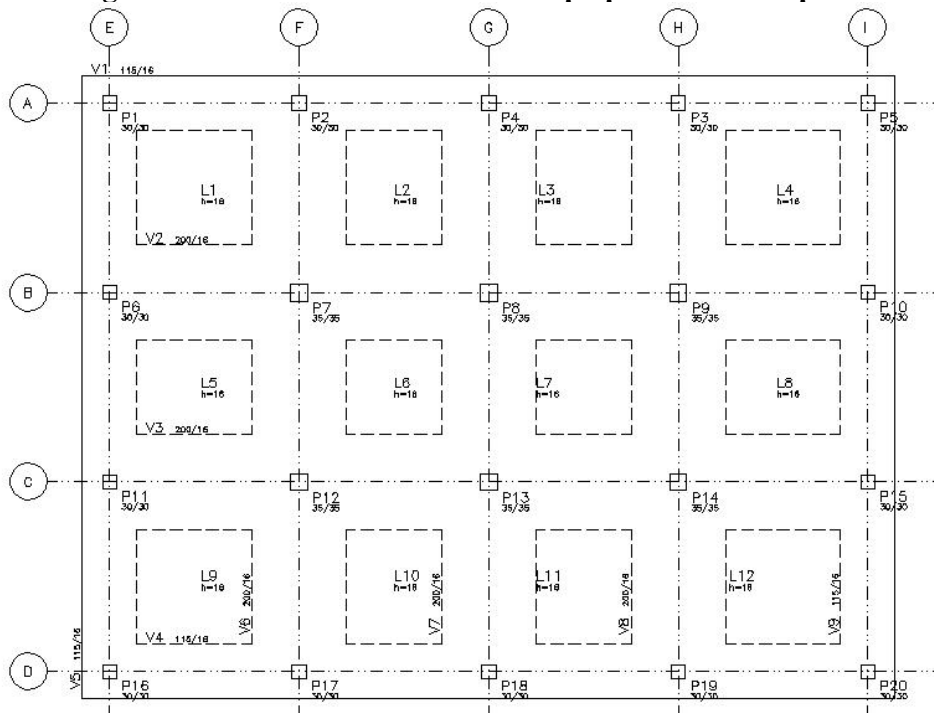


Figura 5.7. Formas do Pavimento Tipo para edifício tipo B

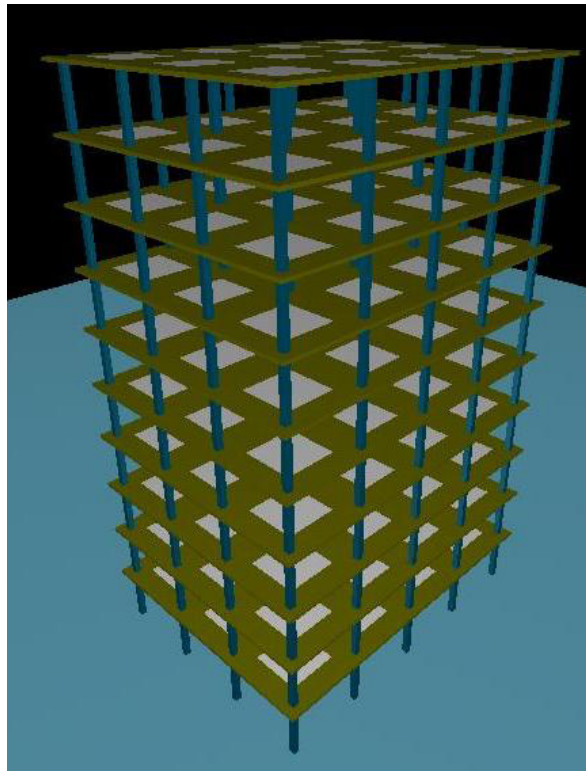


Figura 5.8. Perspectiva para o edifício tipo A, com 10 pavimentos

5.4 Resultados

Os oito casos propostos foram processados duas vezes. Na primeira, com o intuito de obter os parâmetros de instabilidade α e o coeficiente γ_z . Na segunda a análise dos esforços de segunda ordem foi feita com o processo P- Δ . Todos os passos necessários à obtenção de tais resultados foram realizados. A listagem com os resultados do edifício tipo A, com 4 pavimentos, é apresentada na totalidade no anexo 1. No mesmo anexo, são apresentados os resultados, coletados de forma resumida, para todos os casos.

São cinco casos de carregamento e várias combinações, conforme a relação apresentada na figura 5.9. Um caso de carregamento para as cargas verticais, e quatro casos de ações horizontais (vento) numerados de 5 a 8. Estes casos obedecem a direção e sentido mostrados na figura 3.1. Em seguida, são realizadas dezesseis combinações de Estado Limite Último, que seriam utilizados para dimensionamento dos elementos estruturais. Serão tomados de cada modelo os parâmetros de estabilidade para carregamentos simples de vento.

```

-----
                Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
      T   Q   S           CAD / Formas   V11   31/10/06 15:34:15
C:\TQS_UFSCAR\EXEMP1A_5P\ESPACIAL
-----

Projeto      1
Pórtico 'EXEMP1A_5P'
          'PPG_UFSCAR'

Casos de carregamento horizontal
=====
Caso  Prefixo  Título
   5  VENT1    Vento (1)
   6  VENT2    Vento (2)
   7  VENT3    Vento (3)
   8  VENT4    Vento (4)

Combinções de ELU para vigas e lajes
=====
Caso  Prefixo  Título
  14
  15
  16
  17
  18
  19
  20
  21
  24
  25
  26
  27
  28
  29
  30
  31
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4

```

Figura 5.9. Combinações - ELU

Para verificação em estado limite de serviço (figura 5.10) as combinações são realizadas com a consideração de $\gamma_{12} = \psi_1 = 0,3$, o que corresponde à combinação frequente conforme item 11.7 da NBR 6118:2003.

```

-----
                Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
      T   Q   S      CAD / Formas  V11  31/10/06 15:34:15
C:\TQS_UFSCAR\EXEMP1A_5P\ESPACIAL
-----

```

```

Projeto      1
Pórtico     'EXEMP1A_5P'
           'PPG_UFSCAR'

```

```

Verificações em ELS
=====

```

```

Caso  Prefixo  Título
   5      .30VENT1
   6      .30VENT2
   7      .30VENT3
   8      .30VENT4

```

```

Valores máximos permitidos de deslocamento
=====

```

```

Horizontal absoluto      :  H/1700.
Altura do edifício      :  H= 14.20m
Horizontal entre pavimentos :  Hi/850.
Vertical                 :  L/250.

```

Figura 5.10 Combinações - ELS

5.4.1 Resultados referentes ao parâmetro de instabilidade α

Os valores dos parâmetros, para cada edifício e caso de vento estão na tabela 5.4. Pela simetria, os valores são os mesmos para os ventos opostos.

Tabela 5.4. Valores dos parâmetros de instabilidade α
Parâmetro de instabilidade α .

| EDIFÍCIO | CASOS 5 e 6 | CASOS 7 e 8 |
|-------------|-------------|-------------|
| EXEMP1A_4P | 0,51 | 0,63 |
| EXEMP1A_5P | 0,59 | 0,74 |
| EXEMP1A_7P | 0,73 | 0,93 |
| EXEMP1A_10P | 0,90 | 1,16 |
| EXEMP1B_4P | 0,46 | 0,46 |
| EXEMP1B_5P | 0,54 | 0,54 |
| EXEMP1B_7P | 0,67 | 0,67 |
| EXEMP1B_10P | 0,83 | 0,83 |

Todas as estruturas são aporticadas, e o limite para consideração das mesmas como sendo de nós indeslocáveis é $\alpha_1 = 0,5$. Apenas a estrutura do edifício B, de quatro pavimentos, atende ao critério. A estrutura do edifício A, com quatro pavimentos, se aproxima para o caso de vento carregando os pórticos de vãos de viga menores. Para casos de ventos perpendiculares, a estrutura é considerada de nós deslocáveis.

Os piores resultados foram obtidos para os pórticos com distância entre pilares de 6,0 m (figura 5.11). Para os edifícios tipo B, com os pilares modulados em 4,00 m \times 4,00 m, os valores foram equivalentes nas duas direções.

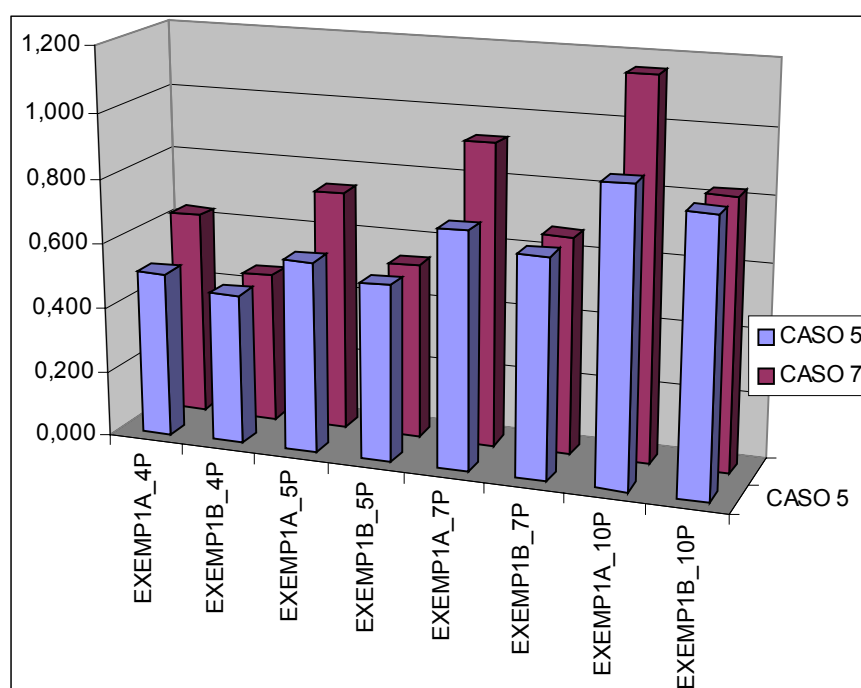


Figura 5.11. Gráfico de valores para parâmetros de instabilidade α

5.4.2 Resultados - coeficiente γ_z

Os valores da tabela 5.5 e figura 5.12 são os encontrados para o coeficiente γ_z . Os valores situam-se no intervalo (1,06;1,39). Para considerar a estrutura como sendo de nós indeslocáveis, o valor deve ser inferior a 1,10. Situam-se, neste caso o edifício A de quatro pavimentos e os edifícios B de quatro e cinco pavimentos. O edifício B de 7 pavimentos teve

valor muito próximo de 1,10.

Tabela 5.5. Valores - coeficientes γ_z

Coeficiente γ_z .

| EDIFÍCIO | CASOS 5 e 6 | CASOS 7 e 8 |
|-------------|-------------|-------------|
| EXEMP1A_4P | 1,06 | 1,09 |
| EXEMP1A_5P | 1,08 | 1,13 |
| EXEMP1A_7P | 1,13 | 1,22 |
| EXEMP1A_10P | 1,21 | 1,39 |
| EXEMP1B_4P | 1,05 | 1,05 |
| EXEMP1B_5P | 1,07 | 1,07 |
| EXEMP1B_7P | 1,11 | 1,10 |
| EXEMP1B_10P | 1,17 | 1,17 |

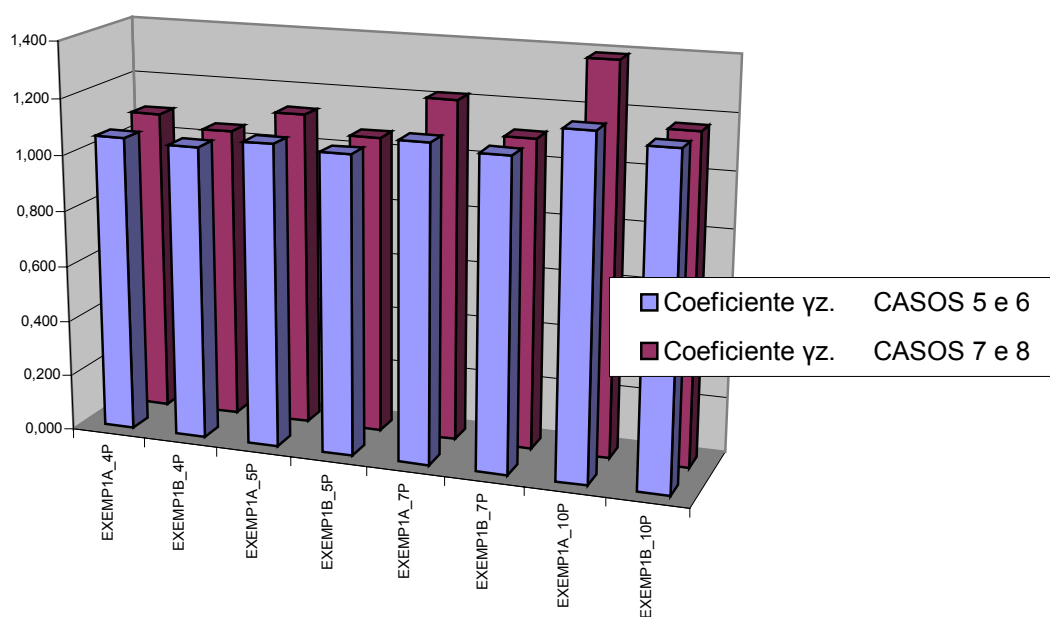


Figura 5.12. Gráfico comparativo de valores para coeficientes γ_z

Cabem aqui as seguintes considerações:

- O critério de coeficiente γ_z revela-se mais liberal do que o do parâmetro de instabilidade α , na classificação das estruturas como sendo de nós móveis. Verifica-se que estruturas

em que α teve valor superior a 0,50, os valores de γ_z indicaram estruturas de nós fixos. Ao se utilizar apenas um dos dois critérios para dispensa de consideração de segunda ordem, existe o risco de avaliação com excesso de rigor.

- Excetuando-se o caso do edifício A, com 10 pavimentos, onde existe um valor superior a 1,3, todos os demais edifícios podem se utilizar o artifício previsto pela NBR 6118:2003, em seu item 15.7.2, que trata de análise não linear com segunda ordem. Nele se prevê uma solução aproximada para a determinação dos esforços finais, com a majoração dos esforços horizontais da combinação do carregamento considerado por $0,95 \times \gamma_z$. Entretanto, os valores altos de γ_z podem indicar situação com necessidade de precaução quanto a desempenho em serviço.

5.4.3 Resultados e comparações do processamento usando P- Δ

Para referência com os resultados apresentados acima, é necessário a adoção de parâmetros baseados nos resultados do processamento usando P- Δ que permitam comparação.

Com relação a γ_z a comparação pode ser feita com um adimensional, chamado de RM2M1. Este é determinado com o momento final de segunda ordem, M_2 como se segue:

$$RM2M1 = \frac{1}{1 - \left[\frac{M_2 \cdot \gamma_{fh}}{M_1} \right]}$$

Em que:

M_2 = momento de segunda ordem;

M_1 = momento de primeira ordem, das ações horizontais;

γ_{fh} = coeficiente de majoração, definido em 4.2.3.4

Desta forma, a comparação com γ_z fica imediata.

5.4.3.1 Comparação entre os coeficientes γ_z e RM2M1

O processamento dos oito modelos de edifício considerando o processo P- Δ para determinação dos esforços de segunda ordem apresentam os resultados da tabela 5.6. Os valores são apresentados ao lado dos valores de γ_z obtidos no primeiro processamento, e já apresentados na tabela 5.5. Os valores são ligeiramente diferentes apenas para dois casos de edifício.

Tabela 5.6. Valores comparativos de γ_z e RM2M1 (processo P- Δ)

| EDIFÍCIO | COMPARATIVOS ENTRE γ_z e RM2M1 | | | |
|-------------|---------------------------------------|-------------|----------------------|-------------|
| | CALCULO γ_z | | PROCESSO P- Δ | |
| | CASOS 5 e 6 | CASOS 7 e 8 | CASOS 5 e 6 | CASOS 7 e 8 |
| EXEMP1A_4P | 1,06 | 1,09 | 1,06 | 1,09 |
| EXEMP1A_5P | 1,08 | 1,13 | 1,08 | 1,13 |
| EXEMP1A_7P | 1,13 | 1,22 | 1,13 | 1,22 |
| EXEMP1A_10P | 1,21 | 1,39 | 1,21 | 1,41 |
| EXEMP1B_4P | 1,05 | 1,05 | 1,05 | 1,05 |
| EXEMP1B_5P | 1,07 | 1,07 | 1,07 | 1,07 |
| EXEMP1B_7P | 1,11 | 1,10 | 1,11 | 1,11 |
| EXEMP1B_10P | 1,17 | 1,17 | 1,18 | 1,17 |

A pequenas diferenças encontradas são apresentadas em valores percentuais na tabela 5.7.

Tabela 5.7. Diferenças entre os coeficientes RM2M1 e γ_z

| EDIFÍCIO | CASOS 5 e 6 | CASOS 7 e 8 |
|-------------|-------------|-------------|
| EXEMP1A_4P | 0,00% | 0,09% |
| EXEMP1A_5P | 0,09% | 0,18% |
| EXEMP1A_7P | 0,09% | 0,41% |
| EXEMP1A_10P | 0,50% | 1,51% |
| EXEMP1B_4P | 0,00% | 0,10% |
| EXEMP1B_5P | 0,09% | 0,09% |
| EXEMP1B_7P | 0,09% | 0,09% |
| EXEMP1B_10P | 0,34% | 0,34% |

5.4.3.2 Comparações do parâmetro α

São apresentados os valores de coeficiente de estabilidade α para os modelos processados em P- Δ . De modo comparativo, são apresentados nas tabelas 5.8 e 5.9, que guardam analogia com as tabelas 5.6 e 5.7.

Tabela 5.8. Valores comparativos de α (processo convencional e P- Δ)

| EDIFÍCIO | COMPARATIVO ENTRE VALORES DE α | | | |
|-------------|---------------------------------------|-------------|----------------------|-------------|
| | CALCULO 1. ORDEM | | PROCESSO P- Δ | |
| | CASOS 5 e 6 | CASOS 7 e 8 | CASOS 5 e 6 | CASOS 7 e 8 |
| EXEMP1A_4P | 0,51 | 0,63 | 0,52 | 0,66 |
| EXEMP1A_5P | 0,59 | 0,74 | 0,61 | 0,79 |
| EXEMP1A_7P | 0,73 | 0,93 | 0,77 | 1,03 |
| EXEMP1A_10P | 0,90 | 1,16 | 0,99 | 1,39 |
| EXEMP1B_4P | 0,46 | 0,46 | 0,48 | 0,48 |
| EXEMP1B_5P | 0,54 | 0,54 | 0,54 | 0,54 |
| EXEMP1B_7P | 0,67 | 0,67 | 0,71 | 0,70 |
| EXEMP1B_10P | 0,83 | 0,83 | 0,91 | 0,90 |

Em valores percentuais, a variação é apresentada na tabela 5.9.

Tabela 5.9. Diferenças relativas de α (processo convencional e P- Δ)

| EDIFÍCIO | CASOS 5 e 6 | CASOS 7 e 8 |
|-------------|-------------|-------------|
| EXEMP1A_4P | 2,96% | 5,07% |
| EXEMP1A_5P | 4,09% | 6,60% |
| EXEMP1A_7P | 6,47% | 11,30% |
| EXEMP1A_10P | 10,33% | 19,48% |
| EXEMP1B_4P | 2,59% | 2,81% |
| EXEMP1B_5P | 0,00% | 0,00% |
| EXEMP1B_7P | 5,52% | 5,39% |
| EXEMP1B_10P | 8,76% | 8,56% |

5.4.4 Resultados dos deslocamentos máximos e deslocamentos máximos entre pisos

Os deslocamentos foram avaliados, sendo apresentados os deslocamentos máximos para cada combinação (tabela 5.10), e os valores de deslocamentos máximos entre pisos (tabela 5.11). Tais valores são limitados a:

- $h/1700$ para o deslocamento horizontal máximo (h = altura total do edifício);
- $h_i/850$ para o deslocamento horizontal máximo entre pavimentos (h_i = altura entre pavimentos; pé direito).

Tabela 5.10. Deslocamentos máximos

DESLOCAMENTOS MÁXIMOS

| EDIFÍCIO | CASOS 5 e 6 | | CASOS 7 e 8 | |
|-------------|-------------|----------------------------|-------------|----------|
| | cm | relativo | | relativo |
| EXEMP1A_4P | 0,34 | $h/3334$ | 0,15 | $h/7335$ |
| EXEMP1A_5P | 0,56 | $h/2521$ | 0,26 | $h/5476$ |
| EXEMP1A_7P | 1,20 | $h/1649$ | 0,56 | $h/3536$ |
| EXEMP1A_10P | 2,69 | $h/1048$ | 1,25 | $h/2247$ |
| EXEMP1B_4P | 0,26 | $h/4350$ | 0,13 | $h/8937$ |
| EXEMP1B_5P | 0,43 | $h/3265$ | 0,21 | $h/6718$ |
| EXEMP1B_7P | 0,93 | $h/2120$ | 0,45 | $h/4378$ |
| EXEMP1B_10P | 2,10 | $h/1343$ | 1,01 | $h/2786$ |

Tabela 5.11. Deslocamentos relativos máximos

DESLOCAMENTOS MÁXIMOS entre pisos

| EDIFÍCIO | CASOS 5 e 6 | | CASOS 7 e 8 | |
|-------------|-------------|-----------------------------|-------------|------------------------------|
| | cm | relativo | | relativo |
| EXEMP1A_4P | 0,12 | $h_i/2418$ | 0,05 | $h_i/5306$ |
| EXEMP1A_5P | 0,17 | $h_i/1686$ | 0,08 | $h_i/3680$ |
| EXEMP1A_7P | 0,27 | $h_i/1033$ | 0,13 | $h_i/2237$ |
| EXEMP1A_10P | 0,44 | $h_i/640$ | 0,20 | $h_i/1383$ |
| EXEMP1B_4P | 0,09 | $h_i/3140$ | 0,04 | $h_i/6646$ |
| EXEMP1B_5P | 0,13 | $h_i/2184$ | 0,06 | $h_i/4488$ |
| EXEMP1B_7P | 0,21 | $h_i/1333$ | 0,10 | $h_i/2742$ |
| EXEMP1B_10P | 0,34 | $h_i/825$ | 0,16 | $h_i/1699$ |

Os valores destacados indicam os casos em que os valores foram superiores aos permitidos. Nos dois casos, os edifícios de 10 pavimentos não estão nesta situação, quando submetidos aos ventos na direção em que possuem menor braço de alavanca. O edifício de 7 pavimentos, do tipo A, teve deslocamento com o valor limite admitido.

Os dados ora apresentados terão comentários no capítulo 7, quando se apresentam as conclusões.

Capítulo

6

DESEMPENHO DOS EDIFÍCIOS COM PAVIMENTOS EM LAJES PLANAS COM VIGAS DE PERIFERIA

6.1 Introdução

No capítulo anterior, o desempenho de edifícios estruturados com pavimentos em lajes planas foi avaliado, segundo vários critérios utilizados para a classificação de estruturas quanto à instabilidade. Os modelos adotados para avaliação e comparações foram baseados em dois tipos de plantas – chamados de planta A e planta B – com quatro, cinco, sete e dez pavimentos. A geometria das estruturas está definida no item 5.2.1 do capítulo anterior. Os pavimentos foram constituídos por faixas de lajes, admitidas como de vigas de pequena altura, definidas conforme os critérios adotados para dimensionamento de lajes planas por processos simplificados. Foram utilizados na avaliação oito tipos diferentes de estruturas.

Os resultados indicaram que as estruturas mais altas devem ser consideradas estruturas de nós móveis.

Neste capítulo, as estruturas utilizadas anteriormente serão avaliadas, com a introdução de vigas invertidas na periferia. Tal procedimento deve melhorar o desempenho dos pórticos. De modo adicional, tornar mais fácil o detalhamento, por enrijecer as bordas livres, e permitir ligações com os pilares de modo mais eficiente. Deve-se esperar valores menores de deslocamentos horizontais em serviço.

Nas periferias das lajes, pela existência quase obrigatória de fechamento em alvenaria, a presença de vigas invertidas é viável, sem incômodo arquitetônico.

O aproveitamento destas vantagens, e a avaliação quantitativa da melhoria no desempenho a estabilidade global serão pesquisados com a utilização dos modelos similares aos utilizados no capítulo anterior. O processamento por P- Δ não será utilizado nestas comparações, face pequena diferença em relação a valores de γ_z encontrada no capítulo anterior.

6.2 Estruturas utilizadas no estudo.

6.2.1 Geometria dos pavimentos em planta

A modificação essencial nas plantas utilizadas no capítulo anterior é a substituição das vigas das bordas (na realidade faixas de vigas admitidas como tal) por vigas invertidas de seção 20 x 50. São utilizadas as mesmas plantas. Cada uma delas é constituída de laje plana, com altura de 16 cm, apoiadas em 20 pilares. Os pilares, mantendo a geometria das plantas anteriores possuem dimensão de 30 x 30 (borda) e 35 x 35 (periferia). No edifício tipo A, os pilares são espaçados de 4,00 x 6,00 m. As dimensões externas, assim definidas, são de 12,30 x 24,30 m (figura 6.1). No edifício B, a modulação dos pilares em planta é de 4,00 x 4,00 metros, com dimensões externas de 12,30 x 16,30 m (figura 6.2). Comparados com as figuras 5.1 e 5.2, apresentam como única diferença a presença das vigas de borda, invertidas.

