

**ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL
SUJEITOS ÀS AÇÕES DO VENTO**

ILKA MARIA DA SILVA

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Márcio Antônio Ramalho

DEDALUS - Acervo - EESC



31100016426

São Carlos
1996



Class.	Tese - EESC
Curt.	5320
Tombo	074/96

Estruturas

st 0744715

S586ae Silva, Ilka Maria da
Análise de edifícios de alvenaria estrutural sujeitos às ações do vento / Ilka Maria da Silva.-- São Carlos, 1996.
80p.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de São Carlos-
Universidade de São Paulo, 1996.
Orientador: Prof.Dr. Márcio Antonio Ramalho

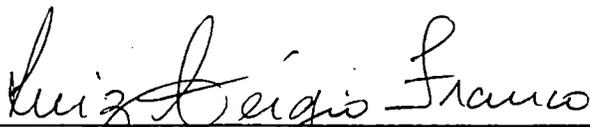
1. Alvenaria estrutural - Edifícios, 2. Vento - Efeito nas estruturas. I. Título.

FOLHA DE APROVAÇÃO

Dissertação defendida e aprovada em 22-03-1996
pela Comissão Julgadora:



Prof. Doutor **MARCIO ANTONIO RAMALHO**- Orientador
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor **LUIZ SÉRGIO FRANCO**
(Escola Politécnica - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor **JOSE SAMUEL GIONGO**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Dr. **EDUARDO CLETO PIRES**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação



Coordenador da área - Engenharia de Estruturas
Prof. Dr. **MOUNIR KHALIL EL DEBS**

Aos meus pais,
João e Lourdes

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dr. Márcio Antônio Ramalho, pela orientação fornecida durante a elaboração desse trabalho.

À CAPES - Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela concessão da bolsa de estudos.

Ao DNOCS - Departamento Nacional de Obras Contra as Secas, pela licença concedida para a minha permanência na EESC/USP durante o tempo que se fez necessário.

Aos funcionários do Departamento de Estruturas da EESC/USP, Sra. Maria Nadir Minatel, pelos serviços bibliotecários; Sra. Sylvia H. M. Villani e o Sr. Francisco G. de Brito, pela elaboração dos desenhos.

Aos demais professores e funcionários e a todos os colegas do Departamento de Estruturas da EESC/USP que de uma forma ou de outra também deram sua colaboração.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	iv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	vi
RESUMO.....	ix
ABSTRACT.....	x
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. CONCEITOS BÁSICOS.....	4
2.1. INTRODUÇÃO.....	4
2.2. DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES DO VENTO.....	4
2.2.1. Velocidade característica do vento.....	5
2.2.1.1. Fator topográfico S1.....	5
2.2.1.2. Fator de rugosidade S2.....	6
2.2.1.3. Fator estatístico S3.....	6
2.2.2. Coeficientes de arrasto.....	7
2.2.3. Exemplo de Cálculo.....	7
2.2.3.1. Cálculo da velocidade característica.....	7
2.2.3.2. Cálculo da força em cada trecho.....	8
2.2.4. Distribuição das ações do vento entre os painéis.....	9
2.3. CONCEITOS DE CONCEPÇÃO ESTRUTURAL.....	10
2.3.1. Continuidade vertical das paredes resistentes.....	12
2.3.2. Lajes.....	12
2.3.3. Escolha das unidades.....	13
2.3.4. Arranjos Estruturais das paredes.....	13
2.3.4.1. Sistema de paredes transversais.....	13
2.3.4.2. Sistema de Paredes Celulares.....	14
2.3.4.3. Sistema Complexo.....	15
3. CONSIDERAÇÕES DAS NORMAS NACIONAL E ESTRANGEIRAS.....	16
3.1. INTRODUÇÃO.....	16
3.2. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA.....	16
3.2.1. Coeficientes Parciais de Segurança das Ações.....	18
3.2.2. Coeficientes Parciais de Segurança da Resistência dos Materiais.....	19
3.3. RESISTÊNCIA DA ALVENARIA À COMPRESSÃO.....	21
3.4. ESBELTEZ DAS PAREDES.....	24
3.4.1. Altura efetiva.....	24
3.4.2. Espessura efetiva.....	25
3.5. COMPRIMENTOS DAS FLANGES.....	26
3.6. TENSÕES NORMAIS E DE CISALHAMENTO ATUANTES NAS PAREDES.....	28
3.7. DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES.....	29
3.7.1. Resistência das paredes à compressão devida às cargas verticais.....	29
3.7.1.1. Consideração da esbeltez.....	30