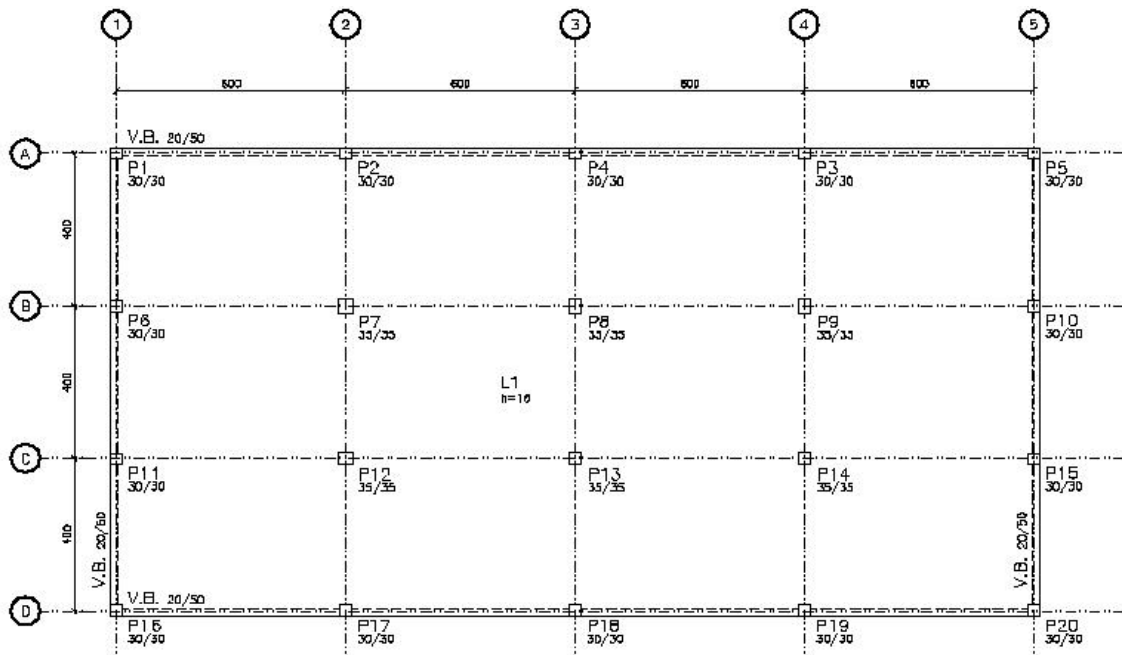


Figura 6.1. Planta do pavimento em malha retangular (tipo A).

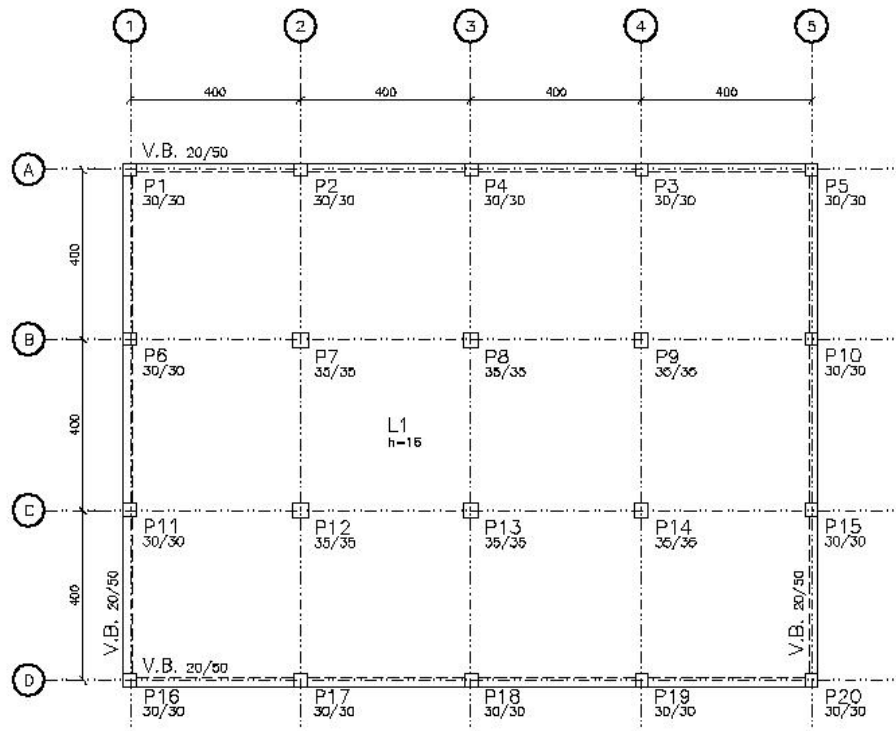


Figura 6.2. Planta do pavimento em malha quadrada (tipo B)

6.2.2 Geometria dos edifícios: dimensões verticais

São mantidas as dimensões e características dos edifícios A e B definidos no capítulo 5: lajes com distância piso a piso de 2,80 m. A tabela 6.1 apresenta as características verticais de cada estrutura, relacionando os casos agora estudados com os casos apresentados anteriormente. A cobertura é contada como um pavimento. O diagrama mostrado na figura 6.3 ilustra o caso do edifício de cinco pavimentos, com as cotas de níveis e os pavimentos considerados. No caso, primeiro pavimento, três tipos e cobertura.

| | | | | | | | | |
|-----------|------|---------|-------|-------|-----------|-----------|--|----------|
| COBERTURA | 0004 | 5 | 14.20 | 2.80 | COBERTURA | Cobertura | | |
| | | +-----+ | | | | | | |
| TIPO | 0003 | | 4 | 11.40 | 2.80 | TIPO | | Tipo |
| | | +-----+ | | | | | | |
| TIPO | 0003 | | 3 | 8.60 | 2.80 | TIPO | | Tipo |
| | | +-----+ | | | | | | |
| TIPO | 0003 | | 2 | 5.80 | 2.80 | TIPO | | Tipo |
| | | +-----+ | | | | | | |
| PAVIMENTO | 0002 | | 1 | 3.00 | 3.00 | PAVIMENTO | | Primeiro |
| | | +-----+ | | | | | | |
| Fundacao | 0001 | | 0 | 0.00 | 0.00 | Fundacao | | Fundação |
| | | +-----+ | | | | | | |

Figura 6.3. Esquema de níveis para edifício com cinco pavimentos

Tabela 6.1. Alturas das estruturas de estudo; similaridade entre modelos

| ESTRUTURA COM BORDAS LIVRES (CAP 5). | ESTRUTURA COM VIGAS DE BORDA | PAVIMENTOS | ALTURA (m) |
|--------------------------------------|------------------------------|------------|------------|
| EXEMP1A_4P | E1VA_04P | 4 | 11,40 |
| EXEMP1A_5P | E1VA_05P | 5 | 14,20 |
| EXEMP1A_7P | E1VA_07P | 7 | 19,80 |
| EXEMP1A_10P | E1VA_10P | 10 | 28,20 |
| EXEMP1B_4P | E1VB_04P | 4 | 11,40 |
| EXEMP1B_5P | E1VB_05P | 5 | 14,20 |
| EXEMP1B_7P | E1VB_07P | 7 | 19,80 |
| EXEMP1B_10P | E1VB_10P | 10 | 28,20 |

O objetivo é a comparação de resultados e parâmetros de instabilidade para os edifícios da primeira com os da segunda coluna, visando determinar de forma clara a contribuição das vigas de borda para o desempenho dos pórticos .

6.2.3 Características dos materiais

São mantidas, para coerência e validade das comparações, todas as características e variáveis utilizadas nos modelos do capítulo anterior, referentes a materiais.

6.2.4 Ações consideradas

As ações e combinações são preservadas, como no tratamento dado às estruturas similares no capítulo 5. Como as geometrias externas são mantidas, valem inclusive os coeficientes para determinação das ações horizontais. A rigor, existiria um pequeno aumento na altura pela presença da viga invertida na cobertura. Tal fato foi desprezado na determinação dos coeficientes de arrasto. Os valores apontados na tabela 5.3 foram os utilizados para os edifícios tratados neste capítulo, sendo verificado a equivalência de geometria informada na tabela 6.1.

O sentido e a direção para as ações de vento são as indicadas na figura 5.3.

6.3 Ferramenta e método utilizados para modelagem estrutural

6.3.1 Sistema computacional utilizado

Com o mesmo tratamento utilizado nos oito modelos estudados no capítulo 5, os atuais modelos foram analisados nos sistemas CAD/TQS, em sua versão 11.9.9.

Não se processou a análise de segunda ordem global com $P-\Delta$. A escolha adotada para comparação foi a avaliação da estrutura com coeficiente γ_z .

A definição das faixas de lajes admitidas como vigas internas obedeceu ao que recomendam os métodos simplificados para lajes planas. Os critérios aqui utilizados repetem os do capítulo 5. As vigas de borda tiveram seção adotada em função da capacidade

resistente às ações verticais. Neste caso, as dimensões adotadas foram as menores possíveis: seção 20 x 50. Não se considerou a colaboração de mesa de compressão nos locais de momento negativo.

Uma visualização da estrutura é mostrada na Figura 6.4.

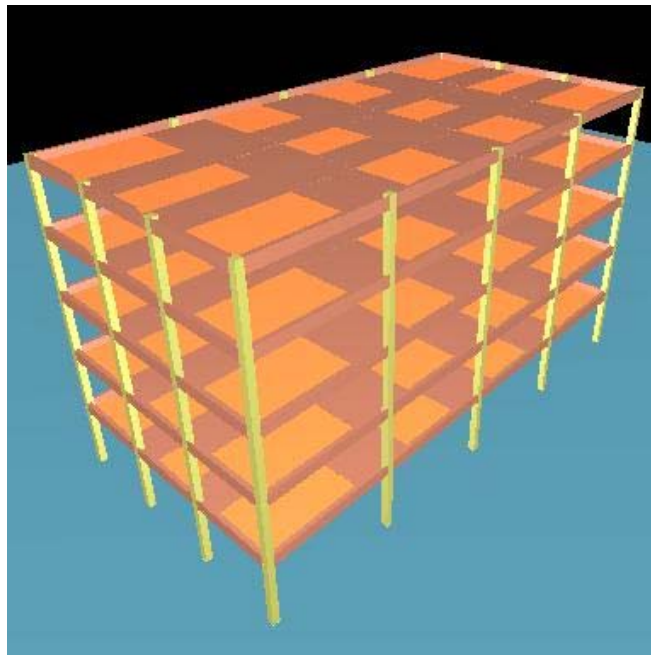


Figura 6.4. Visualização espacial do edifício tipo A, com cinco pavimentos

6.3.2 Definição da geometria dos elementos estruturais dos pórticos

Os pórticos definidos para a verificação de estabilidade dos oito edifícios seguem o relacionado no capítulo anterior, com a diferença das vigas inseridas nas bordas. Cabe alertar que permanece, também, a observação quando a inadequação das dimensões de pilares para os edifícios mais altos, uma vez que já em função dos valores de cargas verticais, os mesmos necessitariam de dimensões mais robustas. Permanecem com a mesma seção em função de privilegiar a permanência de parâmetros constantes para as comparações.

As larguras das faixas de lajes, admitidas vigas internas de pequena altura, foram as mesmas adotadas nos modelos do capítulo anterior, em função dos critérios apontados para o processo elástico aproximado descrito na NBR6118:20003, seção 14.7.8, ilustrado na Figura 5.5.

As seções de vigas são as que aparecem na Tabela 6.2. As informações das colunas centrais, informam a composição de b_w das faixas de lajes admitidas como vigas (faixas centrais).

Tabela 6.2. Dimensões das vigas dos pavimentos

EDIFÍCIO TIPO A

| VIGAS | EIXOS | bw (cm) | | | seção |
|----------|-------|---------|------|-------|--------|
| | | esq. | dir. | total | (cm) |
| V1 = V4 | A=D | - | - | 20 | 20x50 |
| V2 = V3 | B=C | 100 | 100 | 200 | 200x16 |
| V5=V9 | 1=5 | - | - | 20 | 20x50 |
| V6=V7=V8 | 2=3=4 | 150 | 150 | 300 | 300x16 |

EDIFÍCIO TIPO B

| VIGAS | EIXOS | bw (cm) | | | seção |
|----------|-------|---------|------|-------|--------|
| | | esq. | dir. | total | (cm) |
| V1 = V4 | A=D | - | - | 20 | 20x50 |
| V2 = V3 | B=C | 100 | 100 | 200 | 200x16 |
| V5=V9 | 1=5 | - | - | 20 | 20x50 |
| V6=V7=V8 | 2=3=4 | 100 | 100 | 200 | 200x16 |

6.3.3 Formas

As plantas dos edifícios tipo A e B com o uso das vigas de borda são visualizadas nos desenhos e formas mostrados nas Figuras 6.5 e 6.6. Um detalhe típico da borda, em elevação, é mostrado na Figura 6.7.

Os carregamentos foram lançados com a preocupação de manter equivalência com os dados do capítulo anterior, para validade da comparação.

Uma perspectiva de pavimentos, mostrando as vigas invertidas é apresentada na Figura 6.8. Corresponde a uma representação de três pavimentos de um edifício tipo A.

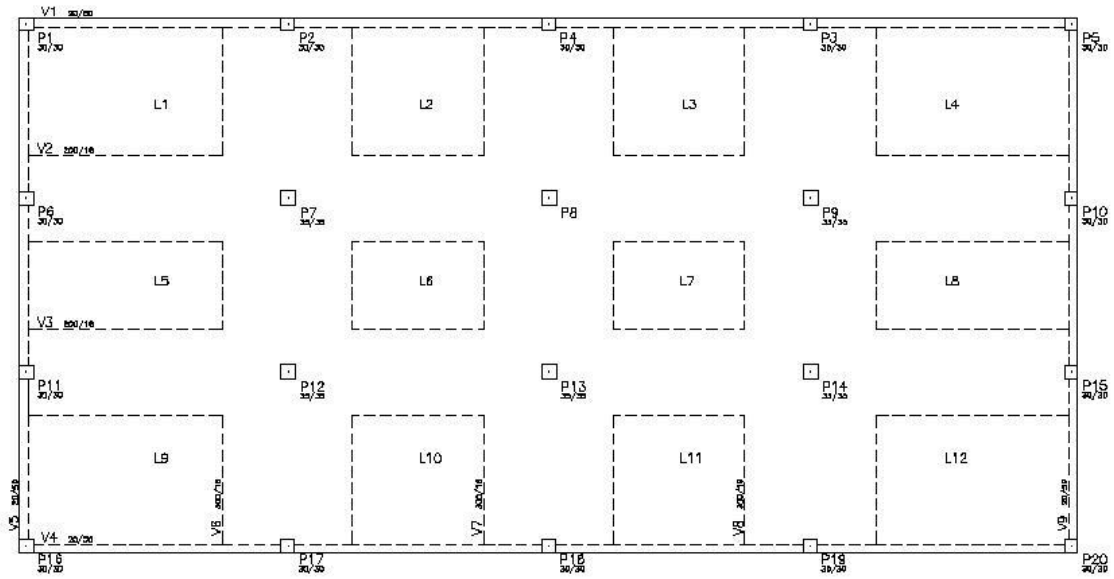


Figura 6.5. Formas do Pavimento Tipo para edifício tipo A

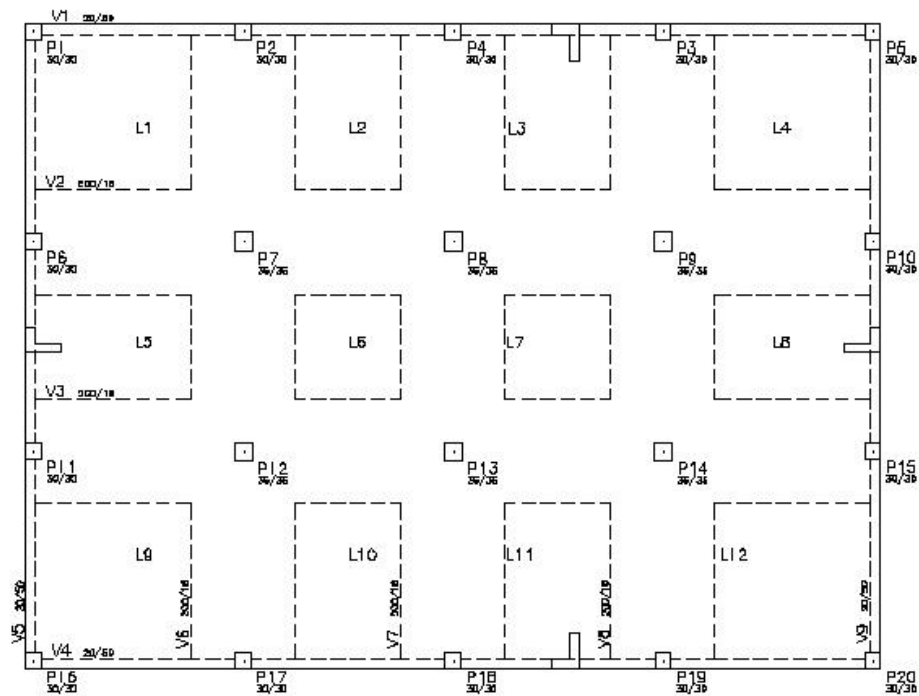
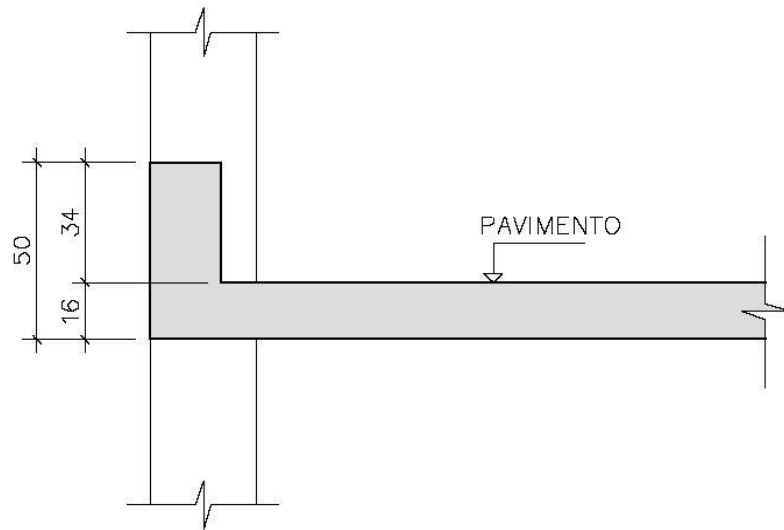


Figura 6.6. Formas do Pavimento Tipo para edifício tipo B



dimensões em cm

Figura 6.7. Detalhe típico, em elevação, das vigas invertidas nas bordas do pavimento

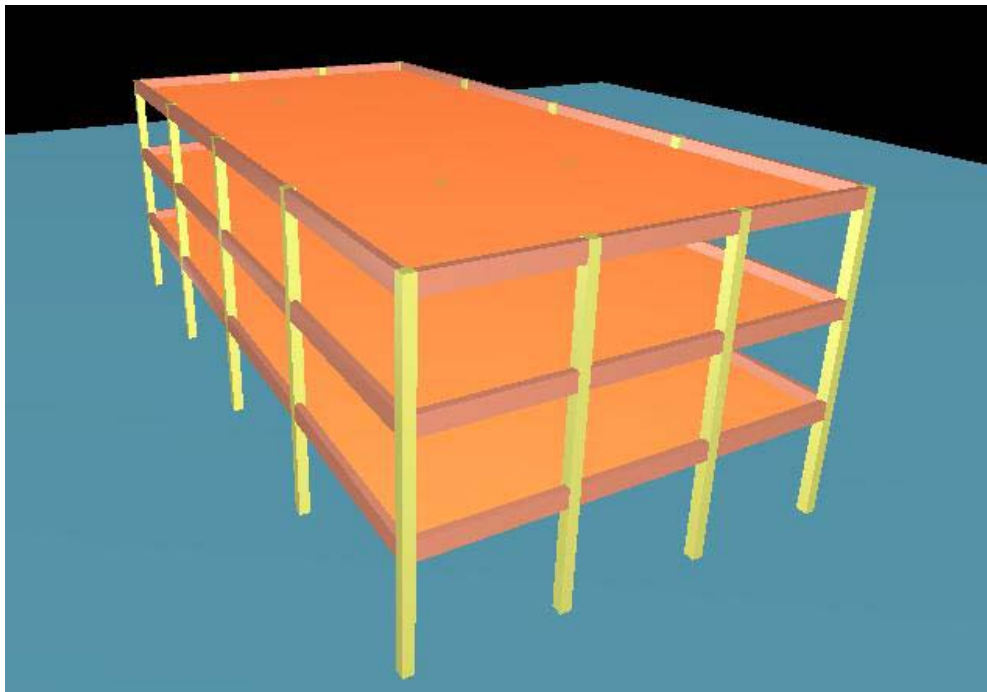


Figura 6.8. Perspectiva: pavimentos de estrutura do edifício tipo A

6.4 Resultados

Os resultados obtidos com o processamento dos oito modelos estruturais de edifícios com pavimentos em lajes planas, com uso de vigas de borda são apresentados e comparados com os resultados obtidos anteriormente, com o uso dos mesmos pavimentos com lajes planas em bordo livre. As comparações de resultados, mantendo a estruturação do capítulo 5, são realizadas com parâmetros de avaliação de instabilidade global, e com os valores avaliados de deformações em serviço.

6.4.1 Parâmetro de instabilidade α e coeficiente γ_z .

A figura 6.9 (γ_z e α) é composta por trechos de listagem, onde se informam os resultados de parâmetro de instabilidade α e coeficiente γ_z para cada um dos oito modelos. Estes valores são tabelados, juntamente com os dos edifícios similares sem vigas de borda (Tabela 6.3).

Os casos de carregamento e combinações são os mesmos utilizados no processamento do capítulo anterior, sendo cinco casos de carregamento.

Tabela 6.3. Resultados: valores de parâmetros de instabilidade α

| PAVIMENTOS EM BORDA LIVRE | | | PAVIMENTOS COM VIGAS INVERTIDAS | | |
|---------------------------|-------------|-------------|---------------------------------|-------------|-------------|
| EDIFÍCIO | CASOS 5 e 6 | CASOS 7 e 8 | EDIFÍCIO | CASOS 5 e 6 | CASOS 7 e 8 |
| EXEMP1A_4P | 0,51 | 0,63 | E1VA_04P | 0,47 | 0,52 |
| EXEMP1A_5P | 0,59 | 0,74 | E1VA_05P | 0,54 | 0,60 |
| EXEMP1A_7P | 0,73 | 0,93 | E1VA_07P | 0,66 | 0,74 |
| EXEMP1A_10P | 0,90 | 1,16 | E1VA_10P | 0,82 | 0,92 |
| EXEMP1B_4P | 0,46 | 0,46 | E1VB_04P | 0,41 | 0,40 |
| EXEMP1B_5P | 0,54 | 0,54 | E1VB_05P | 0,48 | 0,46 |
| EXEMP1B_7P | 0,67 | 0,67 | E1VB_07P | 0,59 | 0,57 |
| EXEMP1B_10P | 0,83 | 0,83 | E1VB_10P | 0,73 | 0,70 |

| T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 15:15:38 | | | | | | | | | | |
|---|------|--------|------|------|-------|------|-------|------|-----|--|
| C:\TQS_UFSCAR\E1VA_04P\ESPACIAL | | | | | | | | | | |
| Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento | | | | | | | | | | |
| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | GamaZ | Alfa | Obs | |
| 5 | 90. | 1016.8 | 10.9 | 45.5 | 288.0 | 23.2 | 1.050 | .467 | | |
| 6 | 270. | 1016.8 | 10.9 | 45.5 | 288.0 | 23.2 | 1.050 | .467 | | |
| 7 | 0. | 1016.8 | 4.8 | 16.8 | 106.1 | 23.2 | 1.062 | .519 | | |
| 8 | 180. | 1016.8 | 4.8 | 16.8 | 106.1 | 23.2 | 1.062 | .519 | | |

| T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 15:06:19 | | | | | | | | | | |
|---|------|--------|------|------|-------|------|-------|------|-----|--|
| C:\TQS_UFSCAR\E1VA_05P\ESPACIAL | | | | | | | | | | |
| Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento | | | | | | | | | | |
| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | GamaZ | Alfa | Obs | |
| 5 | 90. | 1287.8 | 22.5 | 58.3 | 451.0 | 35.3 | 1.068 | .539 | | |
| 6 | 270. | 1287.8 | 22.5 | 58.3 | 451.0 | 35.3 | 1.068 | .539 | | |
| 7 | 0. | 1287.8 | 10.1 | 21.5 | 166.1 | 35.3 | 1.084 | .602 | B | |
| 8 | 180. | 1287.8 | 10.1 | 21.5 | 166.1 | 35.3 | 1.084 | .602 | B | |

| T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 15:08:12 | | | | | | | | | | |
|---|------|--------|------|------|-------|------|-------|------|-----|--|
| C:\TQS_UFSCAR\E1VA_07P\ESPACIAL | | | | | | | | | | |
| Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento | | | | | | | | | | |
| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | GamaZ | Alfa | Obs | |
| 5 | 90. | 1829.9 | 67.2 | 84.7 | 900.3 | 67.1 | 1.105 | .664 | B | |
| 6 | 270. | 1829.9 | 67.2 | 84.7 | 900.3 | 67.1 | 1.105 | .664 | B | |
| 7 | 0. | 1829.9 | 30.7 | 31.2 | 331.5 | 67.1 | 1.134 | .744 | B | |
| 8 | 180. | 1829.9 | 30.7 | 31.2 | 331.5 | 67.1 | 1.134 | .744 | B | |

| T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 11:02:29 | | | | | | | | | | |
|---|------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|------|-----|--|
| C:\TQS_UFSCAR\E1VA_10P\ESPACIAL | | | | | | | | | | |
| Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento | | | | | | | | | | |
| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | GamaZ | Alfa | Obs | |
| 5 | 90. | 2643.0 | 214.3 | 126.1 | 1895.6 | 133.9 | 1.168 | .821 | B | |
| 6 | 270. | 2643.0 | 214.3 | 126.1 | 1895.6 | 133.9 | 1.168 | .821 | B | |
| 7 | 0. | 2643.0 | 98.6 | 46.4 | 697.6 | 133.9 | 1.219 | .919 | B | |
| 8 | 180. | 2643.0 | 98.6 | 46.4 | 697.6 | 133.9 | 1.219 | .919 | B | |

| T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 15:17:03 | | | | | | | | | | |
|---|------|-------|-----|------|-------|------|-------|------|-----|--|
| C:\TQS_UFSCAR\E1VB_04P\ESPACIAL | | | | | | | | | | |
| Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento | | | | | | | | | | |
| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | GamaZ | Alfa | Obs | |
| 5 | 90. | 710.4 | 5.5 | 29.8 | 188.5 | 16.2 | 1.038 | .412 | | |
| 6 | 270. | 710.4 | 5.5 | 29.8 | 188.5 | 16.2 | 1.038 | .412 | | |
| 7 | 0. | 710.4 | 3.5 | 19.8 | 125.3 | 16.2 | 1.036 | .401 | | |
| 8 | 180. | 710.4 | 3.5 | 19.8 | 125.3 | 16.2 | 1.036 | .401 | | |

| T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 11:17:26 | | | | | | | | | | |
|---|------|-------|------|------|-------|------|-------|------|-----|--|
| C:\TQS_UFSCAR\E1VB_05P\ESPACIAL | | | | | | | | | | |
| Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento | | | | | | | | | | |
| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | GamaZ | Alfa | Obs | |
| 5 | 90. | 897.6 | 11.4 | 38.1 | 295.1 | 24.6 | 1.052 | .477 | | |
| 6 | 270. | 897.6 | 11.4 | 38.1 | 295.1 | 24.6 | 1.052 | .477 | | |
| 7 | 0. | 897.6 | 7.2 | 25.3 | 196.2 | 24.6 | 1.049 | .463 | | |
| 8 | 180. | 897.6 | 7.2 | 25.3 | 196.2 | 24.6 | 1.049 | .463 | | |

| T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 11:30:57 | | | | | | | | | | |
|---|------|--------|------|------|-------|------|-------|------|-----|--|
| C:\TQS_UFSCAR\E1VB_07P\ESPACIAL | | | | | | | | | | |
| Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento | | | | | | | | | | |
| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | GamaZ | Alfa | Obs | |
| 5 | 90. | 1272.0 | 34.3 | 55.4 | 589.1 | 46.7 | 1.080 | .588 | | |
| 6 | 270. | 1272.0 | 34.3 | 55.4 | 589.1 | 46.7 | 1.080 | .588 | | |
| 7 | 0. | 1272.0 | 21.4 | 36.8 | 391.7 | 46.7 | 1.075 | .569 | | |
| 8 | 180. | 1272.0 | 21.4 | 36.8 | 391.7 | 46.7 | 1.075 | .569 | | |

| T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 11:31:47 | | | | | | | | | | |
|---|------|--------|-------|------|--------|------|-------|------|-----|--|
| C:\TQS_UFSCAR\E1VB_10P\ESPACIAL | | | | | | | | | | |
| Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento | | | | | | | | | | |
| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | GamaZ | Alfa | Obs | |
| 5 | 90. | 1833.6 | 109.9 | 82.5 | 1240.0 | 93.0 | 1.127 | .728 | B | |
| 6 | 270. | 1833.6 | 109.9 | 82.5 | 1240.0 | 93.0 | 1.127 | .728 | B | |
| 7 | 0. | 1833.6 | 68.2 | 54.9 | 824.9 | 93.0 | 1.118 | .702 | B | |
| 8 | 180. | 1833.6 | 68.2 | 54.9 | 824.9 | 93.0 | 1.118 | .702 | B | |

Figura 6.9. Resultados γ_z e α para edifícios com vigas nas bordas

Observa-se a diminuição nos valores de α com a introdução das vigas nas bordas. Observando o limite $\alpha_1=0,5$ para consideração da estrutura como sendo de nós indelocáveis, mesmo com o melhor desempenho, apenas 3 dos oito modelos se enquadram nesta situação: o edifício tipo A, com quatro pavimentos, e os edifícios tipo B com quatro e cinco pavimentos. Nos casos das estruturas mais altas, houve sensível redução nos valores, mas continuam sendo classificadas como estruturas de nós deslocáveis.

As representações gráficas dos valores aparecem nas Figuras 6.10 e 6.11 (edifício tipo A) e Figuras 6.12 e 6.13 (edifício tipo B), onde é possível comparar a diferença entre estruturas com e sem vigas de periferia.

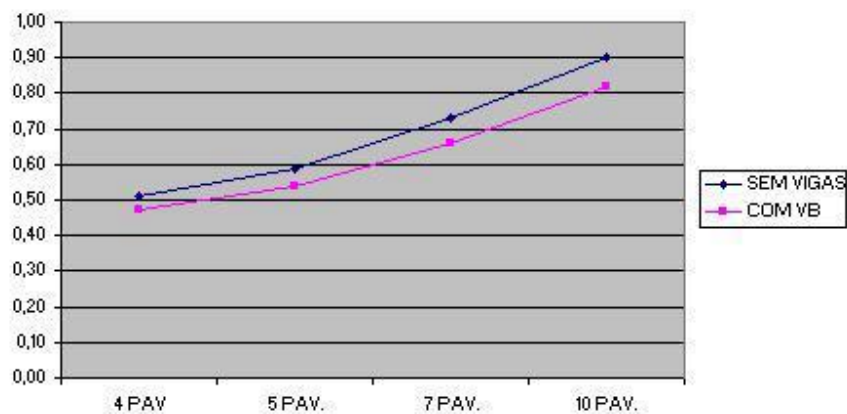


Figura 6.10. Valores: parâmetros de instabilidade α . Edifícios tipo A; casos 5 e 6

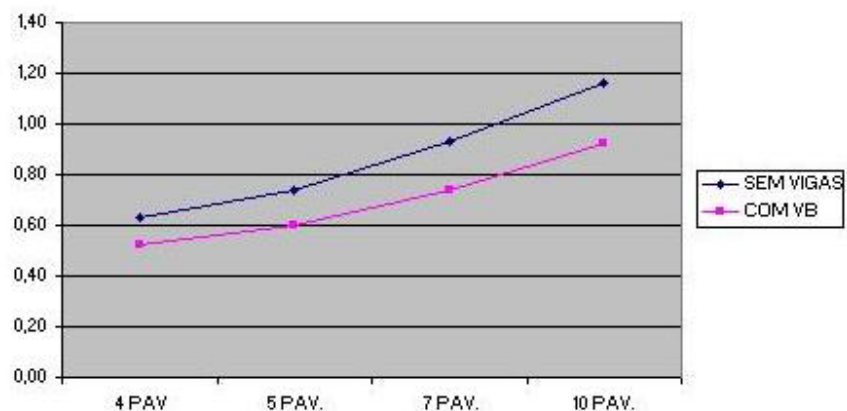


Figura 6.11. Valores: parâmetros de instabilidade α . Edifícios tipo A; casos 7 e 8

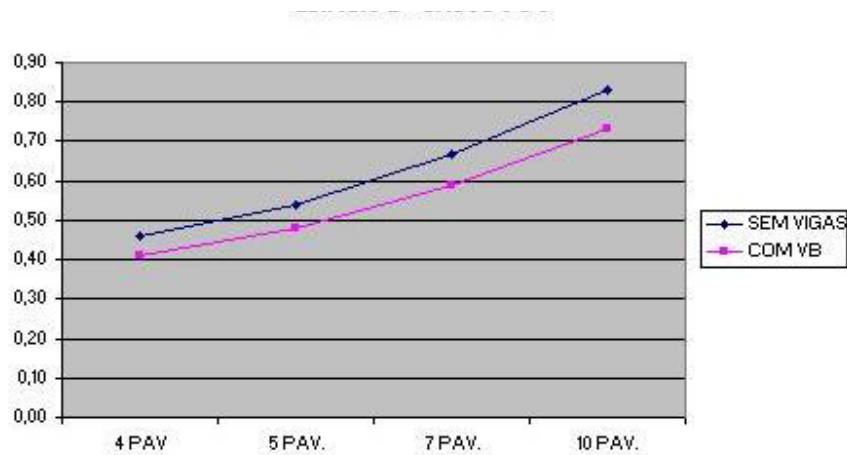


Figura 6.12. Valores: parâmetros de instabilidade α . Edifícios tipo B; casos 5 e 6

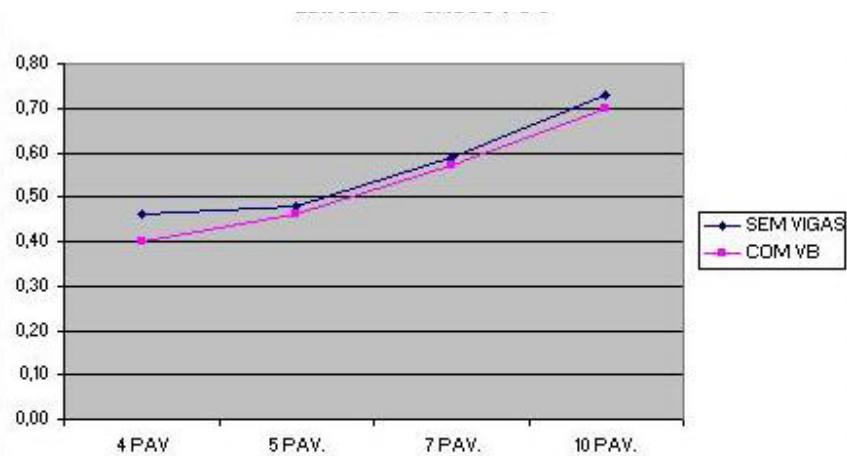


Figura 6.13. Valores: parâmetros de instabilidade α . Edifícios tipo B; casos 7 e 8

6.4.2 Resultados - coeficiente γ_z .

A comparação dos valores de γ_z podem ser visualizadas na tabela 6.4. Os valores para os edifícios com vigas na periferia situam-se no intervalo [1,05; 1,12], enquanto que para os edifícios sem vigas o intervalo é [1,06; 1,39]. Pelo critério da NBR6118:2003, as estruturas de nós deslocáveis (valores inferiores a 1,10) dentre os edifícios com vigas na periferia seriam:

- edifícios tipo A de quatro e cinco pavimentos;
- edifícios tipo B de quatro, cinco e sete pavimentos.

Tabela 6.4. Valores - coeficientes γ_z

| PAVIMENTOS EM BORDA LIVRE | | | PAVIMENTOS COM VIGAS DE PERIFERIA | | |
|---------------------------|-------------|-------------|-----------------------------------|-------------|-------------|
| EDIFÍCIO | CASOS 5 e 6 | CASOS 7 e 8 | EDIFÍCIO | CASOS 5 e 6 | CASOS 7 e 8 |
| EXEMP1A_4P | 1,06 | 1,09 | E1VA_04P | 1,05 | 1,06 |
| EXEMP1A_5P | 1,08 | 1,13 | E1VA_05P | 1,07 | 1,08 |
| EXEMP1A_7P | 1,13 | 1,22 | E1VA_07P | 1,11 | 1,13 |
| EXEMP1A_10P | 1,21 | 1,39 | E1VA_10P | 1,17 | 1,22 |
| EXEMP1B_4P | 1,05 | 1,05 | E1VB_04P | 1,04 | 1,04 |
| EXEMP1B_5P | 1,07 | 1,07 | E1VB_05P | 1,05 | 1,05 |
| EXEMP1B_7P | 1,11 | 1,10 | E1VB_07P | 1,08 | 1,08 |
| EXEMP1B_10P | 1,17 | 1,17 | E1VB_10P | 1,13 | 1,12 |

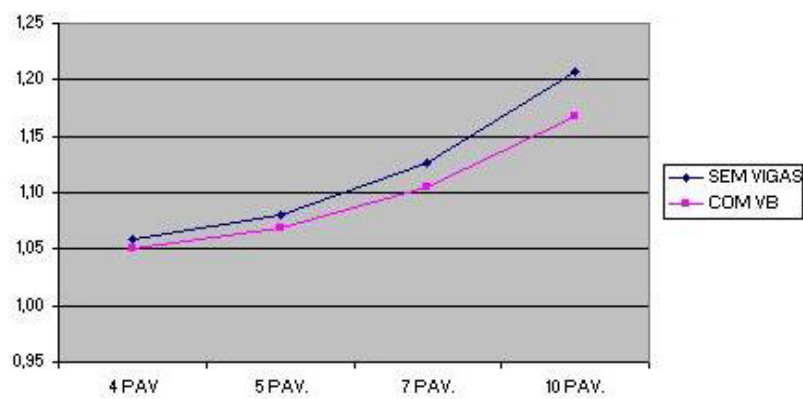


Figura 6.14. Valores para coeficientes γ_z . Edifícios tipo A; casos 5 e 6

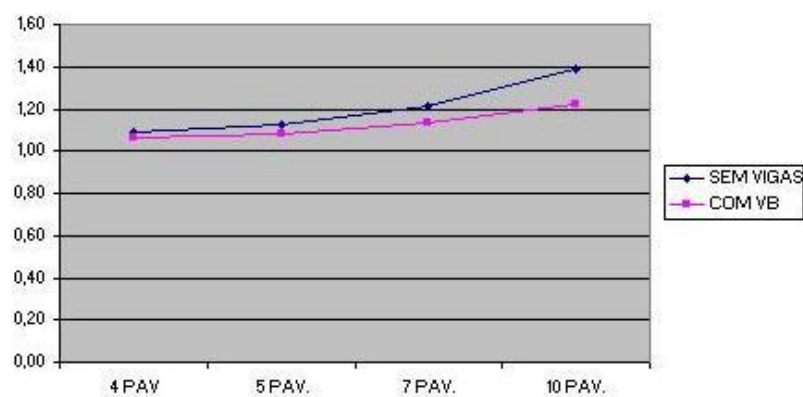


Figura 6.15. Valores para coeficientes γ_z . Edifícios tipo A; casos 7 e 8

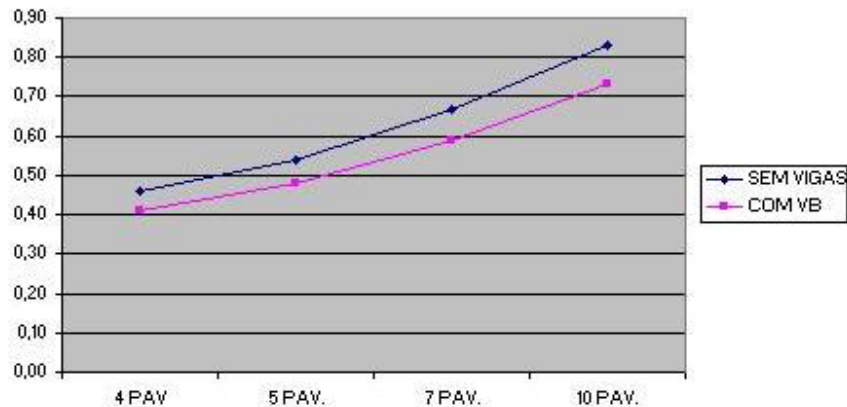


Figura 6.16. Valores para coeficientes γ_z . Edifícios tipo B; casos 5 e 6

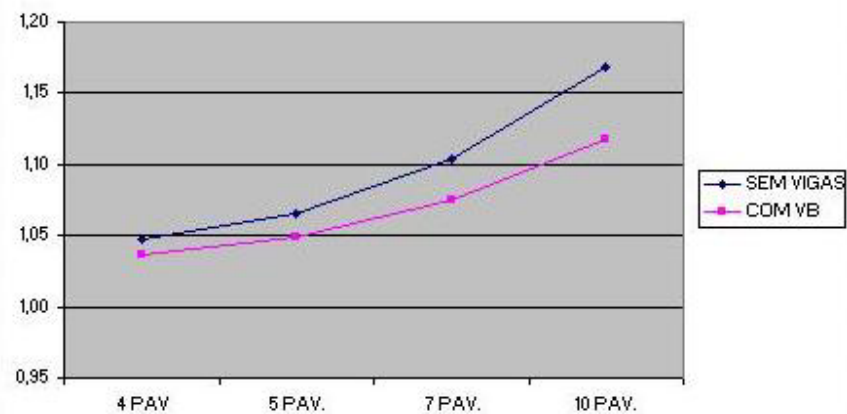


Figura 6.17. Valores para coeficientes γ_z . Edifícios tipo B; casos 7 e 8

A alteração de valores de γ_z é proporcionalmente maior para as estruturas mais altas. No entanto, permanecem casos em que α , com valor superior a 0,50, indica estruturas de nós móveis, enquanto que os valores de γ_z ficavam abaixo de 1,10, mostrando estrutura possível de tratamento com considerações conforme item 15.7.2 da NBR6118:2003. A representação gráfica, com a comparação indicando o desempenho pela presença de vigas, pode ser visualizada nas Figuras 6.14 a 6.17.

6.4.2 Resultados – deslocamentos máximos e deslocamentos máximos entre pisos.

A avaliação de deslocamentos obedeceu aos mesmos critérios e teve o mesmo tratamento dado a este item no capítulo anterior. De posse dos resultados de deformações horizontais, Figura 6.18, os valores de modelos com vigas na periferia são comparados.

| | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|------|--------|----------|-----------------------------------|------|-------|---------|----------|-----|
| T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 | | | | T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 | | | | | |
| 15:15:38 | | | | 15:08:12 | | | | | |
| C:\TQS_UFSCAR\E1VA_04P\ESPACIAL | | | | C:\TQS_UFSCAR\E1VA_07P\ESPACIAL | | | | | |
| Deslocamentos máximos | | | | Deslocamentos máximos | | | | | |
| ===== | | | | ===== | | | | | |
| Caso | | DeslH | Relat1 | Obs | Caso | DeslH | Relat1 | Obs | |
| 5 | | .32 | H/3530. | | 5 | 1.12 | H/1765. | | |
| 6 | | .32 | H/3530. | D | 6 | 1.12 | H/1765. | D | |
| 7 | | .14 | H/8119. | | 7 | .49 | H/4031. | | |
| 8 | | .14 | H/8119. | | 8 | .49 | H/4031. | | |
| Deslocamentos máximos entre pisos | | | | Deslocamentos máximos entre pisos | | | | | |
| ===== | | | | ===== | | | | | |
| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs | Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
| 5 | 2 | .11 | Hi/2579. | DE | 5 | 2 | .25 | Hi/1104. | DE |
| 6 | 2 | .11 | Hi/2579. | | 6 | 2 | .25 | Hi/1104. | |
| 7 | 2 | .05 | Hi/5865. | | 7 | 2 | .11 | Hi/2506. | |
| 8 | 2 | .05 | Hi/5865. | | 8 | 2 | .11 | Hi/2506. | |
| T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 | | | | T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 | | | | | |
| 15:06:19 | | | | 11:02:29 | | | | | |
| C:\TQS_UFSCAR\E1VA_05P\ESPACIAL | | | | C:\TQS_UFSCAR\E1VA_10P\ESPACIAL | | | | | |
| Deslocamentos máximos | | | | Deslocamentos máximos | | | | | |
| ===== | | | | ===== | | | | | |
| Caso | | DeslH | Relat1 | Obs | Caso | DeslH | Relat1 | Obs | |
| 5 | | .53 | H/2683. | | 5 | 2.51 | H/1125. | A D | |
| 6 | | .53 | H/2683. | D | 6 | 2.51 | H/1125. | A | |
| 7 | | .23 | H/6137. | | 7 | 1.09 | H/2591. | | |
| 8 | | .23 | H/6137. | | 8 | 1.09 | H/2591. | | |
| Deslocamentos máximos entre pisos | | | | Deslocamentos máximos entre pisos | | | | | |
| ===== | | | | ===== | | | | | |
| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs | Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
| 5 | 2 | .16 | Hi/1801. | DE | 5 | 2 | .41 | Hi/685. | CDE |
| 6 | 2 | .16 | Hi/1801. | | 6 | 2 | .41 | Hi/685. | C |
| 7 | 2 | .07 | Hi/4090. | | 7 | 2 | .18 | Hi/1557. | |
| 8 | 2 | .07 | Hi/4090. | | 8 | 2 | .18 | Hi/1557. | |
| T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 | | | | T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 | | | | | |
| 15:17:03 | | | | 11:30:57 | | | | | |
| C:\TQS_UFSCAR\E1VB_04P\ESPACIAL | | | | C:\TQS_UFSCAR\E1VB_07P\ESPACIAL | | | | | |
| Deslocamentos máximos | | | | Deslocamentos máximos | | | | | |
| ===== | | | | ===== | | | | | |
| Caso | | DeslH | Relat1 | Obs | Caso | DeslH | Relat1 | Obs | |
| 5 | | .23 | H/4967. | | 5 | .80 | H/2463. | | |
| 6 | | .23 | H/4967. | D | 6 | .80 | H/2463. | D | |
| 7 | | .15 | H/7732. | | 7 | .51 | H/3865. | | |
| 8 | | .15 | H/7732. | | 8 | .51 | H/3865. | | |
| Deslocamentos máximos entre pisos | | | | Deslocamentos máximos entre pisos | | | | | |
| ===== | | | | ===== | | | | | |
| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs | Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
| 5 | 2 | .08 | Hi/3609. | DE | 5 | 2 | .18 | Hi/1542. | DE |
| 6 | 2 | .08 | Hi/3609. | | 6 | 2 | .18 | Hi/1542. | |
| 7 | 2 | .05 | Hi/5625. | | 7 | 2 | .12 | Hi/2410. | |
| 8 | 2 | .05 | Hi/5625. | | 8 | 2 | .12 | Hi/2410. | |
| T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 | | | | T Q S CAD / Formas V11 28/07/07 | | | | | |
| 11:17:26 | | | | 11:31:47 | | | | | |
| C:\TQS_UFSCAR\E1VB_05P\ESPACIAL | | | | C:\TQS_UFSCAR\E1VB_10P\ESPACIAL | | | | | |
| Deslocamentos máximos | | | | Deslocamentos máximos | | | | | |
| ===== | | | | ===== | | | | | |
| Caso | | DeslH | Relat1 | Obs | Caso | DeslH | Relat1 | Obs | |
| 5 | | .38 | H/3760. | | 5 | 1.80 | H/1567. | A | |
| 6 | | .38 | H/3760. | D | 6 | 1.80 | H/1567. | A D | |
| 7 | | .24 | H/5872. | | 7 | 1.14 | H/2474. | | |
| 8 | | .24 | H/5872. | | 8 | 1.14 | H/2474. | | |
| Deslocamentos máximos entre pisos | | | | Deslocamentos máximos entre pisos | | | | | |
| ===== | | | | ===== | | | | | |
| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs | Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
| 5 | 2 | .11 | Hi/2518. | DE | 5 | 2 | .29 | Hi/956. | DE |
| 6 | 2 | .11 | Hi/2518. | | 6 | 2 | .29 | Hi/956. | |
| 7 | 2 | .07 | Hi/3930. | | 7 | 2 | .19 | Hi/1496. | |
| 8 | 2 | .07 | Hi/3930. | | 8 | 2 | .19 | Hi/1496. | |

Figura 6.18. Resultados de deslocamento e deslocamento relativo entre pisos.

A verificação em estado limite de serviço é realizada para a combinação frequente, com a consideração de $\gamma_{f2} = \psi_1 = 0,3$.

Os deslocamentos citados na figura apresentam os valores relativos. Tais valores devem respeitar os limites já citados ($h/1700$ para deslocamentos horizontais máximos e $h_i/850$ para deslocamentos horizontais máximos entre pavimentos).

Para facilidade de comparação, os valores estimados pelos processamentos estão mostrados na Tabela 6.5 (para valores de deslocamento total de cada edifício) e na Tabela 6.6 (para deslocamento horizontal máximo entre pavimentos). A comparação gráfica apresentada a seguir (Figuras 6.19 a 6.26) mostra a evolução ou ganho de desempenho com a introdução das vigas nas bordas. Os valores dos modelos são comparados.

Tabela 6.5. Valores de deslocamentos máximos, em cm

| DESLOCAMENTOS MÁXIMOS – CASOS 5 e 6 | | | | | |
|-------------------------------------|------------------------|----------------------------|-----------------------------------|------------------------|----------------------------|
| PAVIMENTOS EM BORDA LIVRE | | | PAVIMENTOS COM VIGAS DE PERIFERIA | | |
| EDIFÍCIO | desl _h (cm) | desl _h relativo | EDIFÍCIO | desl _h (cm) | desl _h relativo |
| EXEMP1A_4P | 0,34 | h/3334 | E1VA_04P | 0,32 | h/3530 |
| EXEMP1A_5P | 0,57 | h/2479 | E1VA_05P | 0,53 | h/2683 |
| EXEMP1A_7P | 1,25 | h/1582 | E1VA_07P | 1,12 | h/1765 |
| EXEMP1A_10P | 2,85 | h/989 | E1VA_10P | 2,51 | h/1125 |
| EXEMP1B_4P | 0,26 | h/4350 | E1VB_04P | 0,23 | h/4967 |
| EXEMP1B_5P | 0,44 | h/3208 | E1VB_05P | 0,38 | h/3609 |
| EXEMP1B_7P | 0,97 | h/2048 | E1VB_07P | 0,80 | h/2463 |
| EXEMP1B_10P | 2,19 | h/1287 | E1VB_10P | 1,180 | h/1567 |
| DESLOCAMENTOS MÁXIMOS – CASOS 7 e 8 | | | | | |
| PAVIMENTOS EM BORDA LIVRE | | | PAVIMENTOS COM VIGAS DE PERIFERIA | | |
| EDIFÍCIO | desl _h (cm) | desl _h relativo | EDIFÍCIO | desl _h (cm) | desl _h relativo |
| EXEMP1A_4P | 0,18 | h/6496 | E1VA_04P | 0,14 | h/8119 |
| EXEMP1A_5P | 0,30 | h/4478 | E1VA_05P | 0,23 | h/6137 |
| EXEMP1A_7P | 0,66 | h/3014 | E1VA_07P | 0,49 | h/4031 |
| EXEMP1A_10P | 1,51 | h/1873 | E1VA_10P | 1,09 | h/2591 |
| EXEMP1B_4P | 0,17 | h/6637 | E1VB_04P | 0,15 | h/4967 |
| EXEMP1B_5P | 0,29 | h/4849 | E1VB_05P | 0,24 | h/5872 |
| EXEMP1B_7P | 0,64 | h/3098 | E1VB_07P | 0,51 | h/4378 |
| EXEMP1B_10P | 1,48 | h/1900 | E1VB_10P | 1,14 | h/2786 |

Tabela 6.6. Valores de deslocamentos máximos entre pisos, em cm

| DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ENTRE PISOS – CASOS 5 e 6 | | | | | |
|---|------------------------|----------------------------|-----------------------------------|------------------------|----------------------------|
| PAVIMENTOS EM BORDA LIVRE | | | PAVIMENTOS COM VIGAS DE PERIFERIA | | |
| EDIFÍCIO | desl _h (cm) | desl _h relativo | EDIFÍCIO | desl _h (cm) | desl _h relativo |
| EXEMP1A_4P | 0,12 | hi/2418 | E1VA_04P | 0,11 | hi/2579 |
| EXEMP1A_5P | 0,17 | hi/1659 | E1VA_05P | 0,16 | hi/1801 |
| EXEMP1A_7P | 0,28 | hi/ 990 | E1VA_07P | 0,25 | hi/1104 |
| EXEMP1A_10P | 0,46 | hi/ 604 | E1VA_10P | 0,41 | hi/ 685 |
| EXEMP1B_4P | 0,09 | hi/3193 | E1VB_04P | 0,08 | hi/3609 |
| EXEMP1B_5P | 0,13 | hi/2146 | E1VB_05P | 0,11 | hi/2518 |
| EXEMP1B_7P | 0,22 | hi/1288 | E1VB_07P | 0,18 | hi/1542 |
| EXEMP1B_10P | 0,35 | hi/ 791 | E1VB_10P | 0,29 | hi/956 |
| DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ENTRE PISOS – CASOS 7 e 8 | | | | | |
| PAVIMENTOS EM BORDA LIVRE | | | PAVIMENTOS COM VIGAS DE PERIFERIA | | |
| EDIFÍCIO | desl _h (cm) | desl _h relativo | EDIFÍCIO | desl _h (cm) | desl _h relativo |
| EXEMP1A_4P | 0,06 | hi/4685 | E1VA_04P | 0,05 | hi/5865 |
| EXEMP1A_5P | 0,09 | hi/3210 | E1VA_05P | 0,07 | hi/4090 |
| EXEMP1A_7P | 0,15 | hi/1907 | E1VA_07P | 0,11 | hi/2506 |
| EXEMP1A_10P | 0,24 | hi/1152 | E1VA_10P | 0,18 | hi/1557 |
| EXEMP1B_4P | 0,06 | hi/4787 | E1VB_04P | 0,05 | hi/5625 |
| EXEMP1B_5P | 0,09 | hi/3239 | E1VB_05P | 0,07 | hi/3930 |
| EXEMP1B_7P | 0,14 | hi/1941 | E1VB_07P | 0,12 | hi/2410 |
| EXEMP1B_10P | 0,24 | hi/1159 | E1VB_10P | 0,19 | hi/1496 |

Os valores destacados indicam os casos em que os resultaram superiores aos permitidos. Com a presença das vigas, apenas os edifícios de 10 pavimentos superaram o limite estabelecido.