3.7.1.2. Consideração da excentricidade do carregamento	30
3.7.2. Resistência das paredes às solicitações combinadas de compressão axial e de flexão	31
3.7.3. Resistência das paredes à tração	32
3.7.4. Resistência das paredes ao cisalhamento	33
3.8. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS E VERGAS	35
3.9. MÓDULO DE ELASTICIDADE	36
4. PROCESSOS DE ANÁLISE DO EFEITO DO VENTO NOS EDIFÍCIOS	37
4.1. INTRODUÇÃO	37
4.2. HIPÓTESES GERAIS	38
4.3. PAINÉIS BÁSICOS	39
4.3.1. Paredes Isoladas	39
4.3.2. Paredes Ligadas por Lintéis	40
4.4. TÉCNICAS DE ANÁLISE	42
4.4.1. Processo Simplificado	42
4.4.1.1. Combinações em série	44
4.4.1.2. Combinações em paralelo	44
4.4.1.3. Exemplo Aplicativo	46
4.4.2. Análise Matricial	47
4.5. ASSOCIAÇÕES DE PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO	49
4.5.1. Associações Planas	49
4.5.2. Associações Tridimensionais	50
4.5.2.1. Cálculo Simplificado	51
4.5.2.2. Análise matricial	52
5. EXEMPLOS	54
5.1. INTRODUÇÃO	54
5.2. EXEMPLO 1	55
5.2.1. Análise dos Resultados	55
5.2.1.1. Deslocamentos Horizontais	55
5.2.1.2. Momentos fletores	58
5.2.1.3. Esforços Normais	59
5.2.1.4 Tensões Normais	60
5.2.2. Verificação dos Lintéis à flexão e ao cisalhamento	61
5.3. EXEMPLO 2	62
5.3.1. Análise dos Resultados	64
5.3.1.1. Deslocamentos Horizontais	64
5.3.1.2. Momentos fletores	65
5.3.1.3. Esforços Normais	66
5.3.1.4. Tensões Normais	67
5.3.2. Verificação dos lintéis à flexão e ao cisalhamento	68
5.4. EXEMPLO 3	69
5.4.1. Análise dos Resultados	69
5.4.1.1. Deslocamentos horizontais	69
5.4.1.2. Momentos fletores	71
5.4.1.3. Esforços Normais	72
5.4.1.4. Tensões Normais	72
5.4.2. Verificação dos lintéis à flexão e ao cisalhamento	74
6. CONCLUSÕES	75
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	78

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Geometria do edifício exemplo.....	8
Figura 2.2. Painéis de contraventamento.....	10
Figura 2.3. Distribuição das ações do vento entre os painéis.....	10
Figura 2.4. Paredes com abas.....	12
Figura 2.5. Sistema de paredes transversais.....	14
Figura 2.6. Sistema de paredes celulares.....	14
Figura 2.7. Sistema complexo.....	15
Figura 3.1. Vista superior da parede PX.....	19
Figura 3.2. Altura efetiva da parede.....	25
Figura 3.3. Paredes com enrijecedores.....	25
Figura 3.4. Comprimentos das flanges.....	26
Figura 3.5. Excentricidade da carga no topo da parede.....	31
Figura 4.1. Parede modelada em elementos finitos.....	38
Figura 4.2. Sistema de eixos no plano da laje.....	39
Figura 4.3. Parede isolada.....	40
Figura 4.4 Parede com pequenas aberturas.....	41
Figura 4.5. Parede com grandes aberturas.....	41
Figura 4.6. Curva de deslocamentos (cm).....	42
Figura 4.7. Combinações em série.....	44
Figura 4.8. Combinações em paralelo.....	44
Figura 4.9. Corte transversal do edifício exemplo.....	46
Figura 4.10. Modelo sem trechos rígidos.....	48

Figura 4.11. Modelo com trechos rígidos.....	48
Figura 4.12. Trechos rígidos	49
Figura 4.13. Associação plana de painéis.....	50
Figura 4.14. Planta de uma estrutura assimétrica.....	52
Figura 4.15. Nó mestre	53
Figura 5.1. Planta do pavimento tipo - Exemplo 1.....	56
Figura 5.2. Deslocamentos nas direções dos eixos X e Y.....	57
Figura 5.3. Momentos fletores - parede PX2.....	58
Figura 5.4. Momentos fletores - parede PX10.....	58
Figura 5.5. Momentos fletores - parede PY8.....	58
Figura 5.6. Momentos fletores - parede PY10.....	58
Figura 5.7. Tensões Normais - parede PX13.....	60
Figura 5.8. Tensões Normais - parede PX14.....	60
Figura 5.9. Tensões Normais - parede PY1.....	60
Figura 5.10. Tensões Normais - parede PY2.....	60
Figura 5.11. Planta do pavimento tipo - Exemplo 2.....	63
Figura 5.12. Deslocamentos nas direções dos eixos X e Y.....	64
Figura 5.13. Momentos fletores - parede PX5.....	65
Figura 5.14. Momentos fletores - parede PX11.....	65
Figura 5.15. Momentos fletores - parede PY10.....	65
Figura 5.16. Momentos fletores - parede PY17.....	65
Figura 5.17. Tensões Normais - parede PY3.....	67
Figura 5.18. Tensões Normais - parede PY6.....	67
Figura 5.20. Deslocamentos nas direções dos eixos X e Y.....	69
Figura 5.19. Planta do pavimento tipo - Exemplo 3.....	71
Figura 5.21. Momentos fletores - parede PX8.....	72
Figura 5.22. Momentos fletores - parede PY17.....	72

Figura 5.23. Tensões Normais - parede PX9.....	73
Figura 5.24. Tensões Normais - parede PY3.....	73
Figura 5.25. Tensões Normais - parede PY4.....	74
Figura 5.26. Tensões Normais - parede PY8.....	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Cálculo da velocidade característica	8
Tabela 2.2. Cálculo das forças	9
Tabela 3.1. Coeficientes de segurança das ações	18
Tabela 3.2. Coeficientes de minoração da resistência da alvenaria à compressão	20
Tabela 3.3. Resistência da alvenaria de blocos de concreto com $a/b=0,6$	23
Tabela 3.4. Resistência da alvenaria de blocos vazados de concreto com $2,0a/b4,0$	23
Tabela 3.5. Resistência da alvenaria de blocos maciços de concreto com $2,0a/b4,0$	23
Tabela 3.6. Coeficiente de rigidez (K)	26
Tabela 3.7. Tensões admissíveis de tração na flexão	33
Tabela 4.1. Cálculo das rigidezes das paredes	46
Tabela 4.2. Esforços cortantes e momentos fletores	47
Tabela 4.3. Esforços cortantes e momentos fletores	47
Tabela 5.1. Deslocamentos no topo (cm)	57
Tabela 5.2. Esforços normais nas bases das paredes (kN)	59
Tabela 5.3. Tensões normais nas bases das paredes (kN/m ²)	61
Tabela 5.4. Momentos e cortantes máximos nos lintéis	62
Tabela 5.5. Momentos e cortantes máximos nos lintéis	62
Tabela 5.6. Deslocamentos no topo (cm)	64
Tabela 5.7. Esforços normais nas bases das paredes (kN)	66
Tabela 5.8. Tensões normais nas bases das paredes (kN/m ²)	67
Tabela 5.9. Momentos fletores e esforços cortantes máximos nos lintéis	68
Tabela 5.10. Momentos fletores e esforços cortantes máximos nos lintéis	68