Os dados ora apresentados terão comentários no capítulo 7, quando se apresentam as conclusões.

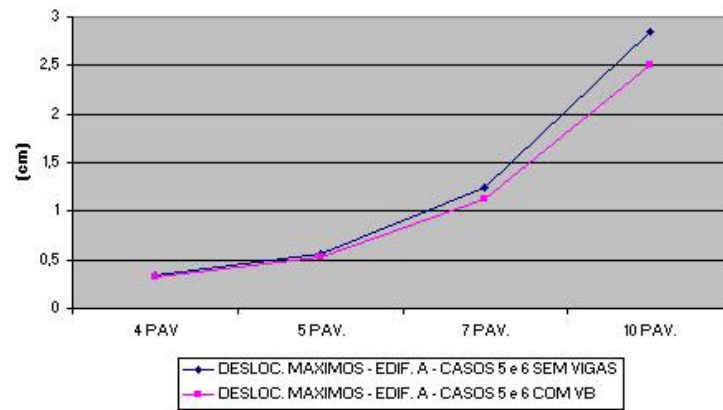


Figura 6.19. Comparativos de deslocamentos horizontais. Edifícios tipo A; casos 5 e 6

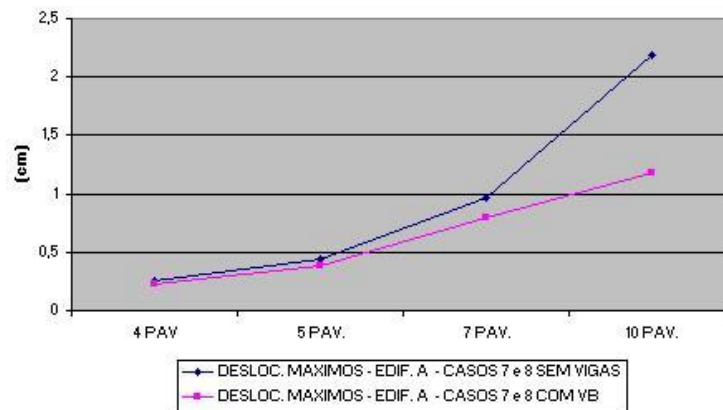


Figura 6.20. Comparativos de deslocamentos horizontais. Edifícios tipo A; casos 7 e 8

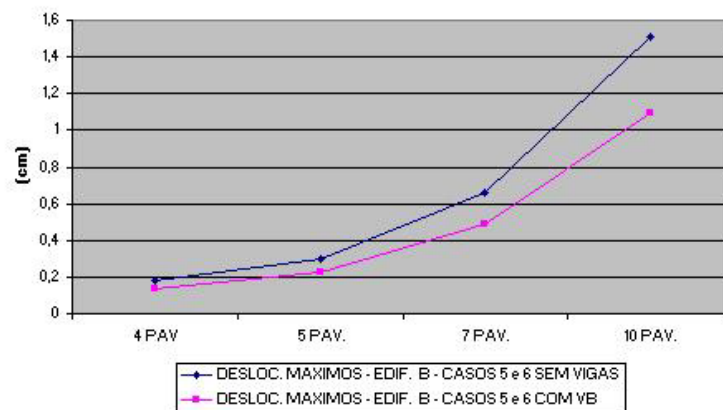


Figura 6.21. Comparativos de deslocamentos horizontais. Edifícios tipo B; casos 5 e 6

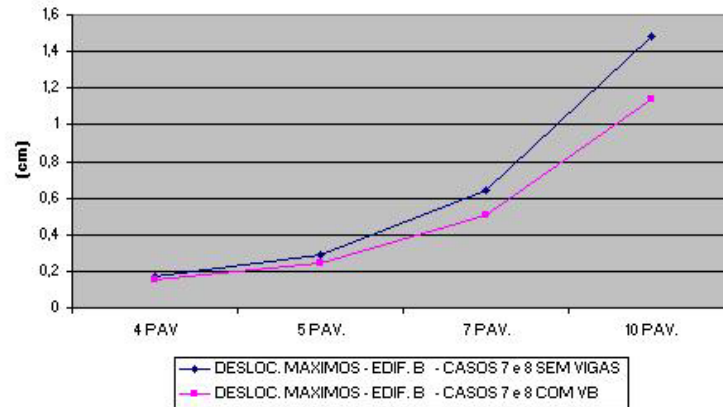


Figura 6.22. Comparativos de deslocamentos horizontais. Edifícios tipo B; casos 7 e 8

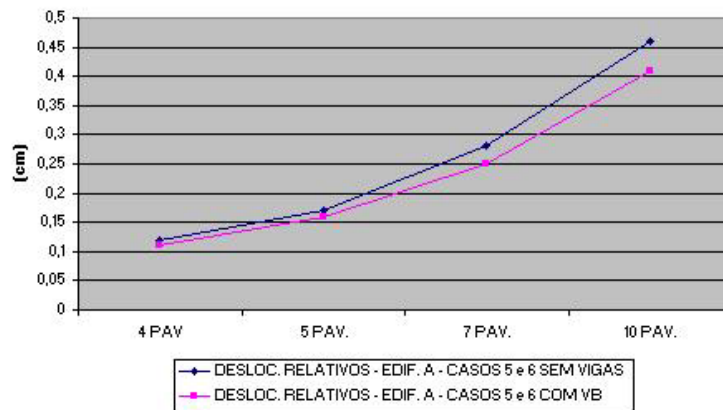


Figura 6.23. Comparativos de deslocamentos horizontais entre pisos Edifícios tipo A; casos 5 e 6

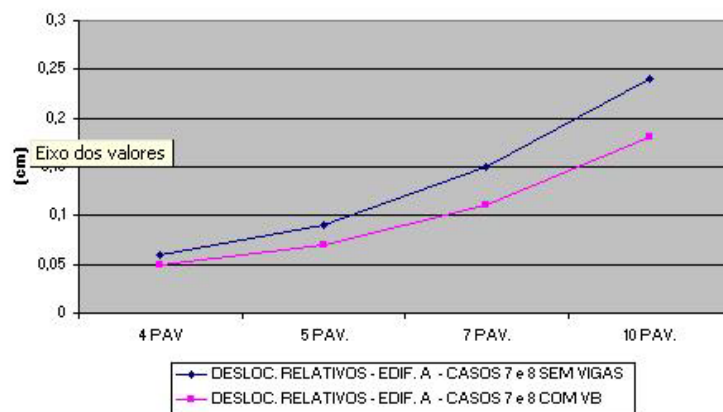


Figura 6.24. . Comparativos de deslocamentos horizontais entre pisos Edifícios tipo A; casos 7 e 8

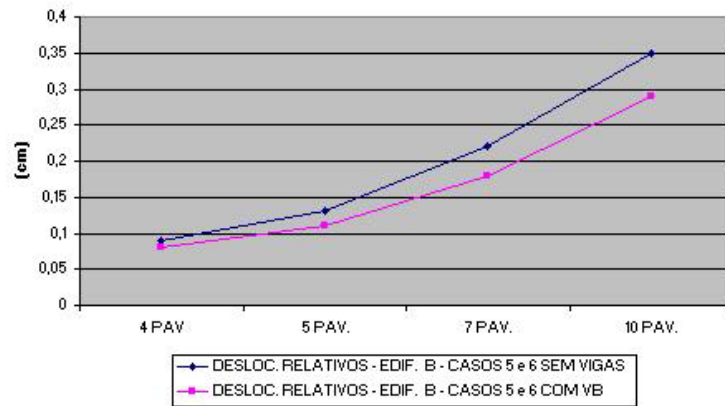


Figura 6.25. Comparativos de deslocamentos horizontais entre pisos Edifícios tipo B; casos 5 e 6

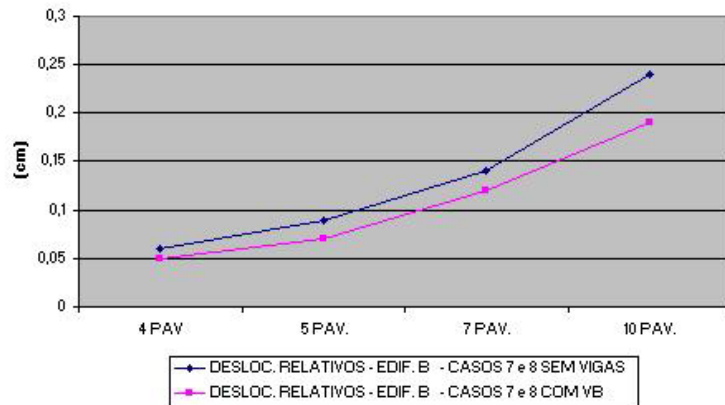


Figura 6.26. Comparativos de deslocamentos horizontais entre pisos Edifícios tipo B; casos 7 e 8

Capítulo

7

CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões sobre os objetivos principais e secundários apontados no capítulo 1. Avalia-se a contribuição dada ao tema, e apontam-se possíveis desdobramentos para futuros trabalhos.

7.1 Conclusões em relação ao objetivo principal do trabalho

7.1.1 Considerações iniciais

Existe uma dificuldade em se encontrar, em trabalho como o aqui proposto, estruturas que possuam as características:

- ser representativa em relação aos tipos efetivamente construídos;
- refletir o comportamento das estruturas usuais;
- apresentar simplicidade para o entendimento do comportamento e dos resultados.

Em qualquer escolha, em algum grau perdem-se vantagens das características pretendidas.

No presente caso, a escolha do modelo se fez com base em dimensões mínimas, regularidade na distribuição dos pilares, uso de modelo já estudado para os outros comportamentos e desempenhos usuais, e possibilidade de utilização, ainda que com alguma precariedade, de elementos estruturais com dimensões constantes. Existiu a preocupação em adotar variáveis de forma a permitir a obtenção de subsídios para orientar o uso de estruturas sem vigas em obras de edifícios de múltiplos pavimentos,

tornando a obra economicamente viável, e tirando proveito de todas as vantagens que o pavimento constituído por lajes sem vigas apresenta.

Com a atenção voltada exclusivamente para o desempenho da estrutura quanto à estabilidade, não houve a preocupação de avaliar o desempenho da estrutura as ações verticais e dos elementos estruturais às diversas solicitações que ocorrem durante a vida útil da obra. O desempenho dos pavimentos que fizeram parte dos diversos modelos utilizados no presente trabalho teve avaliação em trabalho de Figueiredo Filho (1989). O funcionamento de lajes sem vigas e o desempenho destas quanto à flexão, punção e deformação são objeto de estudos freqüentes.

7.1.2 Classificação para dispensa de consideração dos esforços globais de segunda ordem. Considerações.

Ao tratar da dispensa de consideração dos esforços globais de segunda ordem, a NBR6118:2003, em se item 15.5, apresenta dois processos aproximados. Por meio de tais processos, é possível classificar a estrutura como sendo de nós fixos, não sendo necessário cálculo rigoroso. Estes processos foram utilizados no cap. 5. Os valores α e γ_z - resultantes do tratamento das estruturas foram agrupados na tabela 7.1.

Tabela 7.1. –Comparação: Parâmetros α e coeficientes γ_z

| EDIFÍCIO | CASOS 5 e 6 | | CASOS 7 e 8 | |
|-------------|-------------|------------|-------------|------------|
| | α | γ_z | α | γ_z |
| EXEMP1A_4P | 0,51 | 1,06 | 0,63 | 1,09 |
| EXEMP1A_5P | 0,59 | 1,08 | 0,74 | 1,13 |
| EXEMP1A_7P | 0,73 | 1,13 | 0,93 | 1,22 |
| EXEMP1A_10P | 0,90 | 1,21 | 1,16 | 1,39 |
| EXEMP1B_4P | 0,46 | 1,05 | 0,46 | 1,05 |
| EXEMP1B_5P | 0,54 | 1,07 | 0,54 | 1,07 |
| EXEMP1B_7P | 0,67 | 1,11 | 0,67 | 1,10 |
| EXEMP1B_10P | 0,83 | 1,17 | 0,83 | 1,17 |

Os limites para tal classificação da estrutura, quando se utiliza o parâmetro α são apresentados nos itens 15.5.2. No caso das estruturas tratadas no presente trabalho, em que as faixas de lajes foram tratadas como vigas chatas compondo pórticos, o limite para a estrutura ser considerada de nós fixos é $\alpha_1 \leq 0,5$.

Por outro lado, quando o processo para classificação é o que utiliza o coeficiente γ_z , o limite é apresentado no item 5.5.3 da NBR6118:2003. O coeficiente deve ter valor inferior a 1,1.

Apenas o caso do edifício B, com 4 pavimentos, obedeceu aos dois critérios, podendo ser classificado nas duas direções como estrutura de nós rígidos. Nota-se claramente a diferença entre resultado apontado pelos dois métodos, ao confrontar os números da Tabela 7.1. As estruturas indicadas como de nós fixos pelos parâmetros α tem o equivalente em $\gamma_z = 1,05$ (EXEMP1B_4P) ou $\gamma_z = 1,06$ (EXEMP1A_4P- casos 5 e 6), sendo este último próximo do limite ($\alpha = 0,51$). Por outro lado, temos as situações em que o valor de γ_z indica a classificação da estrutura como de nós rígidos, quando o valor de α encontra-se muito acima do limite. O melhor exemplo deste caso é o edifício B, com sete pavimentos, casos 7 e 8.

Isso mostra claramente que os parâmetros apóiam-se em premissas diferentes.

Correa (1995) *apud* Vasconcelos e França (1997) sugere a seguinte expressão para correlacionar γ_z e α :

$$\gamma_z = 1,10 - 0,33 \cdot \alpha + 0,50 \cdot \alpha^2$$

Verificando a adequação dos valores encontrados com o previsto pela expressão acima (tabela 7.2), observa-se o atendimento a ela. Assim, os valores encontrados nos processamentos realizados no capítulo 5, e a diferença de resultados na classificação da estrutura são esperados.

Os valores encontrados, revelaram que, apesar da previsível flexibilidade da estrutura composta por pórticos com elementos horizontais de baixa rigidez, a situação é admissível dentro de determinados parâmetros. Para edifícios baixos, com quatro ou cinco pavimentos, a estrutura é viável, dispensando contraventamento de elementos rígidos. Isso viabiliza a utilização desse tipo de laje em edifícios populares, onde atualmente não existe o emprego de elevadores. A combinação desse tipo de estrutura com fechamentos em alvenaria modulada, ou com uso de alvenarias em painéis de gesso acartonado pode ser economicamente interessante.

Tabela 7.2. Comparação: Parâmetros α e coeficientes γ_z

| EDIFÍCIO | CASOS 5 e 6 | | | |
|-------------|-------------|--------------|------------------------|-----------|
| | α | γ_z . | γ_z correlação. | diferença |
| EXEMP1A_4P | 0,51 | 1,06 | 1,06 | -0,20% |
| EXEMP1A_5P | 0,59 | 1,08 | 1,08 | 0,14% |
| EXEMP1A_7P | 0,73 | 1,13 | 1,12 | 0,30% |
| EXEMP1A_10P | 0,90 | 1,21 | 1,21 | -0,10% |
| EXEMP1B_4P | 0,46 | 1,05 | 1,05 | -0,64% |
| EXEMP1B_5P | 0,54 | 1,07 | 1,07 | -0,26% |
| EXEMP1B_7P | 0,67 | 1,11 | 1,10 | 0,16% |
| EXEMP1B_10P | 0,83 | 1,17 | 1,17 | -0,11% |
| EDIFÍCIO | CASOS 7 e 8 | | | |
| | α | γ_z . | γ_z correlação. | diferença |
| EXEMP1A_4P | 0,63 | 1,09 | 1,09 | -0,19% |
| EXEMP1A_5P | 0,74 | 1,13 | 1,13 | -0,34% |
| EXEMP1A_7P | 0,93 | 1,22 | 1,22 | -0,80% |
| EXEMP1A_10P | 1,16 | 1,39 | 1,39 | -0,10% |
| EXEMP1B_4P | 0,46 | 1,05 | 1,05 | -0,73% |
| EXEMP1B_5P | 0,54 | 1,07 | 1,07 | -0,22% |
| EXEMP1B_7P | 0,67 | 1,10 | 1,10 | 0,13% |
| EXEMP1B_10P | 0,83 | 1,17 | 1,17 | -0,11% |

No caso dos edifícios de maior altura, levando-se em consideração a indicação apontada por γ_z , os parâmetros mostram-se dentro de faixas possíveis de dimensionamento, com uso de solução aproximada para determinação dos esforços de segunda ordem, como previsto no item 15.7.2 da NBR6118:2003. Valores acima de 1,1, e abaixo de 1,3, permitem que o dimensionamento se realize com a majoração das ações horizontais de um valor $0,95 \gamma_z$.

Os caso que merecem maior cuidado são aqueles onde se trabalha com pilares mais afastados. Os vãos de 6,00 m, para tal espessura de laje, resultam em estruturas mais flexíveis, merecendo maiores cuidados.

7.1.3 Análise considerando os efeitos de segunda ordem com P- Δ

Deixa de ter sentido o uso dos processos aproximados para verificação da dispensa de consideração dos esforços globais de segunda ordem quando é possível contar com um meio de considerar tais esforços. A utilização do processo P- Δ tem muitas vantagens sobre os processos aproximados. No caso de estruturas como as

propostas neste trabalho, em que as seções dos pilares variam pouco, deixa de ter sentido a preocupação de classificar a estrutura como de nós móveis ou fixas, ou classificar partes da estrutura como contraventadas ou de contraventamento.

A dificuldade na aplicação do processo P- Δ resulta do fato de demandar grande esforço computacional. O processo apresenta resultados mais refinados quando existe a possibilidade de considerar de maneira mais precisa a não linearidade física, avaliando e corrigindo as rigidezes a cada passo. Conhecendo-se a armadura de cada seção, a avaliação de rigidez pode ser realizada de forma mais precisa. À medida que os métodos e capacidades computacionais ficam acessíveis, é maior a possibilidade de aplicação deste método de forma precisa.

A consideração da estrutura espacial, tridimensional, com a consideração de todos os elementos – verticais e horizontais - participando do modelo, com a realização de uma análise global de segunda ordem, determinando os deslocamentos e esforços solicitantes finais, parece ser uma maneira mais eficiente de equacionar a estabilidade global da estrutura.

7.1.4 Uso de vigas na periferia

A utilização de vigas na periferia resultou em melhora significativa no desempenho de todas as estruturas comparadas no capítulo 6. Todos os parâmetros avaliados deformações, parâmetro de instabilidade α e coeficiente γ_z – apresentaram indicativos de melhor desempenho com a presença das vigas invertidas nas bordas. Considerando que a introdução deste elemento não apresenta impacto negativo para a obra no tocante a seu aspecto arquitetônico, nem dificulta de forma significativa as etapas de construção e montagem de formas, armação e concretagem, sua utilização se justifica. Aliado a tais vantagens, existe ainda a considerar:

- solução para a deformabilidade nas bordas livres;
- melhor detalhe de ligação entre pilares da periferia e lajes.

As seções utilizadas para as vigas de periferia nos modelos estudados poderiam ser otimizadas visando resultados ainda melhores para o desempenho as ações horizontais. No caso dos modelos com vãos entre pilares de 6,00 m, as seções de vigas funcionariam com mais eficiência utilizando maior inércia. No entanto, como

comparação com os dados relativos aos modelos com borda livre, o uso de seção 20/50 nos fornece importante indicativo.

Existem casos específicos em que a introdução de seção invertida na periferia pode influir na execução de atividades específicas durante a fase construtiva. Um exemplo é o caso de edifícios com uso de soluções em banheiros prontos. O uso deste recurso é possível, salvo casos especiais, quando existe a possibilidade de entrada da estrutura pronta por uma das laterais do pavimento. Neste local, pelo menos até o transporte das células até o pavimento indicado, é necessário que o piso esteja nivelado na borda.

7.1.5 Deslocamentos em serviço

Os valores de deslocamento máximo e deslocamento máximo entre pisos, em serviço, apresentam valores maiores que os admitidos, para os edifícios mais altos: casos de 7 e 10 pavimentos (pavimentos com bordas livres, conforme tabelas 5.11 e 5.12) ou edifício de 10 pavimentos (pavimentos com vigas de periferias, tabela 6.10). A indicação é coerente com a classificação das estruturas, como sendo de nós móveis, dada pelos processos simplificados. Valores de deslocamentos máximos entre pisos, também são extrapolados.

Com o uso de vigas de periferia, os valores são diminuídos, e apenas os edifícios de 10 pavimentos apresentam-se não conformes quanto aos deslocamentos máximos.

7.1.6 Considerações a respeito dos modelos utilizados e influência nos resultados

Não se pode esquecer do uso de pilares de forma bastante ineficiente, notadamente no caso dos edifícios de 10 pavimentos. As seções para tais casos deveriam ser aumentadas em razão da carga vertical. O aumento de seção, e principalmente a alteração da inércia, fazendo com que a mesma fosse utilizada privilegiando a direção onde os parâmetros se mostraram mais deficientes, modificariam os resultados de forma positiva.

A maneira de elaborar o modelo estrutural para o edifício considerando todos os elementos participando dos pórticos resistentes aos esforços laterais é uma tendência que deve se fixar entre os projetistas. No caso de estruturas como as utilizadas nos

modelos, onde os pilares possuem pequena diferença no valor de rigidez, a razão para tal consideração é ainda maior.

Os valores considerados pra esforços de vento são os mais elevados para o território nacional. Edifícios construídos em regiões sujeitas a menor incidência de vento terão desempenho melhor. Além disso, são comuns os casos em que é permitida a utilização de coeficientes de arrasto correspondentes a situação de vento em regime de alta turbulência. Em tais casos, existe inquestionável vantagem nas considerações de ações horizontais.

7.2 Em relação aos objetivos secundários do trabalho

Em estruturas mais altas de edifícios, com uso de lajes planas e pilares distribuídos com regularidade, pode-se afirmar apenas que a consideração dos pórticos não deve ser desprezada, e pode ser uma consideração positiva. Entretanto, os resultados de valores altos nos parâmetros que medem a instabilidade, aliados a já citada restrição na consideração dos pilares, não permitem conclusões mais efetivas quanto à utilização apenas dos pórticos.

Cabe lembrar que os casos tratados, por apresentarem simetria perfeita em relação aos dois eixos principais, resultam em estruturas com excelente desempenho, fugindo ao inconveniente de centro de aplicação da força horizontal resultante, em planta, fora do centro de torção do pavimento. O uso de elementos rígidos, como caixas de escada, normalmente resulta em estruturas com desempenho negativo quanto a esse aspecto.

O desempenho ao estado limite de serviços, quando se consideram apenas os valores numéricos, é um fato preocupante. Entretanto, o uso de pilares com dimensões reduzidas não permite conclusão definitiva.

À medida que as estruturas são mais altas, os diversos parâmetros envolvidos passam a ter influência diferentes, dificultando a extrapolação de resultados.

A repetição de modelos similares aos realizados, com consideração de diferentes parâmetros, pode ser útil no entendimento dos novos e dos casos presentes. Como alternativas de estudo, podem se considerar:

- Uso de diferentes valores de vãos, entre a faixa estudada (4,00 a 6,00 m);

- Pesquisa com números de pavimentos diferentes dos considerados;
- Variação na inércia dos pilares, nas duas direções;
- Variação das dimensões das vigas de borda.

Em relação ao resultado dos parâmetros apresentados pela NBR6118:2003, nota-se vantagem na utilização de coeficiente γ_z . Em apenas um caso, com valor acima de 1,30 não seria possível realizar a estimativa dos valores de segunda ordem pela majoração de valores. Considerando que em tal caso, os pilares estavam utilizados de maneira totalmente ineficiente, pode-se avaliar que, com pouca melhora na inércia dos elementos, seria grande a chance de se obter uma estrutura de desempenho adequado.

A evolução das ferramentas para análise estrutural aponta para o tratamento das estruturas como formadas por pórticos tridimensionais. A análise completa de tais estruturas, com segunda ordem, e consideração de não-linearidade de uma forma mais precisa, podem melhorar as respostas. E tornar mais competitiva a utilização de sistemas com pavimentos em lajes planas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Execução de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003 (NBR-14931/2003).

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

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003 (NBR-8681/2003).

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1988 (NBR-6120/1980).

ACI COMMITTEE 318 (2003). **Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-2002)**. American Concret Institute. Detroit 2002.

BECK, H. ; KÖNIG, G. **Haltekraft im skelettbau (Forças de confinamento em estruturas de esqueleto)**. Berlim, 1967. Traduzido para o português por A.C. Vasconcelos.

CARVALHO R. C.; **Análise não-linear de pavimentos de edifícios de concreto através da analogia de grelha.** Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, 1994.

CARVALHO R. C.; FIGUEIREDO FILHO J. R.. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR6118:2003.** EDUFSCar, São Carlos, 2004.

CAUDURO. E. L.; **Manual para a boa execução de estruturas protendidas usando cordoalhas de aço engraxadas e plastificadas.** 2005. 109 p.

CORRÊA, M. R. S. (1991). **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios.** Tese de Doutorado. EESC-USP. São Carlos, 1991. 331p.

FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Estudo experimental da ruína das ligações laje-pilar em casos característicos de cantos de lajes cogumelo.** Dissertação de Mestrado. EESC-USP. São Carlos, 1981. 122p.

FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Sistemas estruturais de lajes sem vigas: subsídios para o projeto e execução.** Tese de Doutorado. EESC-USP. São Carlos, dezembro de 1989.

FRANCO, M. **Alguns problemas relativos á ação do vento em edifícios de grande altura.** Tese de Doutorado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1967.

FRANCO, M. **Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado.** Publicação do Instituto de Engenharia. São Paulo, 1985.

FRANCO, M. **Instabilidade local e global dos edifícios altos de concreto armado.** Publicação do Instituto de Engenharia. São Paulo, 1995.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C **Avaliação prática dos efeitos de segunda ordem nos edifícios de concreto armado.** In Rio Colloquium on CEB-FIP Model Code 90, 1991.

- FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto armado**. Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1981.
- FUSCO, P. B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto armado**. Editora Pini, São Paulo, 1994.
- GUERRIN, A.; LAVAUUR, R. C. **Tratado de concreto armado**. Hemus. São Paulo.
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto**. Interciencia, Rio de Janeiro, 1978.
- MELLO, A. L. V.; **Calculo de lajes lisas protendidas com proteensão parcial e limitada**. Dissertação de Mestrado. UFSCar, São Carlos, 2005..
- MELO, F. A. P.; FONTE, A. O. C.; HOROWITZ, B. **Análise estrutural de lajes planas sob a ação de carregamento vertical, comparando modelos numéricos com experimentais**. In: XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, Punta Del Este, Uruguai, 2000. 15p.
- MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A.G.; CABRÉ, F. M. **Hormigón armado**. 13^a. Edição. Editorial Gustavo Gili, S.A. Barcelona, 2^a. tiragem. 1994.
- PINTO, R, S.; RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S.: **Utilização do parâmetro γ_z para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado**. Ibracon Structural Journal. 2005..
- PINTO, R, S. **Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado, 189p**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ROSENTHAL, I. **Experimental investigation of flat plate floors**. ACI journal,56, 153-60. 1959.
- SILVA, L.R ; GUIMARÃES, G.N. **Laje treliçada x laje cogumelo: uma análise de custo**. In: 42º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, Belo Horizonte MG, 2002.

SOUZA JR., E. **Análise da interação entre núcleos estruturais e lajes em edifícios altos**. Tese de Doutorado. EESC-USP. São Carlos, julho de 2001.

SYLVANY, T. T.; PINHEIRO, L. M. **Deslocamentos transversais em lajes-cogumelo**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2005. 120 p.

TQS INFORMÁTICA LTDA. **Sistemas CAD/TQS para windows, versão 11.9.9. Manuais**. São Paulo, 2004.

TRAUTWEIN. L. M.; MELO, G. S.; GOMES, R.B. **Lajes cogumelo de concreto armado com estribos inclinados ao puncionamento**. In: 43° CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, Foz do Iguaçu PR, 2001. 15p.

VASCONCELOS, A. C.; FRANÇA, R.L.S. **Um método simplificado e muito preciso para avaliação dos momentos de segunda ordem em edifícios altos usuais**. Artigo apresentado no FIP Symposium, Johannesburg, março de 1997.

VASCONCELOS, A.C. **Origem dos parâmetros de estabilidade α e γ_z** . Publicação do Instituto de Engenharia. São Paulo, 1997.

ANEXO 1

**LISTAGEM COMPLETA COM
RESULTADOS DE PARÂMETROS
DE ESTABILIDADE GLOBAL
EDIFÍCIO TIPO A
10 PAVIMENTOS**

 Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
 T Q S CAD / Formas V11 02/07/07 22:31:00
 C:\TQS_UFSCAR\E1A_10P\ESPACIAL

Projeto 1
 Pórtico 'EXEMP1A_10P'
 'PPG_UFSCAR'

Informações de cálculo
 =====

| | |
|--|------------|
| Caso de carga vertical | 1 |
| ==>> 'Todas permanentes e acidentais dos pavimentos' | |
| Caso vertical tem carga acidental reduzida | Não |
| Majorador de cargas verticais | 1.27 |
| Majorador de cargas horizontais | 1.27 |
| Coefficiente de não linearidade física | 1.00 |
| Módulo de elasticidade (CONCR)..... | 3067000.00 |
| Tipo de módulo de elasticidade usado | Tangente |
| Correção no GamaZ para transferência de esforços.. | .95 |
| 1/Ângulo de imperfeições geométricas globais | 300.00 |
| Considerar deslocamento horiz das cargas verticais | Sim |
| Valor de referência de GamaZ | 1.10 |
| Valor de referência de Alfa | .60 |
| Número mínimo de pisos no edifício p/aplicar GamaZ | 4 |
| Cota final | 28.20 |
| Cota inicial | .00 |

Casos de carregamento horizontal
 =====

| Caso | Prefixo | Título |
|------|---------|-----------|
| 5 | VENT1 | Vento (1) |
| 6 | VENT2 | Vento (2) |
| 7 | VENT3 | Vento (3) |
| 8 | VENT4 | Vento (4) |

Combinações de ELU para vigas e lajes
 =====

| Caso | Prefixo | Título |
|------|---------|---|
| 14 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1 |
| 15 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2 |
| 16 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3 |
| 17 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4 |
| 18 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1 |
| 19 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2 |
| 20 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3 |
| 21 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4 |
| 24 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1 |
| 25 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2 |
| 26 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3 |
| 27 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4 |
| 28 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1 |
| 29 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2 |
| 30 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3 |
| 31 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4 |

Combinções de ELU para pilares e fundações

| Caso | Prefixo | Título |
|------|---------|---|
| 14 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1 |
| 15 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2 |
| 16 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3 |
| 17 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4 |
| 18 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1 |
| 19 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2 |
| 20 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3 |
| 21 | | ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4 |
| 24 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1 |
| 25 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2 |
| 26 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3 |
| 27 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4 |
| 28 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1 |
| 29 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2 |
| 30 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3 |
| 31 | | ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4 |

Legenda para as tabelas de parâmetros de instabilidade

| Legenda | Valor |
|---------|--|
| Caso | Caso simples de vento ou combinação |
| Ang | Ângulo de vento (graus) |
| CTot | Somatória de cargas verticais (tf) |
| M2 | Momento de 2a ordem das cargas verticais (tfm) |
| CHor | Cargas horizontais (tf) |
| M1 | Momento de 1a ordem das cargas horizontais (tfm) |
| Mig | Momento de desaprumo por imperfeições globais (tfm) |
| GamaZ | Coefficiente de importância dos esforços de 2a ordem |
| MultH | Multiplicador de esforços horizontais derivado de GamaZ |
| Alfa | Parâmetro de instabilidade para estrutura reticulada simétrica |
| Obs | Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir. |
| RM2M1 | Relação $1+M2*Gamaf3/M1$ p/cálculo por P-Delta |

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | GamaZ | Alfa | Obs |
|------|------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|------|
| 5 | 90. | 2621.3 | 260.0 | 128.2 | 1927.0 | 132.9 | 1.207 | .900 | B |
| 6 | 270. | 2621.3 | 260.0 | 128.2 | 1927.0 | 132.9 | 1.207 | .900 | B |
| 7 | 0. | 2621.3 | 157.0 | 47.5 | 713.9 | 132.9 | 1.389 | 1.160 | AB E |
| 8 | 180. | 2621.3 | 157.0 | 47.5 | 713.9 | 132.9 | 1.389 | 1.160 | AB E |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | GamaZ | Alfa | Obs |
|------|------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|------|
| 14 | 90. | 2621.3 | 156.0 | 76.9 | 1156.2 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 15 | 270. | 2621.3 | 156.0 | 76.9 | 1156.2 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 16 | 0. | 2621.3 | 94.2 | 28.5 | 428.3 | 1.319 | 1.389 | 1.160 | AB E |
| 17 | 180. | 2621.3 | 94.2 | 28.5 | 428.3 | 1.319 | 1.388 | 1.159 | AB E |
| 18 | 90. | 2621.3 | 260.0 | 128.2 | 1927.0 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 19 | 270. | 2621.3 | 260.0 | 128.2 | 1927.0 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 20 | 0. | 2621.3 | 157.0 | 47.5 | 713.9 | 1.319 | 1.389 | 1.160 | AB E |
| 21 | 180. | 2621.3 | 156.9 | 47.5 | 713.9 | 1.319 | 1.388 | 1.159 | AB E |
| 24 | 90. | 2621.3 | 156.0 | 76.9 | 1156.2 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 25 | 270. | 2621.3 | 156.0 | 76.9 | 1156.2 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 26 | 0. | 2621.3 | 94.2 | 28.5 | 428.3 | 1.319 | 1.389 | 1.160 | AB E |
| 27 | 180. | 2621.3 | 94.1 | 28.5 | 428.3 | 1.319 | 1.388 | 1.159 | AB E |
| 28 | 90. | 2621.3 | 260.0 | 128.2 | 1927.0 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 29 | 270. | 2621.3 | 260.0 | 128.2 | 1927.0 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 30 | 0. | 2621.3 | 157.0 | 47.5 | 713.9 | 1.319 | 1.389 | 1.160 | AB E |
| 31 | 180. | 2621.3 | 156.9 | 47.5 | 713.9 | 1.319 | 1.388 | 1.159 | AB E |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | GamaZ | Alfa | Obs |
|------|------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|------|
| 14 | 90. | 2621.3 | 156.0 | 76.9 | 1156.2 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 15 | 270. | 2621.3 | 156.0 | 76.9 | 1156.2 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 16 | 0. | 2621.3 | 94.2 | 28.5 | 428.3 | 1.319 | 1.389 | 1.160 | AB E |
| 17 | 180. | 2621.3 | 94.2 | 28.5 | 428.3 | 1.319 | 1.388 | 1.159 | AB E |
| 18 | 90. | 2621.3 | 260.0 | 128.2 | 1927.0 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 19 | 270. | 2621.3 | 260.0 | 128.2 | 1927.0 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 20 | 0. | 2621.3 | 157.0 | 47.5 | 713.9 | 1.319 | 1.389 | 1.160 | AB E |
| 21 | 180. | 2621.3 | 156.9 | 47.5 | 713.9 | 1.319 | 1.388 | 1.159 | AB E |
| 24 | 90. | 2621.3 | 156.0 | 76.9 | 1156.2 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 25 | 270. | 2621.3 | 156.0 | 76.9 | 1156.2 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 26 | 0. | 2621.3 | 94.2 | 28.5 | 428.3 | 1.319 | 1.389 | 1.160 | AB E |
| 27 | 180. | 2621.3 | 94.1 | 28.5 | 428.3 | 1.319 | 1.388 | 1.159 | AB E |
| 28 | 90. | 2621.3 | 260.0 | 128.2 | 1927.0 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 29 | 270. | 2621.3 | 260.0 | 128.2 | 1927.0 | 1.147 | 1.207 | .900 | B |
| 30 | 0. | 2621.3 | 157.0 | 47.5 | 713.9 | 1.319 | 1.389 | 1.160 | AB E |
| 31 | 180. | 2621.3 | 156.9 | 47.5 | 713.9 | 1.319 | 1.388 | 1.159 | AB E |

Observações IMPORTANTES

Observações para os casos com Obs="A":

Este edifício tem o GamaZ muito alto, os valores calculados para GamaZ não tem validade. É recomendável enrigecer o edifício ou calcula-lo com consideração mais exata dos efeitos de 2a ordem através do processo P-Delta.

Observações para os casos com Obs="B":

O parâmetro Alfa deste edifício indica que a estrutura é de nós móveis.

Observações para os casos com Obs="E":

Um dos casos de carregamento tem GamaZ acima do especificado para a transferência de esforços. Não será possível detalhar o edifício nestas condições. Será necessário enrigecer o edifício ou processa-lo através do P-Delta.

Para efeito de verificação da capacidade de rotação dos elementos estruturais, este edifício será considerado deslocável.

Notas

=====

Embora o sistema permita controlar a transferência ou não de esforços e o uso ou não dos parâmetros de estabilidade para majorar os esforços horizontais, recomendamos que os esforços solicitantes com vento sejam sempre transferidos para dimensionamento e detalhamento, majorados se necessário conforme o cálculo dos parâmetros de estabilidade ou por processo P-Delta.

Sugerimos a majoração automática dos esforços horizontais pelo GamaZ para valores de GamaZ entre 1.1 e 1.3, e somente para edificações com 4 pisos ou mais. Edificações com menos de 4 pisos podem ser analisada pelo parâmetro Alfa, desde que sejam simétricas. Em qualquer outro caso os parâmetros mostrados aqui não tem precisão e os efeitos de segunda ordem deverão ser analisados por um processo mais refinado, como P-Delta.

O carregamento vertical usado para cálculo de momentos de segunda ordem é composto de todas as cargas verticais permanentes e acidentais, possivelmente com redução de sobrecargas. Isto vale tanto para os casos simples quanto para as combinações.

Nas combinações são considerados os deslocamentos

horizontais provocados pelas cargas verticais, mas somente de maneira desfavorável. Os GamaZ obtidos nos casos de vento simples servem como um valor mínimo.

Verificações em ELS

=====

| Caso | Prefixo | Título |
|------|---------|----------|
| 5 | | .30VENT1 |
| 6 | | .30VENT2 |
| 7 | | .30VENT3 |
| 8 | | .30VENT4 |

Valores máximos permitidos de deslocamento

=====

| | | |
|-----------------------------|---|-----------|
| Horizontal absoluto | : | H/1700. |
| Altura do edifício | : | H= 28.20m |
| Horizontal entre pavimentos | : | Hi/850. |
| Vertical | : | L/250. |

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

=====

| Legenda | Valor |
|---------|--|
| Caso | Caso de carregamento de ELS |
| DeslH | Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm) |
| Relat1 | Valor relativo à altura total do edifício |
| Piso | Piso de deslocamento máximo relativo |
| DeslHp | Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm) |
| Relat3 | Valor relativo ao pé-direito do pavimento |
| Obs | Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir. |

Deslocamentos máximos

=====

| Caso | DeslH | Relat1 | Obs |
|------|-------|---------|-----|
| 5 | 2.85 | H/989. | A D |
| 6 | 2.85 | H/989. | A |
| 7 | 1.51 | H/1873. | |
| 8 | 1.51 | H/1873. | |

Deslocamentos máximos entre pisos

=====

| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
|------|------|--------|----------|-----|
| 5 | 2 | .46 | Hi/604. | C |
| 6 | 2 | .46 | Hi/604. | CDE |
| 7 | 2 | .24 | Hi/1152. | |
| 8 | 2 | .24 | Hi/1152. | |

Observações IMPORTANTES

=====

Observações para os casos com Obs="A":

Os deslocamentos horizontais deste edifício são maiores do que os admitidos pela NBR-6118:2003 para movimento lateral de edifícios. Recomendamos enrijecer a estrutura para que o limite da norma não seja excedido.

Observações para os casos com Obs="C":

Os deslocamentos horizontais entre pisos são maiores do que os admitidos pela NBR-6118:2003 para movimento lateral de edifícios. Recomendamos enrijecer a estrutura para que o limite da norma não seja excedido.

Observações para os casos com Obs="D":

Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":

Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

ANEXO 2

**LISTAGEM COM
RESULTADOS DE PARÂMETROS
DE ESTABILIDADE GLOBAL
EDIFÍCIOS TIPO A
4, 5, 7 e 10 PAVIMENTOS**

```
-----
                Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
      T  Q  S          CAD / Formas  V11  02/07/07 22:10:16
C:\TQS_UFSCAR\E1A_04P\ESPACIAL
-----
```

```
Projeto      1
Pórtico 'EXEMPLOA_4P'
        'PPG_UFSCAR'
```

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

```
=====
Caso  Ang      CTot      M2      CHor      M1      Mig      GamaZ      Alfa      Obs
  5   90.     1010.6     12.0     43.7     276.2     23.1     1.059     .506
  6  270.     1010.6     12.0     43.7     276.2     23.1     1.059     .506
  7    0.     1010.6      6.6     16.2     102.4     23.1     1.089     .631      B
  8  180.     1010.6      6.6     16.2     102.4     23.1     1.089     .631      B
```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

```
=====
Caso  Ang      CTot      M2      CHor      M1      MultH      GamaZ      Alfa      Obs
 14   90.     1010.6      7.2     26.2     165.7      1.000     1.059     .506
 15  270.     1010.6      7.2     26.2     165.7      1.000     1.059     .506
 16    0.     1010.6      4.0      9.7      61.5      1.000     1.089     .632      B
 17  180.     1010.6      3.9      9.7      61.5      1.000     1.089     .630      B
 18   90.     1010.6     12.0     43.7     276.2      1.000     1.059     .506
 19  270.     1010.6     12.0     43.7     276.2      1.000     1.059     .506
 20    0.     1010.6      6.6     16.2     102.4      1.000     1.089     .632      B
 21  180.     1010.6      6.6     16.2     102.4      1.000     1.089     .631      B
 24   90.     1010.6      7.2     26.2     165.7      1.000     1.059     .506
 25  270.     1010.6      7.2     26.2     165.7      1.000     1.059     .506
 26    0.     1010.6      4.0      9.7      61.5      1.000     1.089     .632      B
 27  180.     1010.6      3.9      9.7      61.5      1.000     1.089     .630      B
 28   90.     1010.6     12.0     43.7     276.2      1.000     1.059     .506
 29  270.     1010.6     12.0     43.7     276.2      1.000     1.059     .506
 30    0.     1010.6      6.6     16.2     102.4      1.000     1.089     .632      B
 31  180.     1010.6      6.6     16.2     102.4      1.000     1.089     .631      B
```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

```
=====
Caso  Ang      CTot      M2      CHor      M1      MultH      GamaZ      Alfa      Obs
 14   90.     1010.6      7.2     26.2     165.7      1.000     1.059     .506
 15  270.     1010.6      7.2     26.2     165.7      1.000     1.059     .506
 16    0.     1010.6      4.0      9.7      61.5      1.000     1.089     .632      B
 17  180.     1010.6      3.9      9.7      61.5      1.000     1.089     .630      B
 18   90.     1010.6     12.0     43.7     276.2      1.000     1.059     .506
 19  270.     1010.6     12.0     43.7     276.2      1.000     1.059     .506
 20    0.     1010.6      6.6     16.2     102.4      1.000     1.089     .632      B
 21  180.     1010.6      6.6     16.2     102.4      1.000     1.089     .631      B
 24   90.     1010.6      7.2     26.2     165.7      1.000     1.059     .506
 25  270.     1010.6      7.2     26.2     165.7      1.000     1.059     .506
 26    0.     1010.6      4.0      9.7      61.5      1.000     1.089     .632      B
 27  180.     1010.6      3.9      9.7      61.5      1.000     1.089     .630      B
 28   90.     1010.6     12.0     43.7     276.2      1.000     1.059     .506
 29  270.     1010.6     12.0     43.7     276.2      1.000     1.059     .506
 30    0.     1010.6      6.6     16.2     102.4      1.000     1.089     .632      B
 31  180.     1010.6      6.6     16.2     102.4      1.000     1.089     .631      B
```

Verificações em ELS

```

=====
Caso Prefixo Título
  5          .30VENT1
  6          .30VENT2
  7          .30VENT3
  8          .30VENT4

```

Valores máximos permitidos de deslocamento

```

=====
Horizontal absoluto      : H/1700.
Altura do edifício      : H= 11.40m
Horizontal entre pavimentos : Hi/850.
Vertical                 : L/250.

```

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

```

=====
Legenda Valor
Caso      Caso de carregamento de ELS
DeslH     Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm)
Relat1    Valor relativo à altura total do edifício
Piso      Piso de deslocamento máximo relativo
DeslHp    Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm)
Relat3    Valor relativo ao pé-direito do pavimento
Obs       Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.

```

Deslocamentos máximos

```

=====
Caso      DeslH  Relat1  Obs
  5        .34   H/3334.
  6        .34   H/3334.      D
  7        .18   H/6496.
  8        .18   H/6496.

```

Deslocamentos máximos entre pisos

```

=====
Caso  Piso  DeslHp  Relat3  Obs
  5    2    .12   Hi/2418.
  6    2    .12   Hi/2418.      DE
  7    2    .06   Hi/4685.
  8    2    .06   Hi/4685.

```

Observações IMPORTANTES

```

=====

```

Observações para os casos com Obs="D":
 Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":
 Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

```

-----
                Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
      T   Q   S           CAD / Formas   V11   02/07/07 22:15:20
C:\TQS_UFSCAR\E1A_05P\ESPACIAL
-----

```

```

Projeto      1
Pórtico     'EXEMP1A 5P'
           'PPG_UFSCAR'

```

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

```

=====
Caso  Ang   CTot   M2   CHor   M1   Mig   GamaZ   Alfa   Obs
-----
   5   90.   1279.0  25.5  56.8  439.7  35.1  1.080  .587
   6  270.   1279.0  25.5  56.8  439.7  35.1  1.080  .587
   7   0.   1279.0  14.4  21.0  162.3  35.1  1.127  .742   B
   8  180.   1279.0  14.4  21.0  162.3  35.1  1.127  .742   B

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

```

=====
Caso  Ang   CTot   M2   CHor   M1   MultH   GamaZ   Alfa   Obs
-----
  14   90.   1279.0  15.3  34.1  263.8  1.000  1.080  .587
  15  270.   1279.0  15.3  34.1  263.8  1.000  1.080  .587
  16   0.   1279.0   8.6  12.6   97.4  1.071  1.127  .742   B
  17  180.   1279.0   8.6  12.6   97.4  1.071  1.127  .741   B
  18   90.   1279.0  25.5  56.8  439.7  1.000  1.080  .587
  19  270.   1279.0  25.5  56.8  439.7  1.000  1.080  .587
  20   0.   1279.0  14.4  21.0  162.3  1.071  1.127  .742   B
  21  180.   1279.0  14.4  21.0  162.3  1.071  1.127  .741   B
  24   90.   1279.0  15.3  34.1  263.8  1.000  1.080  .587
  25  270.   1279.0  15.3  34.1  263.8  1.000  1.080  .587
  26   0.   1279.0   8.6  12.6   97.4  1.071  1.127  .742   B
  27  180.   1279.0   8.6  12.6   97.4  1.071  1.127  .741   B
  28   90.   1279.0  25.5  56.8  439.7  1.000  1.080  .587
  29  270.   1279.0  25.5  56.8  439.7  1.000  1.080  .587
  30   0.   1279.0  14.4  21.0  162.3  1.071  1.127  .742   B
  31  180.   1279.0  14.4  21.0  162.3  1.071  1.127  .741   B

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

```

=====
Caso  Ang   CTot   M2   CHor   M1   MultH   GamaZ   Alfa   Obs
-----
  14   90.   1279.0  15.3  34.1  263.8  1.000  1.080  .587
  15  270.   1279.0  15.3  34.1  263.8  1.000  1.080  .587
  16   0.   1279.0   8.6  12.6   97.4  1.071  1.127  .742   B
  17  180.   1279.0   8.6  12.6   97.4  1.071  1.127  .741   B
  18   90.   1279.0  25.5  56.8  439.7  1.000  1.080  .587
  19  270.   1279.0  25.5  56.8  439.7  1.000  1.080  .587
  20   0.   1279.0  14.4  21.0  162.3  1.071  1.127  .742   B
  21  180.   1279.0  14.4  21.0  162.3  1.071  1.127  .741   B
  24   90.   1279.0  15.3  34.1  263.8  1.000  1.080  .587
  25  270.   1279.0  15.3  34.1  263.8  1.000  1.080  .587
  26   0.   1279.0   8.6  12.6   97.4  1.071  1.127  .742   B
  27  180.   1279.0   8.6  12.6   97.4  1.071  1.127  .741   B
  28   90.   1279.0  25.5  56.8  439.7  1.000  1.080  .587
  29  270.   1279.0  25.5  56.8  439.7  1.000  1.080  .587
  30   0.   1279.0  14.4  21.0  162.3  1.071  1.127  .742   B
  31  180.   1279.0  14.4  21.0  162.3  1.071  1.127  .741   B

```

Verificações em ELS

```

=====
Caso Prefixo Título
  5          .30VENT1
  6          .30VENT2
  7          .30VENT3
  8          .30VENT4

```

Valores máximos permitidos de deslocamento

```

=====
Horizontal absoluto      : H/1700.
Altura do edifício      : H= 14.20m
Horizontal entre pavimentos : Hi/850.
Vertical                 : L/250.

```

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

```

=====
Legenda Valor
Caso      Caso de carregamento de ELS
DeslH     Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm)
Relat1    Valor relativo à altura total do edifício
Piso      Piso de deslocamento máximo relativo
DeslHp    Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm)
Relat3    Valor relativo ao pé-direito do pavimento
Obs       Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.

```

Deslocamentos máximos

```

=====
Caso      DeslH  Relat1  Obs
  5        .57   H/2479.
  6        .57   H/2479.  D
  7        .30   H/4778.
  8        .30   H/4778.

```

Deslocamentos máximos entre pisos

```

=====
Caso  Piso  DeslHp  Relat3  Obs
  5    2    .17    Hi/1659.
  6    2    .17    Hi/1659.  DE
  7    2    .09    Hi/3211.
  8    2    .09    Hi/3211.