Tabela 5.11. Deslocamentos no topo (cm)	72
Tabela 5.12. Esforços normais nas bases das paredes (kN)	73
Tabela 5.13. Tensões normais nas bases das paredes (kN/m ²)	74
Tabela 5.14. Momentos fletores e esforços cortantes máximos nos lintéis	75

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da superfície perpendicular à direção do vento
A_t	Área da seção transversal da parede considerando-se as abas
A_v	Área da seção transversal comprimida sem as abas
E	Módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria
e_a	Excentricidade adicional de aplicação da carga vertical
e_m	Excentricidade final de aplicação da carga
e_x	Excentricidade de aplicação da carga no topo da parede
f_a	Resistência da argamassa à compressão
f_k	Resistência característica da alvenaria à compressão
f_m'	Resistência média da alvenaria à compressão
f_n	Resistência da alvenaria à compressão em ensaio de prisma
f_{na}	Resistência da alvenaria à compressão em ensaio de parede
F_r	Fator de redução da resistência da alvenaria à compressão (ACI-531 e NB-1228/89)
f_v	Resistência característica da alvenaria ao cisalhamento

G_k	Carga característica permanente
h	Altura do pé direito
H	Altura total da parede
h_{ef}	Altura efetiva da parede
I	Momento de inércia à flexão da parede em relação ao eixo perpendicular à direção do vento
K_r	Rigidez relativa da parede
M	Momento fletor
T	Momento torçor
N	Reações normais nas paredes induzidas pelo vento
q_w	Pressão de obstrução
Q	Ação lateral de projeto
Q_k	Carga característica accidental
S	Momento estático da seção colaborante
S_1	Fator topográfico para correção da velocidade do vento
S_2	Fator de rugosidade para correção da velocidade do vento
S_3	Fator estatístico para correção da velocidade do vento
t	Espessura da parede no ponto pesquisado
t_{ef}	Espessura efetiva da parede

t_{na}	Espessura nominal da parede com enrijecedores
v_k	Velocidade característica do vento
v_o	Velocidade básica do vento
W_k	Ação característica devida ao vento
β	Fator de redução da resistência da alvenaria à compressão (BS-5628)
γ_f	Coefficiente de segurança aplicado às ações
γ_m	Coefficiente de minoração da resistência da alvenaria à compressão
γ_{mv}	Coefficiente de minoração da resistência da alvenaria ao cisalhamento
Δ	Deslocamento horizontal
σ	Tensão normal atuante devida às cargas verticais
σ_{adm}	Tensão admissível de compressão axial
σ_f	Tensão normal atuante devida ao vento
$\sigma_{f.adm}$	Tensão admissível de compressão na flexão
σ_t	Tensão admissível de tração na flexão
τ_{adm}	Tensão admissível na alvenaria ao cisalhamento
τ_c	Tensão de cisalhamento atuante na parede

RESUMO

SILVA, I.M. Análise de edifícios de alvenaria estrutural sujeitos às ações do vento. São Carlos, 1996. 80p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este trabalho analisa alguns aspectos do efeito do vento em edifícios de alvenaria estrutural. Inicialmente, apresentam-se resumos dos tópicos relevantes para o estudo do assunto, como por exemplo, as ações a se considerar, os principais sistemas estruturais para o contraventamento, prescrições de algumas normas, esquemas para modelagem da estrutura e detalhes a serem observados para a análise de painéis com aberturas. Depois, através de comparações de resultados obtidos em simulações para três edifícios, verifica-se a influência dos lintéis e das abas no comportamento do conjunto, com a finalidade de se estabelecer parâmetros para a modelagem dessas estruturas de contraventamento. Para todas as análises utiliza-se um programa computacional para pórticos espaciais, que permite considerar-se uma associação tridimensional dos painéis, inclusive com os recursos adicionais de nós mestres e trechos rígidos.

Palavras-chave: efeito do vento, edifícios, alvenaria estrutural

ABSTRACT

SILVA, I.M. Analysis of multistorey masonry buildings under wind action. São Carlos, 1996. 80p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This work deals with some aspects of wind effect on multistorey masonry buildings. It presents procedures to model their structures and recommendations to analyse shear walls with openings. Besides, it presents relevant topics related to codes' requirements and important load bearing walls arrangements to resist wind action. Three multistorey buildings are analyzed and the results are compared to verify the influence of lintels and flanges on the behaviour of the structure as a whole. The aim is to establish parameters to model those vertical lateral-load-resisting elements. The analysis is undertaken by an spatial-frame computer program that consider a tri-dimensional connection among shear walls with master joint and rigid arms options.