```

Observações IMPORTANTES

```

=====

```

Observações para os casos com Obs="D":
 Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":
 Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

```

-----
                Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
      T   Q   S           CAD / Formas   V11   02/07/07 22:25:27
C:\TQS_UFSCAR\E1A_07P\ESPACIAL
-----

```

```

Projeto      1
Pórtico     'EXEMPLA 7P'
           'PPG_UFSCAR'

```

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

```

=====
Caso  Ang   CTot   M2   CHor   M1   Mig   GamaZ   Alfa   Obs
-----
   5   90.   1815.9  79.5  84.7   900.3  66.7   1.127   .726   B
   6  270.   1815.9  79.5  84.7   900.3  66.7   1.127   .726   B
   7    0.   1815.9  46.4  31.2   331.5  66.7   1.217   .929   B
   8  180.   1815.9  46.4  31.2   331.5  66.7   1.217   .929   B

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

```

=====
Caso  Ang   CTot   M2   CHor   M1   MultH   GamaZ   Alfa   Obs
-----
  14   90.   1815.9  47.7  50.8   540.2   1.070   1.127   .725   B
  15  270.   1815.9  47.7  50.8   540.2   1.070   1.127   .726   B
  16    0.   1815.9  27.8  18.7   198.9   1.156   1.217   .930   B
  17  180.   1815.9  27.8  18.7   198.9   1.156   1.216   .929   B
  18   90.   1815.9  79.5  84.7   900.3   1.070   1.127   .725   B
  19  270.   1815.9  79.5  84.7   900.3   1.070   1.127   .726   B
  20    0.   1815.9  46.4  31.2   331.5   1.156   1.217   .929   B
  21  180.   1815.9  46.4  31.2   331.5   1.156   1.217   .929   B
  24   90.   1815.9  47.7  50.8   540.2   1.070   1.127   .725   B
  25  270.   1815.9  47.7  50.8   540.2   1.070   1.127   .726   B
  26    0.   1815.9  27.8  18.7   198.9   1.156   1.217   .930   B
  27  180.   1815.9  27.8  18.7   198.9   1.156   1.216   .929   B
  28   90.   1815.9  79.5  84.7   900.3   1.070   1.127   .725   B
  29  270.   1815.9  79.5  84.7   900.3   1.070   1.127   .726   B
  30    0.   1815.9  46.4  31.2   331.5   1.156   1.217   .929   B
  31  180.   1815.9  46.4  31.2   331.5   1.156   1.217   .929   B

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

```

=====
Caso  Ang   CTot   M2   CHor   M1   MultH   GamaZ   Alfa   Obs
-----
  14   90.   1815.9  47.7  50.8   540.2   1.070   1.127   .725   B
  15  270.   1815.9  47.7  50.8   540.2   1.070   1.127   .726   B
  16    0.   1815.9  27.8  18.7   198.9   1.156   1.217   .930   B
  17  180.   1815.9  27.8  18.7   198.9   1.156   1.216   .929   B
  18   90.   1815.9  79.5  84.7   900.3   1.070   1.127   .725   B
  19  270.   1815.9  79.5  84.7   900.3   1.070   1.127   .726   B
  20    0.   1815.9  46.4  31.2   331.5   1.156   1.217   .929   B
  21  180.   1815.9  46.4  31.2   331.5   1.156   1.217   .929   B
  24   90.   1815.9  47.7  50.8   540.2   1.070   1.127   .725   B
  25  270.   1815.9  47.7  50.8   540.2   1.070   1.127   .726   B
  26    0.   1815.9  27.8  18.7   198.9   1.156   1.217   .930   B
  27  180.   1815.9  27.8  18.7   198.9   1.156   1.216   .929   B
  28   90.   1815.9  79.5  84.7   900.3   1.070   1.127   .725   B
  29  270.   1815.9  79.5  84.7   900.3   1.070   1.127   .726   B
  30    0.   1815.9  46.4  31.2   331.5   1.156   1.217   .929   B
  31  180.   1815.9  46.4  31.2   331.5   1.156   1.217   .929   B

```

Verificações em ELS

```

=====
Caso  Prefixo  Título
-----
   5           .30VENT1
   6           .30VENT2

```


7 .30VENT3
8 .30VENT4

Valores máximos permitidos de deslocamento

=====
Horizontal absoluto : H/1700.
Altura do edifício : H= 19.80m
Horizontal entre pavimentos : Hi/850.
Vertical : L/250.

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

=====
Legenda Valor
Caso Caso de carregamento de ELS
DeslH Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm)
Relat1 Valor relativo à altura total do edifício
Piso Piso de deslocamento máximo relativo
DeslHp Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm)
Relat3 Valor relativo ao pé-direito do pavimento
Obs Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.

Deslocamentos máximos

=====
Caso DeslH Relat1 Obs
5 1.25 H/1582. A D
6 1.25 H/1582. A
7 .66 H/3014.
8 .66 H/3014.

Deslocamentos máximos entre pisos

=====
Caso Piso DeslHp Relat3 Obs
5 2 .28 Hi/990.
6 2 .28 Hi/990. DE
7 2 .15 Hi/1907.
8 2 .15 Hi/1907.

Observações IMPORTANTES

=====
Observações para os casos com Obs="A":
Os deslocamentos horizontais deste edifício são maiores do que os admitidos pela NBR-6118:2003 para movimento lateral de edifícios. Recomendamos enrijecer a estrutura para que o limite da norma não seja excedido.

Observações para os casos com Obs="D":
Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":
Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

```

-----
                Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
T   Q   S           CAD / Formas   V11   02/07/07 22:31:00
C:\TQS_UFSCAR\E1A_10P\ESPACIAL
-----

```

```

Projeto      1
Pórtico     'EXEMPLA 10P'
           'PPG_UFSCAR'

```

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

```

=====
Caso  Ang   CTot   M2    CHor   M1     Mig   GamaZ   Alfa  Obs
-----
   5   90.   2621.3  260.0  128.2  1927.0  132.9  1.207  .900  B
   6  270.   2621.3  260.0  128.2  1927.0  132.9  1.207  .900  B
   7   0.   2621.3  157.0   47.5   713.9  132.9  1.389  1.160  AB E
   8  180.   2621.3  157.0   47.5   713.9  132.9  1.389  1.160  AB E

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

```

=====
Caso  Ang   CTot   M2    CHor   M1     MultH  GamaZ   Alfa  Obs
-----
  14   90.   2621.3  156.0   76.9  1156.2  1.147  1.207  .900  B
  15  270.   2621.3  156.0   76.9  1156.2  1.147  1.207  .900  B
  16   0.   2621.3   94.2   28.5   428.3  1.319  1.389  1.160  AB E
  17  180.   2621.3   94.2   28.5   428.3  1.319  1.388  1.159  AB E
  18   90.   2621.3  260.0  128.2  1927.0  1.147  1.207  .900  B
  19  270.   2621.3  260.0  128.2  1927.0  1.147  1.207  .900  B
  20   0.   2621.3  157.0   47.5   713.9  1.319  1.389  1.160  AB E
  21  180.   2621.3  156.9   47.5   713.9  1.319  1.388  1.159  AB E
  24   90.   2621.3  156.0   76.9  1156.2  1.147  1.207  .900  B
  25  270.   2621.3  156.0   76.9  1156.2  1.147  1.207  .900  B
  26   0.   2621.3   94.2   28.5   428.3  1.319  1.389  1.160  AB E
  27  180.   2621.3   94.1   28.5   428.3  1.319  1.388  1.159  AB E
  28   90.   2621.3  260.0  128.2  1927.0  1.147  1.207  .900  B
  29  270.   2621.3  260.0  128.2  1927.0  1.147  1.207  .900  B
  30   0.   2621.3  157.0   47.5   713.9  1.319  1.389  1.160  AB E
  31  180.   2621.3  156.9   47.5   713.9  1.319  1.388  1.159  AB E

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

```

=====
Caso  Ang   CTot   M2    CHor   M1     MultH  GamaZ   Alfa  Obs
-----
  14   90.   2621.3  156.0   76.9  1156.2  1.147  1.207  .900  B
  15  270.   2621.3  156.0   76.9  1156.2  1.147  1.207  .900  B
  16   0.   2621.3   94.2   28.5   428.3  1.319  1.389  1.160  AB E
  17  180.   2621.3   94.2   28.5   428.3  1.319  1.388  1.159  AB E
  18   90.   2621.3  260.0  128.2  1927.0  1.147  1.207  .900  B
  19  270.   2621.3  260.0  128.2  1927.0  1.147  1.207  .900  B
  20   0.   2621.3  157.0   47.5   713.9  1.319  1.389  1.160  AB E
  21  180.   2621.3  156.9   47.5   713.9  1.319  1.388  1.159  AB E
  24   90.   2621.3  156.0   76.9  1156.2  1.147  1.207  .900  B
  25  270.   2621.3  156.0   76.9  1156.2  1.147  1.207  .900  B
  26   0.   2621.3   94.2   28.5   428.3  1.319  1.389  1.160  AB E
  27  180.   2621.3   94.1   28.5   428.3  1.319  1.388  1.159  AB E
  28   90.   2621.3  260.0  128.2  1927.0  1.147  1.207  .900  B
  29  270.   2621.3  260.0  128.2  1927.0  1.147  1.207  .900  B
  30   0.   2621.3  157.0   47.5   713.9  1.319  1.389  1.160  AB E
  31  180.   2621.3  156.9   47.5   713.9  1.319  1.388  1.159  AB E

```

Verificações em ELS

=====

| Caso | Prefixo | Título |
|------|---------|----------|
| 5 | | .30VENT1 |
| 6 | | .30VENT2 |
| 7 | | .30VENT3 |
| 8 | | .30VENT4 |

Valores máximos permitidos de deslocamento

=====

| | | |
|-----------------------------|---|-----------|
| Horizontal absoluto | : | H/1700. |
| Altura do edifício | : | H= 28.20m |
| Horizontal entre pavimentos | : | Hi/850. |
| Vertical | : | L/250. |

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

=====

| Legenda | Valor |
|---------|--|
| Caso | Caso de carregamento de ELS |
| DeslH | Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm) |
| Relat1 | Valor relativo à altura total do edifício |
| Piso | Piso de deslocamento máximo relativo |
| DeslHp | Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm) |
| Relat3 | Valor relativo ao pé-direito do pavimento |
| Obs | Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir. |

Deslocamentos máximos

=====

| Caso | DeslH | Relat1 | Obs |
|------|-------|---------|-----|
| 5 | 2.85 | H/989. | A D |
| 6 | 2.85 | H/989. | A |
| 7 | 1.51 | H/1873. | |
| 8 | 1.51 | H/1873. | |

Deslocamentos máximos entre pisos

=====

| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
|------|------|--------|----------|-----|
| 5 | 2 | .46 | Hi/604. | C |
| 6 | 2 | .46 | Hi/604. | CDE |
| 7 | 2 | .24 | Hi/1152. | |
| 8 | 2 | .24 | Hi/1152. | |

Observações IMPORTANTES

=====

Observações para os casos com Obs="A":

Os deslocamentos horizontais deste edifício são maiores do que os admitidos pela NBR-6118:2003 para movimento lateral de edifícios. Recomendamos enrijecer a estrutura para que o limite da norma não seja excedido.

Observações para os casos com Obs="C":

Os deslocamentos horizontais entre pisos são maiores do que os admitidos pela NBR-6118:2003 para movimento lateral de edifícios. Recomendamos enrijecer a estrutura para que o limite da norma não seja excedido.

Observações para os casos com Obs="D":

Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":

Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

ANEXO 3

LISTAGEM COM RESULTADOS DE PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL EDIFÍCIOS TIPO B 4, 5, 7 e 10 PAVIMENTOS

```

-----
                Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
      T   Q   S           CAD / Formas   V11   02/07/07 22:51:16
C:\TQS_UFSCAR\E1B_04P\ESPACIAL
-----

```

```

Projeto      1
Pórtico     'EXEMP1B 4P'
           'PPG_UFSCAR'

```

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

```

=====
Caso  Ang    CTot    M2    CHor    M1    Mig    GamaZ    Alfa    Obs
   5   90.    699.7    6.5    28.8    182.1    16.0    1.048    .463
   6  270.    699.7    6.5    28.8    182.1    16.0    1.048    .463
   7    0.    699.7    4.3    19.3    121.8    16.0    1.047    .462
   8  180.    699.7    4.3    19.3    121.8    16.0    1.047    .462

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

```

=====
Caso  Ang    CTot    M2    CHor    M1    MultH    GamaZ    Alfa    Obs
  14   90.    699.7    3.9    17.3    109.2    1.000    1.048    .463
  15  270.    699.7    3.9    17.3    109.2    1.000    1.048    .463
  16    0.    699.7    2.6    11.6    73.1    1.000    1.048    .463
  17  180.    699.7    2.6    11.6    73.1    1.000    1.047    .461
  18   90.    699.7    6.5    28.8    182.1    1.000    1.048    .463
  19  270.    699.7    6.5    28.8    182.1    1.000    1.048    .463
  20    0.    699.7    4.3    19.3    121.8    1.000    1.048    .463
  21  180.    699.7    4.3    19.3    121.8    1.000    1.047    .461
  24   90.    699.7    3.9    17.3    109.2    1.000    1.048    .463
  25  270.    699.7    3.9    17.3    109.2    1.000    1.048    .463
  26    0.    699.7    2.6    11.6    73.1    1.000    1.048    .463
  27  180.    699.7    2.6    11.6    73.1    1.000    1.047    .461
  28   90.    699.7    6.5    28.8    182.1    1.000    1.048    .463
  29  270.    699.7    6.5    28.8    182.1    1.000    1.048    .463
  30    0.    699.7    4.3    19.3    121.8    1.000    1.048    .462
  31  180.    699.7    4.3    19.3    121.8    1.000    1.047    .461

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

```

=====
Caso  Ang    CTot    M2    CHor    M1    MultH    GamaZ    Alfa    Obs
  14   90.    699.7    3.9    17.3    109.2    1.000    1.048    .463
  15  270.    699.7    3.9    17.3    109.2    1.000    1.048    .463
  16    0.    699.7    2.6    11.6    73.1    1.000    1.048    .463
  17  180.    699.7    2.6    11.6    73.1    1.000    1.047    .461
  18   90.    699.7    6.5    28.8    182.1    1.000    1.048    .463
  19  270.    699.7    6.5    28.8    182.1    1.000    1.048    .463
  20    0.    699.7    4.3    19.3    121.8    1.000    1.048    .463
  21  180.    699.7    4.3    19.3    121.8    1.000    1.047    .461
  24   90.    699.7    3.9    17.3    109.2    1.000    1.048    .463
  25  270.    699.7    3.9    17.3    109.2    1.000    1.048    .463
  26    0.    699.7    2.6    11.6    73.1    1.000    1.048    .463
  27  180.    699.7    2.6    11.6    73.1    1.000    1.047    .461
  28   90.    699.7    6.5    28.8    182.1    1.000    1.048    .463
  29  270.    699.7    6.5    28.8    182.1    1.000    1.048    .463
  30    0.    699.7    4.3    19.3    121.8    1.000    1.048    .462
  31  180.    699.7    4.3    19.3    121.8    1.000    1.047    .461

```

Verificações em ELS

```

=====
Caso Prefixo Título
  5          .30VENT1
  6          .30VENT2
  7          .30VENT3
  8          .30VENT4

```

Valores máximos permitidos de deslocamento

```

=====
Horizontal absoluto      : H/1700.
Altura do edifício      : H= 11.40m
Horizontal entre pavimentos : Hi/850.
Vertical                 : L/250.

```

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

```

=====
Legenda Valor
Caso      Caso de carregamento de ELS
DeslH     Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm)
Relat1    Valor relativo à altura total do edifício
Piso      Piso de deslocamento máximo relativo
DeslHp    Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm)
Relat3    Valor relativo ao pé-direito do pavimento
Obs       Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.

```

Deslocamentos máximos

```

=====
Caso      DeslH  Relat1  Obs
  5        .26   H/4424.
  6        .26   H/4424.  D
  7        .17   H/6637.
  8        .17   H/6638.

```

Deslocamentos máximos entre pisos

```

=====
Caso  Piso  DeslHp  Relat3  Obs
  5    2    .09    Hi/3193.
  6    2    .09    Hi/3193.  DE
  7    2    .06    Hi/4787.
  8    2    .06    Hi/4788.

```

Observações IMPORTANTES

```

=====

```

Observações para os casos com Obs="D":
 Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":
 Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

 Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
 T Q S CAD / Formas V11 02/07/07 22:54:53
 C:\TQS_UFSCAR\E1B_05P\ESPACIAL

Projeto 1
 Pórtico 'EXEMP1B_5P'
 'PPG_UFSCAR'

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

```
=====
```

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | GamaZ | Alfa | Obs |
|------|------|-------|------|------|-------|------|-------|------|-----|
| 5 | 90. | 883.2 | 14.3 | 38.1 | 295.1 | 24.3 | 1.065 | .540 | |
| 6 | 270. | 883.2 | 14.3 | 38.1 | 295.1 | 24.3 | 1.065 | .540 | |
| 7 | 0. | 883.2 | 9.4 | 25.3 | 196.2 | 24.3 | 1.065 | .538 | |
| 8 | 180. | 883.2 | 9.4 | 25.3 | 196.2 | 24.3 | 1.065 | .538 | |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

```
=====
```

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | GamaZ | Alfa | Obs |
|------|------|-------|------|------|-------|-------|-------|------|-----|
| 14 | 90. | 883.2 | 8.6 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 15 | 270. | 883.2 | 8.6 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 16 | 0. | 883.2 | 5.7 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.065 | .539 | |
| 17 | 180. | 883.2 | 5.6 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.065 | .537 | |
| 18 | 90. | 883.2 | 14.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 19 | 270. | 883.2 | 14.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 20 | 0. | 883.2 | 9.4 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .539 | |
| 21 | 180. | 883.2 | 9.4 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .537 | |
| 24 | 90. | 883.2 | 8.6 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 25 | 270. | 883.2 | 8.6 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 26 | 0. | 883.2 | 5.7 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.065 | .539 | |
| 27 | 180. | 883.2 | 5.6 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.065 | .537 | |
| 28 | 90. | 883.2 | 14.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 29 | 270. | 883.2 | 14.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 30 | 0. | 883.2 | 9.4 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .539 | |
| 31 | 180. | 883.2 | 9.4 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .537 | |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

```
=====
```

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | GamaZ | Alfa | Obs |
|------|------|-------|------|------|-------|-------|-------|------|-----|
| 14 | 90. | 883.2 | 8.6 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 15 | 270. | 883.2 | 8.6 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 16 | 0. | 883.2 | 5.7 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.065 | .539 | |
| 17 | 180. | 883.2 | 5.6 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.065 | .537 | |
| 18 | 90. | 883.2 | 14.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 19 | 270. | 883.2 | 14.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 20 | 0. | 883.2 | 9.4 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .539 | |
| 21 | 180. | 883.2 | 9.4 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .537 | |
| 24 | 90. | 883.2 | 8.6 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 25 | 270. | 883.2 | 8.6 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 26 | 0. | 883.2 | 5.7 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.065 | .539 | |
| 27 | 180. | 883.2 | 5.6 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.065 | .537 | |
| 28 | 90. | 883.2 | 14.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 29 | 270. | 883.2 | 14.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.065 | .540 | |
| 30 | 0. | 883.2 | 9.4 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .539 | |
| 31 | 180. | 883.2 | 9.4 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .537 | |

Verificações em ELS

=====

| Caso | Prefixo | Título |
|------|---------|----------|
| 5 | | .30VENT1 |
| 6 | | .30VENT2 |
| 7 | | .30VENT3 |
| 8 | | .30VENT4 |

Valores máximos permitidos de deslocamento

=====

| | | |
|-----------------------------|---|-----------|
| Horizontal absoluto | : | H/1700. |
| Altura do edifício | : | H= 14.20m |
| Horizontal entre pavimentos | : | Hi/850. |
| Vertical | : | L/250. |

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

=====

| Legenda | Valor |
|---------|--|
| Caso | Caso de carregamento de ELS |
| DeslH | Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm) |
| Relat1 | Valor relativo à altura total do edifício |
| Piso | Piso de deslocamento máximo relativo |
| DeslHp | Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm) |
| Relat3 | Valor relativo ao pé-direito do pavimento |
| Obs | Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir. |

Deslocamentos máximos

=====

| Caso | DeslH | Relat1 | Obs |
|------|-------|---------|-----|
| 5 | .44 | H/3208. | |
| 6 | .44 | H/3208. | D |
| 7 | .29 | H/4849. | |
| 8 | .29 | H/4850. | |

Deslocamentos máximos entre pisos

=====

| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
|------|------|--------|----------|-----|
| 5 | 2 | .13 | Hi/2146. | |
| 6 | 2 | .13 | Hi/2146. | DE |
| 7 | 2 | .09 | Hi/3239. | |
| 8 | 2 | .09 | Hi/3239. | |

Observações IMPORTANTES

=====

Observações para os casos com Obs="D":

Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":

Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo


```

-----
                Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
      T   Q   S           CAD / Formas   V11   02/07/07 23:24:23
C:\TQS_UFSCAR\E1B_07P\ESPACIAL
-----

```

```

Projeto      1
Pórtico     'EXEMP1B_7P'
           'PPG_UFSCAR'

```

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

```

=====
Caso  Ang    CTot    M2    CHor    M1    Mig    GamaZ    Alfa    Obs
   5  90.    1250.2    44.6    56.3    599.1    46.0    1.105    .670    B
   6  270.   1250.2    44.6    56.3    599.1    46.0    1.105    .670    B
   7   0.    1250.2    29.5    37.5    399.1    46.0    1.104    .668    B
   8  180.   1250.2    29.5    37.5    399.1    46.0    1.104    .668    B

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

```

=====
Caso  Ang    CTot    M2    CHor    M1    MultH    GamaZ    Alfa    Obs
  14  90.    1250.2    26.7    33.8    359.5    1.049    1.105    .670    B
  15  270.   1250.2    26.7    33.8    359.5    1.049    1.105    .671    B
  16   0.    1250.2    17.7    22.5    239.5    1.049    1.104    .668    B
  17  180.   1250.2    17.7    22.5    239.5    1.048    1.104    .667    B
  18  90.    1250.2    44.6    56.3    599.1    1.049    1.105    .670    B
  19  270.   1250.2    44.6    56.3    599.1    1.049    1.105    .671    B
  20   0.    1250.2    29.5    37.5    399.1    1.049    1.104    .668    B
  21  180.   1250.2    29.4    37.5    399.1    1.048    1.104    .667    B
  24  90.    1250.2    26.7    33.8    359.5    1.049    1.105    .670    B
  25  270.   1250.2    26.7    33.8    359.5    1.049    1.105    .671    B
  26   0.    1250.2    17.7    22.5    239.5    1.049    1.104    .668    B
  27  180.   1250.2    17.7    22.5    239.5    1.048    1.104    .667    B
  28  90.    1250.2    44.6    56.3    599.1    1.049    1.105    .670    B
  29  270.   1250.2    44.6    56.3    599.1    1.049    1.105    .671    B
  30   0.    1250.2    29.5    37.5    399.1    1.049    1.104    .668    B
  31  180.   1250.2    29.4    37.5    399.1    1.048    1.104    .667    B

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

```

=====
Caso  Ang    CTot    M2    CHor    M1    MultH    GamaZ    Alfa    Obs
  14  90.    1250.2    26.7    33.8    359.5    1.049    1.105    .670    B
  15  270.   1250.2    26.7    33.8    359.5    1.049    1.105    .671    B
  16   0.    1250.2    17.7    22.5    239.5    1.049    1.104    .668    B
  17  180.   1250.2    17.7    22.5    239.5    1.048    1.104    .667    B
  18  90.    1250.2    44.6    56.3    599.1    1.049    1.105    .670    B
  19  270.   1250.2    44.6    56.3    599.1    1.049    1.105    .671    B
  20   0.    1250.2    29.5    37.5    399.1    1.049    1.104    .668    B
  21  180.   1250.2    29.4    37.5    399.1    1.048    1.104    .667    B
  24  90.    1250.2    26.7    33.8    359.5    1.049    1.105    .670    B
  25  270.   1250.2    26.7    33.8    359.5    1.049    1.105    .671    B
  26   0.    1250.2    17.7    22.5    239.5    1.049    1.104    .668    B
  27  180.   1250.2    17.7    22.5    239.5    1.048    1.104    .667    B
  28  90.    1250.2    44.6    56.3    599.1    1.049    1.105    .670    B
  29  270.   1250.2    44.6    56.3    599.1    1.049    1.105    .671    B
  30   0.    1250.2    29.5    37.5    399.1    1.049    1.104    .668    B
  31  180.   1250.2    29.4    37.5    399.1    1.048    1.104    .667    B

```

Verificações em ELS

=====

| Caso | Prefixo | Título |
|------|---------|----------|
| 5 | | .30VENT1 |
| 6 | | .30VENT2 |
| 7 | | .30VENT3 |
| 8 | | .30VENT4 |

Valores máximos permitidos de deslocamento

=====

| | | |
|-----------------------------|---|-----------|
| Horizontal absoluto | : | H/1700. |
| Altura do edifício | : | H= 19.80m |
| Horizontal entre pavimentos | : | Hi/850. |
| Vertical | : | L/250. |

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

=====

| Legenda | Valor |
|---------|--|
| Caso | Caso de carregamento de ELS |
| DeslH | Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm) |
| Relat1 | Valor relativo à altura total do edifício |
| Piso | Piso de deslocamento máximo relativo |
| DeslHp | Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm) |
| Relat3 | Valor relativo ao pé-direito do pavimento |
| Obs | Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir. |

Deslocamentos máximos

=====

| Caso | DeslH | Relat1 | Obs |
|------|-------|---------|-----|
| 5 | .97 | H/2048. | |
| 6 | .97 | H/2048. | D |
| 7 | .64 | H/3098. | |
| 8 | .64 | H/3099. | |

Deslocamentos máximos entre pisos

=====

| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
|------|------|--------|----------|-----|
| 5 | 2 | .22 | Hi/1288. | |
| 6 | 2 | .22 | Hi/1288. | DE |
| 7 | 2 | .14 | Hi/1941. | |
| 8 | 2 | .14 | Hi/1941. | |

Observações IMPORTANTES

=====

Observações para os casos com Obs="D":
 Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":
 Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

 Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
 T Q S CAD / Formas V11 02/07/07 23:30:54
 C:\TQS_UFSCAR\E1B_10P\ESPACIAL

Projeto 1
 Pórtico 'EXEMP1B_10P'
 'PPG_UFSCAR'

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

```
=====
```

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | GamaZ | Alfa | Obs |
|------|------|--------|-------|------|--------|------|-------|------|-----|
| 5 | 90. | 1800.7 | 146.1 | 84.6 | 1271.7 | 91.5 | 1.171 | .833 | B |
| 6 | 270. | 1800.7 | 146.1 | 84.6 | 1271.7 | 91.5 | 1.171 | .833 | B |
| 7 | 0. | 1800.7 | 99.3 | 58.0 | 872.3 | 91.5 | 1.169 | .829 | B |
| 8 | 180. | 1800.7 | 99.3 | 58.0 | 872.3 | 91.5 | 1.169 | .829 | B |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

```
=====
```

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | GamaZ | Alfa | Obs |
|------|------|--------|-------|------|--------|-------|-------|------|-----|
| 14 | 90. | 1800.7 | 87.6 | 50.8 | 763.0 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 15 | 270. | 1800.7 | 87.6 | 50.8 | 763.0 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 16 | 0. | 1800.7 | 59.6 | 34.8 | 523.4 | 1.111 | 1.170 | .829 | B |
| 17 | 180. | 1800.7 | 59.5 | 34.8 | 523.4 | 1.111 | 1.169 | .828 | B |
| 18 | 90. | 1800.7 | 146.1 | 84.6 | 1271.7 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 19 | 270. | 1800.7 | 146.1 | 84.6 | 1271.7 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 20 | 0. | 1800.7 | 99.3 | 58.0 | 872.3 | 1.111 | 1.169 | .829 | B |
| 21 | 180. | 1800.7 | 99.2 | 58.0 | 872.3 | 1.111 | 1.169 | .828 | B |
| 24 | 90. | 1800.7 | 87.6 | 50.8 | 763.0 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 25 | 270. | 1800.7 | 87.6 | 50.8 | 763.0 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 26 | 0. | 1800.7 | 59.6 | 34.8 | 523.4 | 1.111 | 1.170 | .829 | B |
| 27 | 180. | 1800.7 | 59.5 | 34.8 | 523.4 | 1.111 | 1.169 | .828 | B |
| 28 | 90. | 1800.7 | 146.1 | 84.6 | 1271.7 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 29 | 270. | 1800.7 | 146.1 | 84.6 | 1271.7 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 30 | 0. | 1800.7 | 99.3 | 58.0 | 872.3 | 1.111 | 1.169 | .829 | B |
| 31 | 180. | 1800.7 | 99.2 | 58.0 | 872.3 | 1.111 | 1.169 | .828 | B |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

```
=====
```

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | GamaZ | Alfa | Obs |
|------|------|--------|-------|------|--------|-------|-------|------|-----|
| 14 | 90. | 1800.7 | 87.6 | 50.8 | 763.0 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 15 | 270. | 1800.7 | 87.6 | 50.8 | 763.0 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 16 | 0. | 1800.7 | 59.6 | 34.8 | 523.4 | 1.111 | 1.170 | .829 | B |
| 17 | 180. | 1800.7 | 59.5 | 34.8 | 523.4 | 1.111 | 1.169 | .828 | B |
| 18 | 90. | 1800.7 | 146.1 | 84.6 | 1271.7 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 19 | 270. | 1800.7 | 146.1 | 84.6 | 1271.7 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 20 | 0. | 1800.7 | 99.3 | 58.0 | 872.3 | 1.111 | 1.169 | .829 | B |
| 21 | 180. | 1800.7 | 99.2 | 58.0 | 872.3 | 1.111 | 1.169 | .828 | B |
| 24 | 90. | 1800.7 | 87.6 | 50.8 | 763.0 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 25 | 270. | 1800.7 | 87.6 | 50.8 | 763.0 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 26 | 0. | 1800.7 | 59.6 | 34.8 | 523.4 | 1.111 | 1.170 | .829 | B |
| 27 | 180. | 1800.7 | 59.5 | 34.8 | 523.4 | 1.111 | 1.169 | .828 | B |
| 28 | 90. | 1800.7 | 146.1 | 84.6 | 1271.7 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 29 | 270. | 1800.7 | 146.1 | 84.6 | 1271.7 | 1.113 | 1.171 | .833 | B |
| 30 | 0. | 1800.7 | 99.3 | 58.0 | 872.3 | 1.111 | 1.169 | .829 | B |
| 31 | 180. | 1800.7 | 99.2 | 58.0 | 872.3 | 1.111 | 1.169 | .828 | B |

Verificações em ELS

=====

| Caso | Prefixo | Título |
|------|---------|----------|
| 5 | | .30VENT1 |
| 6 | | .30VENT2 |
| 7 | | .30VENT3 |
| 8 | | .30VENT4 |

Valores máximos permitidos de deslocamento

=====

| | | |
|-----------------------------|---|-----------|
| Horizontal absoluto | : | H/1700. |
| Altura do edifício | : | H= 28.20m |
| Horizontal entre pavimentos | : | Hi/850. |
| Vertical | : | L/250. |

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

=====

| Legenda | Valor |
|---------|--|
| Caso | Caso de carregamento de ELS |
| DeslH | Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm) |
| Relat1 | Valor relativo à altura total do edifício |
| Piso | Piso de deslocamento máximo relativo |
| DeslHp | Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm) |
| Relat3 | Valor relativo ao pé-direito do pavimento |
| Obs | Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir. |

Deslocamentos máximos

=====

| Caso | DeslH | Relat1 | Obs |
|------|-------|---------|-----|
| 5 | 2.19 | H/1287. | A D |
| 6 | 2.19 | H/1287. | A |
| 7 | 1.48 | H/1900. | |
| 8 | 1.48 | H/1900. | |

Deslocamentos máximos entre pisos

=====

| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
|------|------|--------|----------|-----|
| 5 | 2 | .35 | Hi/791. | C |
| 6 | 2 | .35 | Hi/791. | CDE |
| 7 | 2 | .24 | Hi/1159. | |
| 8 | 2 | .24 | Hi/1159. | |

Observações IMPORTANTES

=====

Observações para os casos com Obs="A":

Os deslocamentos horizontais deste edifício são maiores do que os admitidos pela NBR-6118:2003 para movimento lateral de edifícios. Recomendamos enrijecer a estrutura para que o limite da norma não seja excedido.