Keywords: wind effect, multistorey buildings, masonry

1. INTRODUÇÃO

O processo construtivo em alvenaria foi trazido para o Brasil nos primórdios da colonização, sendo àquela época largamente difundida a alvenaria de taipa (ABCI - 1990). Posteriormente, foram introduzidos outros tipos de materiais, como por exemplo o tijolo de barro cozido, evoluindo-se para os blocos estruturais. Durante um longo período, a alvenaria ficou restrita a construções de pequeno porte ou a servir de elemento de vedação nos edifícios de múltiplos pavimentos. Porém, a necessidade crescente de se construir edifícios mais altos, aliada à busca de métodos construtivos mais racionais, trouxe de volta o interesse dos Engenheiros pela alvenaria, aproveitando-se as paredes como elementos estruturais. Na década de 70, edifícios com até 12 pavimentos já eram construídos, como por exemplo o Conjunto Parque da Lapa, em São Paulo.

Em edifícios desse porte as ações do vento tornam-se importantes e o projetista não pode deixar de considerá-las na sua análise estrutural. As técnicas existentes para a análise do efeito do vento nos edifícios são diversas. Algumas envolvem cálculos mais simplificados, outras procedimentos mais elaborados, como por exemplo a análise matricial. Quanto aos pavimentos, a hipótese usualmente adotada é a de considerar as lajes como diafragmas rígidos no seu plano. Os deslocamentos dos painéis, em um mesmo pavimento, são iguais e as ações do vento são distribuídas proporcionalmente às suas rigidezes relativas. Na análise global dos edifícios, os painéis são associados, de modo a formarem um conjunto resistente às ações do vento. Estas associações podem ser planas ou tridimensionais, dependendo do arranjo estrutural dos painéis.

Nos edifícios de alvenaria estrutural, dada a duplicidade de funções exercidas pelas paredes, é freqüente a presença de aberturas. Os trechos de paredes existentes entre as aberturas são chamados de lintéis. Logo, para a análise do efeito do vento, os painéis podem ser modelados como paredes isoladas ou paredes ligadas por lintéis. As paredes isoladas são similares a vigas verticais, engastadas na base e livre no topo. Desde que os carregamentos atuantes sejam conhecidos, seus deslocamentos e esforços são calculados com facilidade.

Nas paredes ligadas por lintéis o comportamento do painel é mais complexo, tratando-se de um pórtico múltiplo. Nesse caso, os pilares-paredes apresentarão, além da força cortante e momento fletor, esforços normais. Quanto aos lintéis, serão

solicitados apenas por força cortante e momento fletor. Para o cálculo desses esforços supõe-se a necessidade de utilização de, no mínimo, um programa computacional para análise de pórticos planos.

As regiões de ligações das paredes com os lintéis são normalmente de grande rigidez, tendo em vista que esses elementos possuem dimensões consideráveis. Esse encontro de barras de dimensões finitas pode ser considerado no modelo através da definição de trechos rígidos. Com trechos rígidos, a rigidez absoluta do painel aumenta, alterando a distribuição do carregamento entre os diversos elementos de contraventamento.

O edifício pode ser analisado em cada uma das suas direções principais separadamente, definindo-se como painéis de contraventamento aqueles paralelos à direção do vento. Entretanto, os painéis perpendiculares também oferecem uma certa resistência, as quais são consideradas através das abas ou flanges. As abas são trechos dos painéis perpendiculares que acabam fazendo parte da seção transversal dos painéis paralelos, formando seções compostas. Os comprimentos máximos que podem ser adotados para as abas são definidos pelas Normas que regulamentam os projetos em alvenaria estrutural, como a Norma Inglesa - **BS-5628/78**, a Norma Americana - **ACI-531/79**, a Norma Brasileira - **NB-1228/89** e a Norma Alemã - **DIN - 1053/79**.

O estudo do efeito do vento nos edifícios tem sido abordado em diversos trabalhos. **STAMATO & SMITH (1968)** desenvolveram um processo aproximado para a análise de estruturas de edifícios altos. **MANCINI (1973)** analisou a distribuição das ações do vento entre os painéis através de associações tridimensionais pela técnica do meio contínuo. **FERREIRA (1975)** analisou estruturas planas de contraventamento formadas pela associação de pórticos com pilares paredes pelas técnicas do meio contínuo e análise matricial. **MANCINI (1980 a)** estudou o efeito dos pórticos normais às paredes através da técnica do meio contínuo.

MANCINI (1980 b) analisou o efeito do vento nas estruturas tubulares dos edifícios altos através da técnica do meio contínuo. **MENON (1984)** também analisou estruturas tubulares de edifícios altos através de técnica discreta, utilizando os processos dos esforços e deslocamentos. **BECKER (1989)** desenvolveu programa para associação tridimensional de elementos de contraventamento, os quais podem ser pórticos, pilares-parede e ainda os núcleos estruturais. **OLIVEIRA (1990)** fez um estudo comparativo em painéis planos através das técnicas do meio contínuo e análise matricial.

Na análise dos edifícios de alvenaria estrutural utilizam-se as mesmas técnicas (**LA ROVERE - 1994**). Entretanto, tem-se um aspecto de fundamental importância que é a modelagem das paredes, salientando-se o fato das suas aberturas. Dependendo de quão rígido seja o lintel, sua ação sobre as paredes pode ser muito importante para a

definição dos esforços que irão solicita-las (**ALBIGES & GOULET - 1960**). Assim sendo, considerar ou não as aberturas e de que modo isso pode ser feito, analisando-se a influência nos esforços solicitantes, será um dos objetivos principais deste trabalho. Adicionalmente, analisam-se também os efeitos das flanges e trechos rígidos, verificando-se em que medida contribuem no enrijecimento dos painéis.

Após esta introdução, no capítulo 2 são apresentadas as recomendações da Norma Brasileira **NBR-6123** para a determinação das ações do vento e alguns conceitos básicos, relativos à concepção estrutural dos edifícios de alvenaria.

No capítulo 3 são transcritas as recomendações da norma brasileira e de algumas normas internacionais que regulamentam os projetos dos edifícios de alvenaria estrutural.

No capítulo 4 são feitas algumas considerações sobre dois processos de análise do efeito do vento nos edifícios. No primeiro, que é denominado neste trabalho de processo simplificado, os painéis são modelados como paredes isoladas onde as ações do vento são distribuídas proporcionalmente aos seus momentos de inércia. No segundo processo, que é o de análise matricial, tem-se maiores opções de modelagem dos painéis sendo possível a inclusão dos lintéis como elementos estruturais e ainda a consideração dos nós de dimensões finitas.

No capítulo 5 são analisados três edifícios com sete, oito e dez pavimentos, respectivamente, utilizando-se um programa de pórtico espacial para realizar a associação tridimensional de painéis. São analisados através de seis formas distintas. Nos três primeiros modelos são consideradas as abas, sendo os painéis modelados como paredes isoladas e paredes ligadas por lintéis com e sem trechos rígidos. Os outros três modelos são semelhantes aos anteriores, porém sem considerar as abas. Os deslocamentos, esforços e tensões obtidos são comparados através de gráficos e tabelas. Os lintéis são dimensionados à flexão e verifica-se se as tensões de cisalhamento atuantes estão dentro dos limites previstos pela norma brasileira.

Por fim, as conclusões gerais são apresentadas no capítulo 6 e as referências bibliográficas no capítulo 7.

2. CONCEITOS BÁSICOS

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se a maneira de determinação das ações do vento nos edifícios segundo a norma brasileira - NBR 6123, juntamente com um exemplo aplicativo. São apresentados também conceitos básicos relativos à concepção estrutural dos edifícios de alvenaria, como: arranjos estruturais das paredes para o contraventamento; papel das lajes; critérios na escolha das unidades e cuidados para manter sua resistência à compressão.

2.2. DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES DO VENTO

Para a determinação das ações do vento nas estruturas dos edifícios, são adotadas as recomendações da NBR-6123. As pressões do vento são transformadas em forças estáticas, atuando na superfície perpendicular à direção do vento.

A força global do vento sobre uma edificação (F_g), ou parte dela, é obtida pela soma vetorial das forças do vento que aí atuam. Em termos de análise do efeito do vento nos edifícios necessita-se conhecer a componente da força global na direção do vento. Essa força é chamada força de arrasto, sendo obtida pela equação 2.1, apresentada pela NBR-6123.

$$F = C_a q_w A \quad (2.1)$$

Onde:

C_a = coeficiente de arrasto;

q_w = pressão de obstrução;

A = área da superfície perpendicular à direção do vento.

A pressão de obstrução (q_w) é obtida no ponto de estagnação, ponto no qual a velocidade é nula. Seu valor é de interesse para o cálculo das estruturas, uma vez que

supõem-se as forças estáticas. Para sua determinação, utiliza-se a equação 2.2 deduzida a partir do Teorema de Bernoulli (PITTA - 1980).

$$q_w = 0,613v_k^2 \quad (2.2.)$$

Onde:

q_w = pressão de obstrução (N/m²);

v_k = velocidade característica do vento (m/s).

2.2.1. Velocidade característica do vento

Denomina-se velocidade característica do vento a velocidade utilizada no cálculo da pressão dinâmica nas estruturas obtida a partir da velocidade básica corrigida por fatores de ajuste, segundo a equação 2.3 apresentada pela NBR-6123.

$$v_k = S_1 S_2 S_3 v_0 \quad (2.3.)$$

Onde:

v_0 = velocidade básica do vento;

S_1, S_2, S_3 = coeficientes de ajuste da velocidade básica.

A velocidade básica do vento é, por definição, a velocidade de uma rajada de três segundos, com probabilidade de 63% de ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano.

Os valores das velocidades básicas são obtidos do gráfico das isopletas da NBR-6123, o qual foi elaborado a partir dos registros de diversas estações meteorológicas. Os coeficientes de ajuste têm como finalidade adequar a velocidade básica às particularidades do local da edificação, suas dimensões e grau de segurança desejado.

2.2.1.1. Fator topográfico S_1

O fator S_1 leva em consideração a influência da topografia local na variação da velocidade do vento. Como primeira aproximação, a NBR sugere os valores indicados no seu item 5.2, ressaltando que estes devem ser usados com precaução. Caso seja necessário um conhecimento mais preciso da influência do relevo ou se a complexidade deste tornar difícil a aplicação dos valores sugeridos, deve-se proceder a ensaios de modelos topográficos em túnel de vento ou a medidas anemométricas no próprio terreno.

2.2.1.2. Fator de rugosidade S_2

De acordo com a NBR-6123, o fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte desta.

A altura considerada é tomada a partir do nível do terreno ao ponto desejado. Entretanto, pode-se dividir a altura do edifício em trechos, determinando-se S_2 com base na altura medida do terreno à cota do topo de cada trecho.

A rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias que abrangem de superfícies lisas com grandes dimensões a terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A norma considera ainda, no seu item 5.5, os casos de transição de rugosidade.