Observações para os casos com Obs="C":

Os deslocamentos horizontais entre pisos são maiores do que os admitidos pela NBR-6118:2003 para movimento lateral de edifícios. Recomendamos enrijecer a estrutura para que o limite da norma não seja excedido.

Observações para os casos com Obs="D":

Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":

Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

ANEXO 4

**LISTAGEM COM
RESULTADOS DE PARÂMETROS
DE ESTABILIDADE GLOBAL
EDIFÍCIOS TIPO A
4, 5, 7 e 10 PAVIMENTOS
P-Δ**

 Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
 T Q S CAD / Formas V11 02/07/07 22:13:01
 C:\TQS_UFSCAR\E1A_04P_PD\ESPACIAL

Projeto 1
 Pórtico 'EXEMPLO_4P_PD'
 'PPG_UFSCAR'

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|------|------|-------|------|-------|------|-----|
| 5 | 90. | 1010.6 | 12.0 | 43.7 | 276.2 | 23.1 | 1.059 | .506 | |
| 6 | 270. | 1010.6 | 12.0 | 43.7 | 276.2 | 23.1 | 1.059 | .506 | |
| 7 | 0. | 1010.6 | 6.6 | 16.2 | 102.4 | 23.1 | 1.089 | .631 | B |
| 8 | 180. | 1010.6 | 6.6 | 16.2 | 102.4 | 23.1 | 1.089 | .631 | B |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|------|------|-------|-------|-------|------|-----|
| 14 | 90. | 1010.6 | 7.7 | 26.2 | 165.7 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 15 | 270. | 1010.6 | 7.7 | 26.2 | 165.7 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 16 | 0. | 1010.6 | 4.4 | 9.7 | 61.5 | 1.000 | 1.090 | .663 | B |
| 17 | 180. | 1010.6 | 4.3 | 9.7 | 61.5 | 1.000 | 1.090 | .661 | B |
| 18 | 90. | 1010.6 | 12.8 | 43.7 | 276.2 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 19 | 270. | 1010.6 | 12.8 | 43.7 | 276.2 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 20 | 0. | 1010.6 | 7.2 | 16.2 | 102.4 | 1.000 | 1.090 | .661 | B |
| 21 | 180. | 1010.6 | 7.2 | 16.2 | 102.4 | 1.000 | 1.090 | .660 | B |
| 24 | 90. | 1010.6 | 7.7 | 26.2 | 165.7 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 25 | 270. | 1010.6 | 7.7 | 26.2 | 165.7 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 26 | 0. | 1010.6 | 4.4 | 9.7 | 61.5 | 1.000 | 1.090 | .663 | B |
| 27 | 180. | 1010.6 | 4.3 | 9.7 | 61.5 | 1.000 | 1.090 | .661 | B |
| 28 | 90. | 1010.6 | 12.8 | 43.7 | 276.2 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 29 | 270. | 1010.6 | 12.8 | 43.7 | 276.2 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 30 | 0. | 1010.6 | 7.2 | 16.2 | 102.4 | 1.000 | 1.090 | .661 | B |
| 31 | 180. | 1010.6 | 7.2 | 16.2 | 102.4 | 1.000 | 1.090 | .660 | B |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|------|------|-------|-------|-------|------|-----|
| 14 | 90. | 1010.6 | 7.7 | 26.2 | 165.7 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 15 | 270. | 1010.6 | 7.7 | 26.2 | 165.7 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 16 | 0. | 1010.6 | 4.4 | 9.7 | 61.5 | 1.000 | 1.090 | .663 | B |
| 17 | 180. | 1010.6 | 4.3 | 9.7 | 61.5 | 1.000 | 1.090 | .661 | B |
| 18 | 90. | 1010.6 | 12.8 | 43.7 | 276.2 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 19 | 270. | 1010.6 | 12.8 | 43.7 | 276.2 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 20 | 0. | 1010.6 | 7.2 | 16.2 | 102.4 | 1.000 | 1.090 | .661 | B |
| 21 | 180. | 1010.6 | 7.2 | 16.2 | 102.4 | 1.000 | 1.090 | .660 | B |
| 24 | 90. | 1010.6 | 7.7 | 26.2 | 165.7 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 25 | 270. | 1010.6 | 7.7 | 26.2 | 165.7 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 26 | 0. | 1010.6 | 4.4 | 9.7 | 61.5 | 1.000 | 1.090 | .663 | B |
| 27 | 180. | 1010.6 | 4.3 | 9.7 | 61.5 | 1.000 | 1.090 | .661 | B |
| 28 | 90. | 1010.6 | 12.8 | 43.7 | 276.2 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 29 | 270. | 1010.6 | 12.8 | 43.7 | 276.2 | 1.000 | 1.059 | .521 | |
| 30 | 0. | 1010.6 | 7.2 | 16.2 | 102.4 | 1.000 | 1.090 | .661 | B |
| 31 | 180. | 1010.6 | 7.2 | 16.2 | 102.4 | 1.000 | 1.090 | .660 | B |

Verificações em ELS

```

=====
Caso Prefixo Título
5      .30VENT1
6      .30VENT2
7      .30VENT3
8      .30VENT4

```

Valores máximos permitidos de deslocamento

```

=====
Horizontal absoluto      : H/1700.
Altura do edifício      : H= 11.40m
Horizontal entre pavimentos : Hi/850.
Vertical                 : L/250.

```

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

```

=====
Legenda Valor
Caso      Caso de carregamento de ELS
DeslH     Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm)
Relat1    Valor relativo à altura total do edifício
Piso      Piso de deslocamento máximo relativo
DeslHp    Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm)
Relat3    Valor relativo ao pé-direito do pavimento
Obs       Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.

```

Deslocamentos máximos

```

=====
Caso      DeslH     Relat1     Obs
5         .34      H/3334.
6         .34      H/3334.    D
7         .18      H/6496.
8         .18      H/6496.

```

Deslocamentos máximos entre pisos

```

=====
Caso Piso  DeslHp  Relat3     Obs
5     2    .12     Hi/2418.
6     2    .12     Hi/2418.    DE
7     2    .06     Hi/4685.
8     2    .06     Hi/4685.

```

Observações IMPORTANTES

```

=====
Observações para os casos com Obs="D":
Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

```

```

Observações para os casos com Obs="E":
Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

```

 Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
 T Q S CAD / Formas V11 02/07/07 22:17:59
 C:\TQS_UFSCAR\E1A_05P_PD\ESPACIAL

Projeto 1
 Pórtico 'EXEMPLO1A_5P'
 'PPG_UFSCAR'

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|------|------|-------|------|-------|------|-----|
| 5 | 90. | 1279.0 | 25.5 | 56.8 | 439.7 | 35.1 | 1.080 | .587 | |
| 6 | 270. | 1279.0 | 25.5 | 56.8 | 439.7 | 35.1 | 1.080 | .587 | |
| 7 | 0. | 1279.0 | 14.4 | 21.0 | 162.3 | 35.1 | 1.127 | .742 | B |
| 8 | 180. | 1279.0 | 14.4 | 21.0 | 162.3 | 35.1 | 1.127 | .742 | B |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|------|------|-------|-------|-------|------|-----|
| 14 | 90. | 1279.0 | 16.7 | 34.1 | 263.8 | 1.000 | 1.081 | .611 | B |
| 15 | 270. | 1279.0 | 16.7 | 34.1 | 263.8 | 1.000 | 1.081 | .611 | B |
| 16 | 0. | 1279.0 | 9.9 | 12.6 | 97.4 | 1.072 | 1.129 | .792 | B |
| 17 | 180. | 1279.0 | 9.8 | 12.6 | 97.4 | 1.072 | 1.129 | .791 | B |
| 18 | 90. | 1279.0 | 27.7 | 56.8 | 439.7 | 1.000 | 1.080 | .611 | B |
| 19 | 270. | 1279.0 | 27.7 | 56.8 | 439.7 | 1.000 | 1.080 | .611 | B |
| 20 | 0. | 1279.0 | 16.4 | 21.0 | 162.3 | 1.072 | 1.128 | .790 | B |
| 21 | 180. | 1279.0 | 16.3 | 21.0 | 162.3 | 1.072 | 1.128 | .790 | B |
| 24 | 90. | 1279.0 | 16.7 | 34.1 | 263.8 | 1.000 | 1.081 | .611 | B |
| 25 | 270. | 1279.0 | 16.7 | 34.1 | 263.8 | 1.000 | 1.081 | .611 | B |
| 26 | 0. | 1279.0 | 9.9 | 12.6 | 97.4 | 1.072 | 1.129 | .792 | B |
| 27 | 180. | 1279.0 | 9.8 | 12.6 | 97.4 | 1.072 | 1.129 | .791 | B |
| 28 | 90. | 1279.0 | 27.7 | 56.8 | 439.7 | 1.000 | 1.080 | .611 | B |
| 29 | 270. | 1279.0 | 27.7 | 56.8 | 439.7 | 1.000 | 1.080 | .611 | B |
| 30 | 0. | 1279.0 | 16.4 | 21.0 | 162.3 | 1.072 | 1.128 | .790 | B |
| 31 | 180. | 1279.0 | 16.3 | 21.0 | 162.3 | 1.072 | 1.128 | .790 | B |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|------|------|-------|-------|-------|------|-----|
| 14 | 90. | 1279.0 | 16.7 | 34.1 | 263.8 | 1.000 | 1.081 | .611 | B |
| 15 | 270. | 1279.0 | 16.7 | 34.1 | 263.8 | 1.000 | 1.081 | .611 | B |
| 16 | 0. | 1279.0 | 9.9 | 12.6 | 97.4 | 1.072 | 1.129 | .792 | B |
| 17 | 180. | 1279.0 | 9.8 | 12.6 | 97.4 | 1.072 | 1.129 | .791 | B |
| 18 | 90. | 1279.0 | 27.7 | 56.8 | 439.7 | 1.000 | 1.080 | .611 | B |
| 19 | 270. | 1279.0 | 27.7 | 56.8 | 439.7 | 1.000 | 1.080 | .611 | B |
| 20 | 0. | 1279.0 | 16.4 | 21.0 | 162.3 | 1.072 | 1.128 | .790 | B |
| 21 | 180. | 1279.0 | 16.3 | 21.0 | 162.3 | 1.072 | 1.128 | .790 | B |
| 24 | 90. | 1279.0 | 16.7 | 34.1 | 263.8 | 1.000 | 1.081 | .611 | B |
| 25 | 270. | 1279.0 | 16.7 | 34.1 | 263.8 | 1.000 | 1.081 | .611 | B |
| 26 | 0. | 1279.0 | 9.9 | 12.6 | 97.4 | 1.072 | 1.129 | .792 | B |
| 27 | 180. | 1279.0 | 9.8 | 12.6 | 97.4 | 1.072 | 1.129 | .791 | B |
| 28 | 90. | 1279.0 | 27.7 | 56.8 | 439.7 | 1.000 | 1.080 | .611 | B |
| 29 | 270. | 1279.0 | 27.7 | 56.8 | 439.7 | 1.000 | 1.080 | .611 | B |
| 30 | 0. | 1279.0 | 16.4 | 21.0 | 162.3 | 1.072 | 1.128 | .790 | B |
| 31 | 180. | 1279.0 | 16.3 | 21.0 | 162.3 | 1.072 | 1.128 | .790 | B |

Verificações em ELS

=====

| Caso | Prefixo | Título |
|------|---------|----------|
| 5 | | .30VENT1 |
| 6 | | .30VENT2 |
| 7 | | .30VENT3 |
| 8 | | .30VENT4 |

Valores máximos permitidos de deslocamento

=====

| | | |
|-----------------------------|---|-----------|
| Horizontal absoluto | : | H/1700. |
| Altura do edifício | : | H= 14.20m |
| Horizontal entre pavimentos | : | Hi/850. |
| Vertical | : | L/250. |

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

=====

| Legenda | Valor |
|---------|--|
| Caso | Caso de carregamento de ELS |
| DeslH | Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm) |
| Relat1 | Valor relativo à altura total do edifício |
| Piso | Piso de deslocamento máximo relativo |
| DeslHp | Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm) |
| Relat3 | Valor relativo ao pé-direito do pavimento |
| Obs | Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir. |

Deslocamentos máximos

=====

| Caso | DeslH | Relat1 | Obs |
|------|-------|---------|-----|
| 5 | .57 | H/2479. | |
| 6 | .57 | H/2479. | D |
| 7 | .30 | H/4778. | |
| 8 | .30 | H/4778. | |

Deslocamentos máximos entre pisos

=====

| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
|------|------|--------|----------|-----|
| 5 | 2 | .17 | Hi/1659. | |
| 6 | 2 | .17 | Hi/1659. | DE |
| 7 | 2 | .09 | Hi/3211. | |
| 8 | 2 | .09 | Hi/3211. | |

Observações IMPORTANTES

=====

Observações para os casos com Obs="D":
 Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":
 Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

 Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
 T Q S CAD / Formas V11 02/07/07 22:29:26
 C:\TQS_UFSCAR\E1A_07P_PD\ESPACIAL

Projeto 1
 Pórtico 'EXEMP1A_7P_PD'
 'PPG_UFSCAR'

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|------|------|-------|------|-------|------|-----|
| 5 | 90. | 1815.9 | 79.5 | 84.7 | 900.3 | 66.7 | 1.127 | .726 | B |
| 6 | 270. | 1815.9 | 79.5 | 84.7 | 900.3 | 66.7 | 1.127 | .726 | B |
| 7 | 0. | 1815.9 | 46.4 | 31.2 | 331.5 | 66.7 | 1.217 | .929 | B |
| 8 | 180. | 1815.9 | 46.4 | 31.2 | 331.5 | 66.7 | 1.217 | .929 | B |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|------|------|-------|-------|-------|-------|-----|
| 14 | 90. | 1815.9 | 54.5 | 50.8 | 540.2 | 1.072 | 1.128 | .773 | B |
| 15 | 270. | 1815.9 | 54.5 | 50.8 | 540.2 | 1.072 | 1.128 | .773 | B |
| 16 | 0. | 1815.9 | 34.7 | 18.7 | 198.9 | 1.161 | 1.222 | 1.034 | B |
| 17 | 180. | 1815.9 | 34.7 | 18.7 | 198.9 | 1.161 | 1.222 | 1.032 | B |
| 18 | 90. | 1815.9 | 90.4 | 84.7 | 900.3 | 1.071 | 1.128 | .771 | B |
| 19 | 270. | 1815.9 | 90.4 | 84.7 | 900.3 | 1.071 | 1.128 | .771 | B |
| 20 | 0. | 1815.9 | 57.5 | 31.2 | 331.5 | 1.160 | 1.221 | 1.030 | B |
| 21 | 180. | 1815.9 | 57.4 | 31.2 | 331.5 | 1.159 | 1.220 | 1.029 | B |
| 24 | 90. | 1815.9 | 54.5 | 50.8 | 540.2 | 1.072 | 1.128 | .773 | B |
| 25 | 270. | 1815.9 | 54.5 | 50.8 | 540.2 | 1.072 | 1.128 | .773 | B |
| 26 | 0. | 1815.9 | 34.7 | 18.7 | 198.9 | 1.161 | 1.222 | 1.034 | B |
| 27 | 180. | 1815.9 | 34.7 | 18.7 | 198.9 | 1.161 | 1.222 | 1.032 | B |
| 28 | 90. | 1815.9 | 90.4 | 84.7 | 900.3 | 1.071 | 1.128 | .771 | B |
| 29 | 270. | 1815.9 | 90.4 | 84.7 | 900.3 | 1.071 | 1.128 | .771 | B |
| 30 | 0. | 1815.9 | 57.5 | 31.2 | 331.5 | 1.160 | 1.221 | 1.030 | B |
| 31 | 180. | 1815.9 | 57.4 | 31.2 | 331.5 | 1.159 | 1.220 | 1.029 | B |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|------|------|-------|-------|-------|-------|-----|
| 14 | 90. | 1815.9 | 54.5 | 50.8 | 540.2 | 1.072 | 1.128 | .773 | B |
| 15 | 270. | 1815.9 | 54.5 | 50.8 | 540.2 | 1.072 | 1.128 | .773 | B |
| 16 | 0. | 1815.9 | 34.7 | 18.7 | 198.9 | 1.161 | 1.222 | 1.034 | B |
| 17 | 180. | 1815.9 | 34.7 | 18.7 | 198.9 | 1.161 | 1.222 | 1.032 | B |
| 18 | 90. | 1815.9 | 90.4 | 84.7 | 900.3 | 1.071 | 1.128 | .771 | B |
| 19 | 270. | 1815.9 | 90.4 | 84.7 | 900.3 | 1.071 | 1.128 | .771 | B |
| 20 | 0. | 1815.9 | 57.5 | 31.2 | 331.5 | 1.160 | 1.221 | 1.030 | B |
| 21 | 180. | 1815.9 | 57.4 | 31.2 | 331.5 | 1.159 | 1.220 | 1.029 | B |
| 24 | 90. | 1815.9 | 54.5 | 50.8 | 540.2 | 1.072 | 1.128 | .773 | B |
| 25 | 270. | 1815.9 | 54.5 | 50.8 | 540.2 | 1.072 | 1.128 | .773 | B |
| 26 | 0. | 1815.9 | 34.7 | 18.7 | 198.9 | 1.161 | 1.222 | 1.034 | B |
| 27 | 180. | 1815.9 | 34.7 | 18.7 | 198.9 | 1.161 | 1.222 | 1.032 | B |
| 28 | 90. | 1815.9 | 90.4 | 84.7 | 900.3 | 1.071 | 1.128 | .771 | B |
| 29 | 270. | 1815.9 | 90.4 | 84.7 | 900.3 | 1.071 | 1.128 | .771 | B |
| 30 | 0. | 1815.9 | 57.5 | 31.2 | 331.5 | 1.160 | 1.221 | 1.030 | B |
| 31 | 180. | 1815.9 | 57.4 | 31.2 | 331.5 | 1.159 | 1.220 | 1.029 | B |

Verificações em ELS

=====

| Caso | Prefixo | Título |
|------|---------|----------|
| 5 | | .30VENT1 |
| 6 | | .30VENT2 |
| 7 | | .30VENT3 |
| 8 | | .30VENT4 |

Valores máximos permitidos de deslocamento

=====

| | | |
|-----------------------------|---|-----------|
| Horizontal absoluto | : | H/1700. |
| Altura do edifício | : | H= 19.80m |
| Horizontal entre pavimentos | : | Hi/850. |
| Vertical | : | L/250. |

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

=====

| Legenda | Valor |
|---------|--|
| Caso | Caso de carregamento de ELS |
| DeslH | Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm) |
| Relat1 | Valor relativo à altura total do edifício |
| Piso | Piso de deslocamento máximo relativo |
| DeslHp | Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm) |
| Relat3 | Valor relativo ao pé-direito do pavimento |
| Obs | Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir. |

Deslocamentos máximos

=====

| Caso | DeslH | Relat1 | Obs |
|------|-------|---------|-----|
| 5 | 1.25 | H/1582. | A D |
| 6 | 1.25 | H/1582. | A |
| 7 | .66 | H/3014. | |
| 8 | .66 | H/3014. | |

Deslocamentos máximos entre pisos

=====

| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
|------|------|--------|----------|-----|
| 5 | 2 | .28 | Hi/990. | |
| 6 | 2 | .28 | Hi/990. | DE |
| 7 | 2 | .15 | Hi/1907. | |
| 8 | 2 | .15 | Hi/1907. | |

Observações IMPORTANTES

=====

Observações para os casos com Obs="A":

Os deslocamentos horizontais deste edifício são maiores do que os admitidos pela NBR-6118:2003 para movimento lateral de edifícios. Recomendamos enrijecer a estrutura para que o limite da norma não seja excedido.