A velocidade do vento varia continuamente e o seu valor médio é calculado sobre qualquer intervalo de tempo. O mais curto desses intervalos é de três segundos e corresponde a rajadas capazes de envolver obstáculos com dimensão de até 20m na direção do vento médio. Aumentando-se o intervalo de tempo para o cálculo da velocidade média, aumenta-se a distância abrangida pela rajada.

A norma divide as edificações e suas partes em três classes, com intervalos de tempo para o cálculo da velocidade média de 3, 5 e 10 segundos e dimensões máximas, vertical ou horizontal, de 20, 50 e 80 metros. Nas edificações em que a maior dimensão ultrapasse 80m, o intervalo de tempo é obtido das instruções fornecidas no anexo A da citada norma.

O fator S_2 pode ser obtido a partir da equação 2.4 ou através da tabela 2 da NBR, sendo permitida a interpolação linear entre os valores apresentados. Na equação 2.4, os parâmetros b , F_r e p são retirados da tabela 1 da referida norma.

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (2.4.)$$

Onde:

- b = parâmetro meteorológico;
- p = expoente da lei potencial de variação de S_2 ;
- F_r = fator de rajada, sendo sempre o correspondente à categoria II;
- z = altura acima do nível geral do terreno.

2.2.1.3. Fator estatístico S_3

O fator S_3 , baseado em conceitos estatísticos, considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Seus valores mínimos são apresentados na tabela 3

da NBR. O grau de segurança necessário é função da finalidade da edificação, que é classificada pela norma em cinco grupos dentro desse critério.

No caso de edificações normais destinadas a moradias, hotéis, etc., adota-se uma vida útil de 50 anos. A probabilidade (P_m) da velocidade ser ultrapassada pelo menos uma vez ao longo desse período é de 63%. É possível também se obter S_3 para outros níveis de probabilidade e vida útil a partir da expressão 2.5, observando-se que os valores encontrados não podem ser inferiores aos da tabela 3.

$$S_3 = 0,54 \left[\frac{-I_n(1 - P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (2.5.)$$

Onde:

P_m = probabilidade de ocorrência;

m = período de retorno ou tempo de recorrência.

2.2.2. Coeficientes de arrasto

O coeficiente de arrasto (C_a) da fórmula 2.1, para edificações de forma retangular é determinado dos gráficos das Figuras 4 ou 5 da NBR, para ventos de baixa e alta turbulência. Nestes gráficos, os coeficientes de arrasto dependem das dimensões da edificação. Para edificações com outras formas, os coeficientes de arrasto são fornecidos na tabela 10 da mencionada norma.

2.2.3. Exemplo de Cálculo

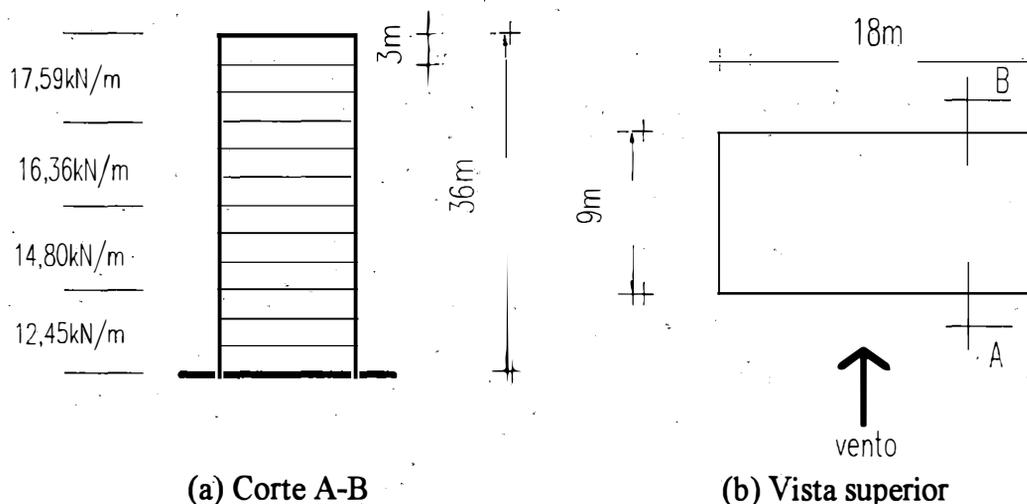
Neste exemplo, será calculada a força devida ao vento na parede de um edifício residencial de 12 pavimentos, em alvenaria estrutural, conforme Figuras 2.1.a e b, com dimensões 9x18m, localizado na cidade de São José dos Campos-SP e medindo 36m de altura. O cálculo será feito para o vento atuando na fachada de maior comprimento.

2.2.3.1. Cálculo da velocidade característica

A velocidade básica na cidade de São José dos Campos, determinada no gráfico das isopletas, é igual a 37m/s. Como trata-se de terreno plano, S_1 é igual a 1,0. O

edifício é residencial, logo, o fator S_3 é igual a 1,0. A rugosidade do terreno é do tipo 4 e o edifício enquadra-se na classe B.

Para o cálculo de S_2 , a altura do edifício foi dividida em quatro trechos, para os quais calcularam-se os fatores de rugosidade, de acordo com a Tabela 2 da NBR-6123. Na Tabela 2.1, têm-se os cálculos das velocidades características e encontram-se indicados os fatores S_2 , obtidos para cada trecho.



(a) Corte A-B

(b) Vista superior

Figura 2.1. Geometria do edifício exemplo

Tabela 2.1. - Cálculo da velocidade característica

Trecho	Altura (m)	Fator de Rugosidade	Velocidade Característica (m/s)
1	9,0	0,822	30,41
2	18,0	0,896	33,15
3	27,0	0,943	34,89
4	36,0	0,977	36,15

2.2.3.2. Cálculo da força em cada trecho

Os valores determinados para as forças encontram-se resumidos na Tabela 2.2. As pressões de obstrução foram calculadas pela equação 2.2. Foram determinados coeficientes de arrasto para ventos de alta e baixa turbulências (Figs. 4 e 5 da NBR), utilizando-se o valor médio destes, como mostram os cálculos abaixo:

$$h = 36\text{m}$$

$$l_1 = 18\text{m}$$

$$l_2 = 9\text{m}$$

$$\frac{l_1}{l_2} = 2; \quad \frac{h}{l_1} = 2$$

$$C_a = 1,37 \quad (\text{vento de baixa turbulência})$$

$$C_a = 1,08 \quad (\text{vento de alta turbulência})$$

$$C_a = 1,22 \quad \text{valor obtido da média aritmética entre os dois valores acima, o}$$

qual será adotado para o cálculo das forças.

Como procura-se a força distribuída por metro ao longo da altura, pode-se fazer:

$$F = C_a q_w l_1$$

Tabela 2.2. - Cálculo das forças

Trecho	Velocidade Característica (m/s)	Pressão de obstrução (kN/m ²)	Força (kN/m)
1	30,41	0,567	12,45
2	33,15	0,674	14,80
3	34,89	0,745	16,36
4	36,15	0,801	17,59

Os carregamentos distribuídos ao longo de cada trecho são transformados em forças concentradas atuantes ao nível dos pavimentos. Estas forças são obtidas por área de influência, multiplicando-se as forças da Tabela 2.2 pela altura medida da metade do pé direito de um pavimento à do pavimento seguinte.

2.2.4. Distribuição das ações do vento entre os painéis

Os painéis de contraventamento são, por definição, aqueles paralelos à direção do vento. Uma vez que o edifício é analisado nas suas direções principais, considera-se em cada uma dessas direções um grupo desses painéis, como se pode ver na Figura 2.2.

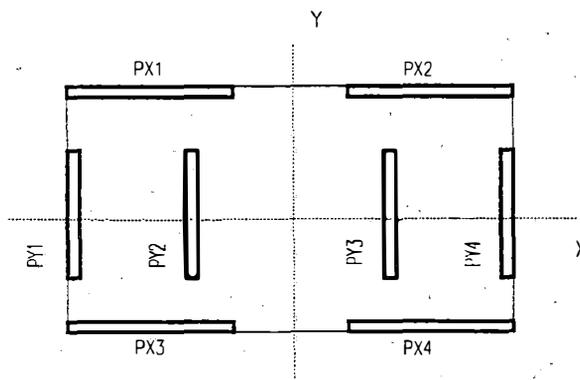


Figura 2.2. - Painéis de Contraventamento

As forças provenientes do vento incidem perpendicularmente à fachada do edifício e são transferidas para as lajes que as transmitem aos painéis de contraventamento que por sua vez as transmitem às fundações. Esquemáticamente, ocorre como se apresenta na Figura 2.3, onde os painéis 1 e 2 estão absorvendo forças de valores F_1 e F_2 , que correspondem a parcelas da força F_s transmitida à laje pela parede 3.

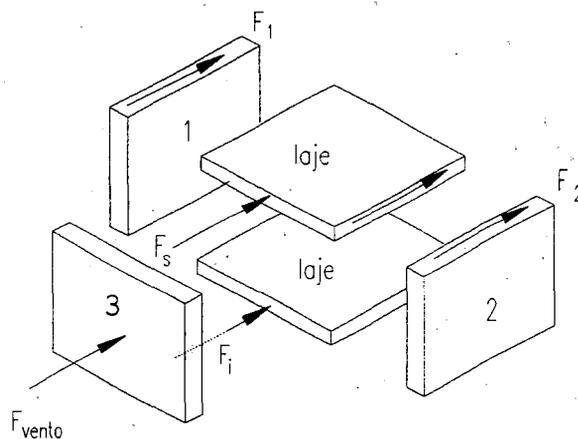


Figura 2.3. - Distribuição das ações do vento entre os painéis

Sendo as lajes diafragmas rígidos no seu plano, os deslocamentos horizontais dos painéis em um mesmo pavimento são iguais e a distribuição das forças se dá proporcionalmente às suas rigidezes relativas.

2.3. CONCEITOS DE CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A concepção estrutural do edifício é a fase inicial de projeto em que o Engenheiro distribui em planta os elementos estruturais necessários ao suporte das ações

existentes na estrutura. O arranjo estrutural deve ser compatível com a geometria definida no projeto arquitetônico, porém sem comprometer a segurança do edifício.

Nos edifícios projetados em alvenaria, o sistema estrutural é formado pelas paredes, com ou sem aberturas, e as lajes. As lajes têm como funções: transmitir as cargas horizontais às paredes de contraventamento; servir de ligação entre as paredes dos pavimentos, fornecendo monolitismo ao conjunto e conferindo enrijecimento ao edifício como um todo (SABBATINI - b). As paredes devem resistir aos carregamentos provenientes dos pisos e forros, além do seu peso próprio, juntamente com as ações do vento. Os carregamentos atuantes e os esforços resultantes nas lajes, bem como as reações destes carregamentos nas paredes são determinados da maneira usual adotada para estruturas em concreto armado, conforme as Normas específicas.

Nas hipóteses adotadas para a análise do efeito do vento nos edifícios, como já foi visto anteriormente, supõe-se para as lajes um comportamento de diafragma rígido. O seu grau de rigidez depende da natureza do material que as constituem, do seu modo de fabricação e das suas ligações com as paredes. As lajes de concreto armado moldadas no local, sendo mais rígidas, são indicadas para utilização nos projetos de edifícios médios e altos, onde as ações do vento merecem maior atenção.

As ações do vento nos edifícios de alvenaria são particularmente críticas, haja vista que introduzem tensões de tração nas paredes, cujo material apresenta baixíssima resistência a este tipo de solicitação. Este problema pode ser contornado por um projeto cuidadosamente estudado considerando-se a função estrutural das paredes, implicando em um trabalho conjunto de Engenheiros e Arquitetos. Os critérios de projeto adotados consistem em que as tensões de compressão atuantes nas paredes sejam inferiores aos limites admissíveis previstos em Normas e superiores às tensões de tração devidas ao vento.

A distribuição adequada das paredes poderá prover uma melhor rigidez ao edifício. Arranjos não simétricos das paredes dão margem ao surgimento de esforços de torção, os quais dificultam o trabalho de cálculo e conduzem a distribuição indesejável de tensões (HENDRY, SINHA & DAVIES - 1981).

Os tamanhos, formas e arranjos das aberturas nas paredes também são aspectos importantes, uma vez que influenciam no seu comportamento estrutural. As aberturas devem ser projetadas de modo a garantir a modulação das paredes com as unidades¹. É importante também que aberturas de canto sejam evitadas, a fim de se assegurar o enrijecimento dos painéis pela formação de abas ou flanges. Para ilustrar, tem-se um exemplo na Figura 2.4 onde um trecho da parede A, denominado de aba, forma seção

¹Tijolos ou blocos, maciços ou vazados, que constituem a alvenaria.

composta com a parede D. O mesmo pode se verificar com a parede B em relação à parede C.

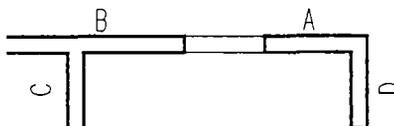


Figura 2.4. Paredes com abas

Os furos ou rasgos nas paredes, necessários para as instalações hidráulicas e elétricas, diminuem a resistência das unidades e conseqüentemente a da alvenaria. Segundo **HENDRY(1981)**, pode haver redução em torno de 20% ou mais na resistência dos blocos. As soluções para esse caso podem ser através dos "shafts"² ou utilizando-se blocos com aberturas para a passagem das tubulações, chamados de blocos hidráulicos. Uma outra alternativa é prever paredes não resistentes³ em locais adequados.

Além destes aspectos, outros importantes, inclusive também sob o ponto de vista construtivo, devem ser levados em consideração por ocasião do projeto. Alguns foram comentados por **CURTIN et al (1988)** e serão vistos nos itens a seguir.

2.3.1. Continuidade vertical das paredes resistentes

A continuidade vertical das paredes resistentes conduz à redução de custos, velocidade e simplificação de construção. São comuns os projetos em alvenaria estrutural utilizando-se pilotis, nos quais as paredes são apoiadas em vigas, mas mantêm sua continuidade segundo o seu alinhamento ao longo da altura do edifício.

2.3.2. Lajes

As lajes de concreto armado são apoiadas diretamente nas paredes, exceto aquelas que exercem função de cobertura. Nestas lajes as variações de temperatura provocam movimentos de contração e retração que podem ocasionar o aparecimento de fissuras nas paredes. Nestes casos, deve-se utilizar apoios intermediários de materiais adequados, como por exemplo neoprene, que permitam a livre deformação da laje.

²São caixas construídas em alvenaria, nas próprias paredes, com a finalidade de abrigar as tubulações de instalações hidráulicas, elétricas e outras.

³Paredes resistentes ou portantes são aquelas que suportam outras ações, além do seu peso próprio.

2.3.3. Escolha das unidades

Na escolha das unidades, deve-se levar em consideração os critérios de modulação vertical e horizontal dos painéis evitando-se o corte de blocos, e resistência à compressão. A modulação é prevista por ocasião do projeto de arquitetura e sua finalidade é a de racionalizar a execução.

Como medida de economia, nos pavimentos inferiores, onde as solicitações de compressão são mais elevadas, usam-se blocos de maior resistência que pode se reduzir à medida que se atinge os pavimentos superiores. Segundo CURTIN, o ideal seria variar as resistências dos blocos a cada nível. Porém, esta solução não é viável pois torna a execução mais trabalhosa, implicando em um gasto maior na mão de obra e tempo que poderiam suplantar a economia pretendida.

Uma solução razoável é dividir a altura do edifício em partes, que podem ser por exemplo de três em três pavimentos, utilizando-se blocos de resistências diferentes em cada trecho e mantendo-se as espessuras constantes. Outra alternativa é grautear⁴ algumas paredes, aumentando-se a resistência à compressão dos blocos, conseguindo-se com isso utilizar blocos de um mesmo tipo.

2.3.4. Arranjos Estruturais das paredes

Nos edifícios de alvenaria, a disposição das paredes em planta deve atender aos requisitos funcionais e estruturais. Segundo HENDRY (1981) os sistemas estruturais que mais se adequam aos "layouts" dos edifícios são:

Sistema de paredes transversais;

Sistema de paredes celulares;

Sistema complexo

2.3.4.1. Sistema de paredes transversais

O sistema de paredes transversais pode ser classificado em simples e