Observações para os casos com Obs="D":

Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":

Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

 Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
 T Q S CAD / Formas V11 02/07/07 22:32:00
 C:\TQS_UFSCAR\E1A_10P_PD\ESPACIAL

Projeto 1
 Pórtico 'EXEMPLA_10P_PD'
 'PPG_UFSCAR'

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|------|
| 5 | 90. | 2621.3 | 260.0 | 128.2 | 1927.0 | 132.9 | 1.207 | .900 | B |
| 6 | 270. | 2621.3 | 260.0 | 128.2 | 1927.0 | 132.9 | 1.207 | .900 | B |
| 7 | 0. | 2621.3 | 157.0 | 47.5 | 713.9 | 132.9 | 1.389 | 1.160 | AB E |
| 8 | 180. | 2621.3 | 157.0 | 47.5 | 713.9 | 132.9 | 1.389 | 1.160 | AB E |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|------|
| 14 | 90. | 2621.3 | 193.3 | 76.9 | 1156.2 | 1.152 | 1.213 | .993 | B |
| 15 | 270. | 2621.3 | 193.3 | 76.9 | 1156.2 | 1.152 | 1.213 | .993 | B |
| 16 | 0. | 2621.3 | 137.8 | 28.5 | 428.3 | 1.339 | 1.410 | 1.386 | AB E |
| 17 | 180. | 2621.3 | 137.7 | 28.5 | 428.3 | 1.339 | 1.409 | 1.385 | AB E |
| 18 | 90. | 2621.3 | 319.8 | 128.2 | 1927.0 | 1.151 | 1.211 | .990 | B |
| 19 | 270. | 2621.3 | 319.8 | 128.2 | 1927.0 | 1.151 | 1.211 | .990 | B |
| 20 | 0. | 2621.3 | 226.4 | 47.5 | 713.9 | 1.333 | 1.404 | 1.376 | AB E |
| 21 | 180. | 2621.3 | 226.3 | 47.5 | 713.9 | 1.333 | 1.403 | 1.376 | AB E |
| 24 | 90. | 2621.3 | 193.3 | 76.9 | 1156.2 | 1.152 | 1.213 | .993 | B |
| 25 | 270. | 2621.3 | 193.3 | 76.9 | 1156.2 | 1.152 | 1.213 | .993 | B |
| 26 | 0. | 2621.3 | 137.8 | 28.5 | 428.3 | 1.339 | 1.410 | 1.386 | AB E |
| 27 | 180. | 2621.3 | 137.7 | 28.5 | 428.3 | 1.339 | 1.409 | 1.385 | AB E |
| 28 | 90. | 2621.3 | 319.8 | 128.2 | 1927.0 | 1.151 | 1.211 | .990 | B |
| 29 | 270. | 2621.3 | 319.8 | 128.2 | 1927.0 | 1.151 | 1.211 | .990 | B |
| 30 | 0. | 2621.3 | 226.4 | 47.5 | 713.9 | 1.333 | 1.404 | 1.376 | AB E |
| 31 | 180. | 2621.3 | 226.3 | 47.5 | 713.9 | 1.333 | 1.403 | 1.376 | AB E |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|------|
| 14 | 90. | 2621.3 | 193.3 | 76.9 | 1156.2 | 1.152 | 1.213 | .993 | B |
| 15 | 270. | 2621.3 | 193.3 | 76.9 | 1156.2 | 1.152 | 1.213 | .993 | B |
| 16 | 0. | 2621.3 | 137.8 | 28.5 | 428.3 | 1.339 | 1.410 | 1.386 | AB E |
| 17 | 180. | 2621.3 | 137.7 | 28.5 | 428.3 | 1.339 | 1.409 | 1.385 | AB E |
| 18 | 90. | 2621.3 | 319.8 | 128.2 | 1927.0 | 1.151 | 1.211 | .990 | B |
| 19 | 270. | 2621.3 | 319.8 | 128.2 | 1927.0 | 1.151 | 1.211 | .990 | B |
| 20 | 0. | 2621.3 | 226.4 | 47.5 | 713.9 | 1.333 | 1.404 | 1.376 | AB E |
| 21 | 180. | 2621.3 | 226.3 | 47.5 | 713.9 | 1.333 | 1.403 | 1.376 | AB E |
| 24 | 90. | 2621.3 | 193.3 | 76.9 | 1156.2 | 1.152 | 1.213 | .993 | B |
| 25 | 270. | 2621.3 | 193.3 | 76.9 | 1156.2 | 1.152 | 1.213 | .993 | B |
| 26 | 0. | 2621.3 | 137.8 | 28.5 | 428.3 | 1.339 | 1.410 | 1.386 | AB E |
| 27 | 180. | 2621.3 | 137.7 | 28.5 | 428.3 | 1.339 | 1.409 | 1.385 | AB E |
| 28 | 90. | 2621.3 | 319.8 | 128.2 | 1927.0 | 1.151 | 1.211 | .990 | B |
| 29 | 270. | 2621.3 | 319.8 | 128.2 | 1927.0 | 1.151 | 1.211 | .990 | B |
| 30 | 0. | 2621.3 | 226.4 | 47.5 | 713.9 | 1.333 | 1.404 | 1.376 | AB E |
| 31 | 180. | 2621.3 | 226.3 | 47.5 | 713.9 | 1.333 | 1.403 | 1.376 | AB E |

Verificações em ELS

=====

| Caso | Prefixo | Título |
|------|---------|----------|
| 5 | | .30VENT1 |
| 6 | | .30VENT2 |
| 7 | | .30VENT3 |
| 8 | | .30VENT4 |

Valores máximos permitidos de deslocamento

=====

| | | |
|-----------------------------|---|-----------|
| Horizontal absoluto | : | H/1700. |
| Altura do edifício | : | H= 28.20m |
| Horizontal entre pavimentos | : | Hi/850. |
| Vertical | : | L/250. |

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

=====

| Legenda | Valor |
|---------|--|
| Caso | Caso de carregamento de ELS |
| DeslH | Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm) |
| Relat1 | Valor relativo à altura total do edifício |
| Piso | Piso de deslocamento máximo relativo |
| DeslHp | Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm) |
| Relat3 | Valor relativo ao pé-direito do pavimento |
| Obs | Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir. |

Deslocamentos máximos

=====

| Caso | DeslH | Relat1 | Obs |
|------|-------|---------|-----|
| 5 | 2.85 | H/989. | A D |
| 6 | 2.85 | H/989. | A |
| 7 | 1.51 | H/1873. | |
| 8 | 1.51 | H/1873. | |

Deslocamentos máximos entre pisos

=====

| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
|------|------|--------|----------|-----|
| 5 | 2 | .46 | Hi/604. | C |
| 6 | 2 | .46 | Hi/604. | CDE |
| 7 | 2 | .24 | Hi/1152. | |
| 8 | 2 | .24 | Hi/1152. | |

Observações IMPORTANTES

=====

Observações para os casos com Obs="A":

Os deslocamentos horizontais deste edifício são maiores do que os admitidos pela NBR-6118:2003 para movimento lateral de edifícios. Recomendamos enrijecer a estrutura para que o limite da norma não seja excedido.

Observações para os casos com Obs="C":

Os deslocamentos horizontais entre pisos são maiores do que os admitidos pela NBR-6118:2003 para movimento lateral de edifícios. Recomendamos enrijecer a estrutura para que o limite da norma não seja excedido.

Observações para os casos com Obs="D":

Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":

Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

ANEXO 5

**LISTAGEM COM
RESULTADOS DE PARÂMETROS
DE ESTABILIDADE GLOBAL
EDIFÍCIOS TIPO B
4, 5, 7 e 10 PAVIMENTOS
P-Δ**

```

-----
                Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
      T   Q   S           CAD / Formas   V11   02/07/07 22:49:28
C:\TQS_UFSCAR\E1B_04P_PD\ESPACIAL
-----

```

```

Projeto      1
Pórtico     'EXEMP1B 4P'
           'PPG_UFSCAR'

```

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

```

=====
Caso  Ang   CTot   M2   CHor   M1   Mig   RM2M1  Alfa  Obs
   5   90.   699.7   6.5   28.8   182.1  16.0   1.048  .463
   6   270.  699.7   6.5   28.8   182.1  16.0   1.048  .463
   7    0.   699.7   4.3   19.3   121.8  16.0   1.047  .462
   8  180.   699.7   4.3   19.3   121.8  16.0   1.047  .462

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

```

=====
Caso  Ang   CTot   M2   CHor   M1   MultH  RM2M1  Alfa  Obs
  14   90.   699.7   4.1   17.3   109.2  1.000   1.048  .475
  15  270.   699.7   4.1   17.3   109.2  1.000   1.048  .475
  16    0.   699.7   2.7   11.6   73.1   1.000   1.048  .475
  17  180.   699.7   2.7   11.6   73.1   1.000   1.048  .473
  18   90.   699.7   6.8   28.8   182.1  1.000   1.048  .475
  19  270.   699.7   6.8   28.8   182.1  1.000   1.048  .475
  20    0.   699.7   4.6   19.3   121.8  1.000   1.048  .474
  21  180.   699.7   4.5   19.3   121.8  1.000   1.048  .473
  24   90.   699.7   4.1   17.3   109.2  1.000   1.048  .475
  25  270.   699.7   4.1   17.3   109.2  1.000   1.048  .475
  26    0.   699.7   2.7   11.6   73.1   1.000   1.048  .475
  27  180.   699.7   2.7   11.6   73.1   1.000   1.048  .473
  28   90.   699.7   6.8   28.8   182.1  1.000   1.048  .475
  29  270.   699.7   6.8   28.8   182.1  1.000   1.048  .475
  30    0.   699.7   4.6   19.3   121.8  1.000   1.048  .474
  31  180.   699.7   4.5   19.3   121.8  1.000   1.048  .473

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

```

=====
Caso  Ang   CTot   M2   CHor   M1   MultH  RM2M1  Alfa  Obs
  14   90.   699.7   4.1   17.3   109.2  1.000   1.048  .475
  15  270.   699.7   4.1   17.3   109.2  1.000   1.048  .475
  16    0.   699.7   2.7   11.6   73.1   1.000   1.048  .475
  17  180.   699.7   2.7   11.6   73.1   1.000   1.048  .473
  18   90.   699.7   6.8   28.8   182.1  1.000   1.048  .475
  19  270.   699.7   6.8   28.8   182.1  1.000   1.048  .475
  20    0.   699.7   4.6   19.3   121.8  1.000   1.048  .474
  21  180.   699.7   4.5   19.3   121.8  1.000   1.048  .473
  24   90.   699.7   4.1   17.3   109.2  1.000   1.048  .475
  25  270.   699.7   4.1   17.3   109.2  1.000   1.048  .475
  26    0.   699.7   2.7   11.6   73.1   1.000   1.048  .475
  27  180.   699.7   2.7   11.6   73.1   1.000   1.048  .473
  28   90.   699.7   6.8   28.8   182.1  1.000   1.048  .475
  29  270.   699.7   6.8   28.8   182.1  1.000   1.048  .475
  30    0.   699.7   4.6   19.3   121.8  1.000   1.048  .474
  31  180.   699.7   4.5   19.3   121.8  1.000   1.048  .473

```

Verificações em ELS

```

=====
Caso Prefixo Título
  5          .30VENT1
  6          .30VENT2
  7          .30VENT3
  8          .30VENT4

```

Valores máximos permitidos de deslocamento

```

=====
Horizontal absoluto      : H/1700.
Altura do edifício      : H= 11.40m
Horizontal entre pavimentos : Hi/850.
Vertical                 : L/250.

```

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

```

=====
Legenda Valor
Caso      Caso de carregamento de ELS
DeslH     Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm)
Relat1    Valor relativo à altura total do edifício
Piso      Piso de deslocamento máximo relativo
DeslHp    Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm)
Relat3    Valor relativo ao pé-direito do pavimento
Obs       Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.

```

Deslocamentos máximos

```

=====
Caso      DeslH  Relat1  Obs
  5        .26   H/4424.
  6        .26   H/4424.  D
  7        .17   H/6637.
  8        .17   H/6638.

```

Deslocamentos máximos entre pisos

```

=====
Caso  Piso  DeslHp  Relat3  Obs
  5    2    .09    Hi/3193.
  6    2    .09    Hi/3193.  DE
  7    2    .06    Hi/4787.
  8    2    .06    Hi/4788.

```

Observações IMPORTANTES

```

=====

```

Observações para os casos com Obs="D":

Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":

Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

 Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
 T Q S CAD / Formas V11 02/07/07 22:55:29
 C:\TQS_UFSCAR\E1B_05P_PD\ESPACIAL

Projeto 1
 Pórtico 'EXEMP1B_5P_PD'
 'PPG_UFSCAR'

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|-------|------|------|-------|------|-------|------|-----|
| 5 | 90. | 883.2 | 14.3 | 38.1 | 295.1 | 24.3 | 1.065 | .540 | |
| 6 | 270. | 883.2 | 14.3 | 38.1 | 295.1 | 24.3 | 1.065 | .540 | |
| 7 | 0. | 883.2 | 9.4 | 25.3 | 196.2 | 24.3 | 1.065 | .538 | |
| 8 | 180. | 883.2 | 9.4 | 25.3 | 196.2 | 24.3 | 1.065 | .538 | |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|-------|------|------|-------|-------|-------|------|-----|
| 14 | 90. | 883.2 | 9.2 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.066 | .558 | |
| 15 | 270. | 883.2 | 9.2 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.066 | .559 | |
| 16 | 0. | 883.2 | 6.1 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.066 | .557 | |
| 17 | 180. | 883.2 | 6.0 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.065 | .556 | |
| 18 | 90. | 883.2 | 15.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.066 | .558 | |
| 19 | 270. | 883.2 | 15.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.066 | .558 | |
| 20 | 0. | 883.2 | 10.1 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .556 | |
| 21 | 180. | 883.2 | 10.1 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .555 | |
| 24 | 90. | 883.2 | 9.2 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.066 | .558 | |
| 25 | 270. | 883.2 | 9.2 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.066 | .559 | |
| 26 | 0. | 883.2 | 6.1 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.066 | .557 | |
| 27 | 180. | 883.2 | 6.0 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.065 | .556 | |
| 28 | 90. | 883.2 | 15.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.066 | .558 | |
| 29 | 270. | 883.2 | 15.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.066 | .558 | |
| 30 | 0. | 883.2 | 10.1 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .556 | |
| 31 | 180. | 883.2 | 10.1 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .555 | |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|-------|------|------|-------|-------|-------|------|-----|
| 14 | 90. | 883.2 | 9.2 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.066 | .558 | |
| 15 | 270. | 883.2 | 9.2 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.066 | .559 | |
| 16 | 0. | 883.2 | 6.1 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.066 | .557 | |
| 17 | 180. | 883.2 | 6.0 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.065 | .556 | |
| 18 | 90. | 883.2 | 15.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.066 | .558 | |
| 19 | 270. | 883.2 | 15.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.066 | .558 | |
| 20 | 0. | 883.2 | 10.1 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .556 | |
| 21 | 180. | 883.2 | 10.1 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .555 | |
| 24 | 90. | 883.2 | 9.2 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.066 | .558 | |
| 25 | 270. | 883.2 | 9.2 | 22.9 | 177.1 | 1.000 | 1.066 | .559 | |
| 26 | 0. | 883.2 | 6.1 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.066 | .557 | |
| 27 | 180. | 883.2 | 6.0 | 15.2 | 117.7 | 1.000 | 1.065 | .556 | |
| 28 | 90. | 883.2 | 15.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.066 | .558 | |
| 29 | 270. | 883.2 | 15.3 | 38.1 | 295.1 | 1.000 | 1.066 | .558 | |
| 30 | 0. | 883.2 | 10.1 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .556 | |
| 31 | 180. | 883.2 | 10.1 | 25.3 | 196.2 | 1.000 | 1.065 | .555 | |

Verificações em ELS

```

=====
Caso Prefixo Título
  5          .30VENT1
  6          .30VENT2
  7          .30VENT3
  8          .30VENT4

```

Valores máximos permitidos de deslocamento

```

=====
Horizontal absoluto      : H/1700.
Altura do edifício      : H= 14.20m
Horizontal entre pavimentos : Hi/850.
Vertical                 : L/250.

```

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

```

=====
Legenda Valor
Caso      Caso de carregamento de ELS
DeslH     Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm)
Relat1    Valor relativo à altura total do edifício
Piso      Piso de deslocamento máximo relativo
DeslHp    Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm)
Relat3    Valor relativo ao pé-direito do pavimento
Obs       Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.

```

Deslocamentos máximos

```

=====
Caso      DeslH  Relat1  Obs
  5        .44   H/3208.
  6        .44   H/3208.   D
  7        .29   H/4849.
  8        .29   H/4850.

```

Deslocamentos máximos entre pisos

```

=====
Caso  Piso  DeslHp  Relat3  Obs
  5    2    .13    Hi/2146.
  6    2    .13    Hi/2146.   DE
  7    2    .09    Hi/3239.
  8    2    .09    Hi/3239.

```

Observações IMPORTANTES

```

=====

```

Observações para os casos com Obs="D":
 Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":
 Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

```

-----
                Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
      T   Q   S           CAD / Formas   V11   02/07/07 23:25:57
C:\TQS_UFSCAR\E1B_07P_PD\ESPACIAL
-----

```

```

Projeto      1
Pórtico     'EXEMP1B_7P_PD'
           'PPG_UFSCAR'

```

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

```

=====
Caso  Ang    CTot    M2    CHor    M1    Mig    GamaZ    Alfa    Obs
   5   90.    1250.2   44.6   56.3   599.1   46.0    1.105    .670    B
   6  270.    1250.2   44.6   56.3   599.1   46.0    1.105    .670    B
   7    0.    1250.2   29.5   37.5   399.1   46.0    1.104    .668    B
   8  180.    1250.2   29.5   37.5   399.1   46.0    1.104    .668    B

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

```

=====
Caso  Ang    CTot    M2    CHor    M1    MultH    GamaZ    Alfa    Obs
  14   90.    1250.2   26.7   33.8   359.5   1.049    1.105    .670    B
  15  270.    1250.2   26.7   33.8   359.5   1.049    1.105    .671    B
  16    0.    1250.2   17.7   22.5   239.5   1.049    1.104    .668    B
  17  180.    1250.2   17.7   22.5   239.5   1.048    1.104    .667    B
  18   90.    1250.2   44.6   56.3   599.1   1.049    1.105    .670    B
  19  270.    1250.2   44.6   56.3   599.1   1.049    1.105    .671    B
  20    0.    1250.2   29.5   37.5   399.1   1.049    1.104    .668    B
  21  180.    1250.2   29.4   37.5   399.1   1.048    1.104    .667    B
  24   90.    1250.2   26.7   33.8   359.5   1.049    1.105    .670    B
  25  270.    1250.2   26.7   33.8   359.5   1.049    1.105    .671    B
  26    0.    1250.2   17.7   22.5   239.5   1.049    1.104    .668    B
  27  180.    1250.2   17.7   22.5   239.5   1.048    1.104    .667    B
  28   90.    1250.2   44.6   56.3   599.1   1.049    1.105    .670    B
  29  270.    1250.2   44.6   56.3   599.1   1.049    1.105    .671    B
  30    0.    1250.2   29.5   37.5   399.1   1.049    1.104    .668    B
  31  180.    1250.2   29.4   37.5   399.1   1.048    1.104    .667    B

```

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

```

=====
Caso  Ang    CTot    M2    CHor    M1    MultH    GamaZ    Alfa    Obs
  14   90.    1250.2   26.7   33.8   359.5   1.049    1.105    .670    B
  15  270.    1250.2   26.7   33.8   359.5   1.049    1.105    .671    B
  16    0.    1250.2   17.7   22.5   239.5   1.049    1.104    .668    B
  17  180.    1250.2   17.7   22.5   239.5   1.048    1.104    .667    B
  18   90.    1250.2   44.6   56.3   599.1   1.049    1.105    .670    B
  19  270.    1250.2   44.6   56.3   599.1   1.049    1.105    .671    B
  20    0.    1250.2   29.5   37.5   399.1   1.049    1.104    .668    B
  21  180.    1250.2   29.4   37.5   399.1   1.048    1.104    .667    B
  24   90.    1250.2   26.7   33.8   359.5   1.049    1.105    .670    B
  25  270.    1250.2   26.7   33.8   359.5   1.049    1.105    .671    B
  26    0.    1250.2   17.7   22.5   239.5   1.049    1.104    .668    B
  27  180.    1250.2   17.7   22.5   239.5   1.048    1.104    .667    B
  28   90.    1250.2   44.6   56.3   599.1   1.049    1.105    .670    B
  29  270.    1250.2   44.6   56.3   599.1   1.049    1.105    .671    B
  30    0.    1250.2   29.5   37.5   399.1   1.049    1.104    .668    B
  31  180.    1250.2   29.4   37.5   399.1   1.048    1.104    .667    B

```

Verificações em ELS

=====

| Caso | Prefixo | Título |
|------|---------|----------|
| 5 | | .30VENT1 |
| 6 | | .30VENT2 |
| 7 | | .30VENT3 |
| 8 | | .30VENT4 |

Valores máximos permitidos de deslocamento

=====

| | | |
|-----------------------------|---|-----------|
| Horizontal absoluto | : | H/1700. |
| Altura do edifício | : | H= 19.80m |
| Horizontal entre pavimentos | : | Hi/850. |
| Vertical | : | L/250. |

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

=====

| Legenda | Valor |
|---------|--|
| Caso | Caso de carregamento de ELS |
| DeslH | Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm) |
| Relat1 | Valor relativo à altura total do edifício |
| Piso | Piso de deslocamento máximo relativo |
| DeslHp | Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm) |
| Relat3 | Valor relativo ao pé-direito do pavimento |
| Obs | Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir. |

Deslocamentos máximos

=====

| Caso | DeslH | Relat1 | Obs |
|------|-------|---------|-----|
| 5 | .97 | H/2048. | |
| 6 | .97 | H/2048. | D |
| 7 | .64 | H/3098. | |
| 8 | .64 | H/3099. | |

Deslocamentos máximos entre pisos

=====

| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
|------|------|--------|----------|-----|
| 5 | 2 | .22 | Hi/1288. | |
| 6 | 2 | .22 | Hi/1288. | DE |
| 7 | 2 | .14 | Hi/1941. | |
| 8 | 2 | .14 | Hi/1941. | |

Observações IMPORTANTES

=====

Observações para os casos com Obs="D":
 Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":
 Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo

 Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
 T Q S CAD / Formas V11 02/07/07 23:30:48
 C:\TQS_UFSCAR\E1B_10P_PD\ESPACIAL

Projeto 1
 Pórtico 'EXEMP1B_10P_PD'
 'PPG_UFSCAR'

Parâmetros de estabilidade para os carregamentos simples de vento

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | Mig | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|-------|------|--------|------|-------|------|-----|
| 5 | 90. | 1800.7 | 146.1 | 84.6 | 1271.7 | 91.5 | 1.171 | .833 | B |
| 6 | 270. | 1800.7 | 146.1 | 84.6 | 1271.7 | 91.5 | 1.171 | .833 | B |
| 7 | 0. | 1800.7 | 99.3 | 58.0 | 872.3 | 91.5 | 1.169 | .829 | B |
| 8 | 180. | 1800.7 | 99.3 | 58.0 | 872.3 | 91.5 | 1.169 | .829 | B |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para vigas e lajes

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|-------|------|--------|-------|-------|------|-----|
| 14 | 90. | 1800.7 | 104.8 | 50.8 | 763.0 | 1.116 | 1.175 | .906 | B |
| 15 | 270. | 1800.7 | 104.8 | 50.8 | 763.0 | 1.116 | 1.175 | .906 | B |
| 16 | 0. | 1800.7 | 71.1 | 34.8 | 523.4 | 1.114 | 1.173 | .900 | B |
| 17 | 180. | 1800.7 | 71.0 | 34.8 | 523.4 | 1.114 | 1.173 | .899 | B |
| 18 | 90. | 1800.7 | 173.6 | 84.6 | 1271.7 | 1.115 | 1.174 | .903 | B |
| 19 | 270. | 1800.7 | 173.6 | 84.6 | 1271.7 | 1.115 | 1.174 | .903 | B |
| 20 | 0. | 1800.7 | 117.9 | 58.0 | 872.3 | 1.113 | 1.172 | .898 | B |
| 21 | 180. | 1800.7 | 117.7 | 58.0 | 872.3 | 1.113 | 1.172 | .897 | B |
| 24 | 90. | 1800.7 | 104.8 | 50.8 | 763.0 | 1.116 | 1.175 | .906 | B |
| 25 | 270. | 1800.7 | 104.8 | 50.8 | 763.0 | 1.116 | 1.175 | .906 | B |
| 26 | 0. | 1800.7 | 71.1 | 34.8 | 523.4 | 1.114 | 1.173 | .900 | B |
| 27 | 180. | 1800.7 | 71.0 | 34.8 | 523.4 | 1.114 | 1.173 | .899 | B |
| 28 | 90. | 1800.7 | 173.6 | 84.6 | 1271.7 | 1.115 | 1.174 | .903 | B |
| 29 | 270. | 1800.7 | 173.6 | 84.6 | 1271.7 | 1.115 | 1.174 | .903 | B |
| 30 | 0. | 1800.7 | 117.9 | 58.0 | 872.3 | 1.113 | 1.172 | .898 | B |
| 31 | 180. | 1800.7 | 117.7 | 58.0 | 872.3 | 1.113 | 1.172 | .897 | B |

Parâmetros de estabilidade para combinações de ELU para pilares e fundações

| Caso | Ang | CTot | M2 | CHor | M1 | MultH | RM2M1 | Alfa | Obs |
|------|------|--------|-------|------|--------|-------|-------|------|-----|
| 14 | 90. | 1800.7 | 104.8 | 50.8 | 763.0 | 1.116 | 1.175 | .906 | B |
| 15 | 270. | 1800.7 | 104.8 | 50.8 | 763.0 | 1.116 | 1.175 | .906 | B |
| 16 | 0. | 1800.7 | 71.1 | 34.8 | 523.4 | 1.114 | 1.173 | .900 | B |
| 17 | 180. | 1800.7 | 71.0 | 34.8 | 523.4 | 1.114 | 1.173 | .899 | B |
| 18 | 90. | 1800.7 | 173.6 | 84.6 | 1271.7 | 1.115 | 1.174 | .903 | B |
| 19 | 270. | 1800.7 | 173.6 | 84.6 | 1271.7 | 1.115 | 1.174 | .903 | B |
| 20 | 0. | 1800.7 | 117.9 | 58.0 | 872.3 | 1.113 | 1.172 | .898 | B |
| 21 | 180. | 1800.7 | 117.7 | 58.0 | 872.3 | 1.113 | 1.172 | .897 | B |
| 24 | 90. | 1800.7 | 104.8 | 50.8 | 763.0 | 1.116 | 1.175 | .906 | B |
| 25 | 270. | 1800.7 | 104.8 | 50.8 | 763.0 | 1.116 | 1.175 | .906 | B |
| 26 | 0. | 1800.7 | 71.1 | 34.8 | 523.4 | 1.114 | 1.173 | .900 | B |
| 27 | 180. | 1800.7 | 71.0 | 34.8 | 523.4 | 1.114 | 1.173 | .899 | B |
| 28 | 90. | 1800.7 | 173.6 | 84.6 | 1271.7 | 1.115 | 1.174 | .903 | B |
| 29 | 270. | 1800.7 | 173.6 | 84.6 | 1271.7 | 1.115 | 1.174 | .903 | B |
| 30 | 0. | 1800.7 | 117.9 | 58.0 | 872.3 | 1.113 | 1.172 | .898 | B |
| 31 | 180. | 1800.7 | 117.7 | 58.0 | 872.3 | 1.113 | 1.172 | .897 | B |

Verificações em ELS

| Caso | Prefixo | Título |
|------|---------|----------|
| 5 | | .30VENT1 |
| 6 | | .30VENT2 |
| 7 | | .30VENT3 |
| 8 | | .30VENT4 |

Valores máximos permitidos de deslocamento

| | | |
|-----------------------------|---|-----------|
| Horizontal absoluto | : | H/1700. |
| Altura do edifício | : | H= 28.20m |
| Horizontal entre pavimentos | : | Hi/850. |
| Vertical | : | L/250. |

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

| Legenda | Valor |
|---------|--|
| Caso | Caso de carregamento de ELS |
| DeslH | Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm) |
| Relat1 | Valor relativo à altura total do edifício |
| Piso | Piso de deslocamento máximo relativo |
| DeslHp | Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm) |
| Relat3 | Valor relativo ao pé-direito do pavimento |
| Obs | Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir. |

Deslocamentos máximos

| Caso | DeslH | Relat1 | Obs |
|------|-------|---------|-----|
| 5 | 2.19 | H/1287. | A D |
| 6 | 2.19 | H/1287. | A |
| 7 | 1.48 | H/1900. | |
| 8 | 1.48 | H/1900. | |

Deslocamentos máximos entre pisos

| Caso | Piso | DeslHp | Relat3 | Obs |
|------|------|--------|----------|-----|
| 5 | 2 | .35 | Hi/791. | C |
| 6 | 2 | .35 | Hi/791. | CDE |
| 7 | 2 | .24 | Hi/1159. | |
| 8 | 2 | .24 | Hi/1159. | |

Observações IMPORTANTES

Observações para os casos com Obs="A":

Os deslocamentos horizontais deste edifício são maiores do que os admitidos pela NBR-6118:2003 para movimento lateral de edifícios. Recomendamos enrijecer a estrutura para que o limite da norma não seja excedido.

Observações para os casos com Obs="C":

Os deslocamentos horizontais entre pisos são maiores do que os admitidos pela NBR-6118:2003 para movimento lateral de edifícios. Recomendamos enrijecer a estrutura para que o limite da norma não seja excedido.

Observações para os casos com Obs="D":

Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":

Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo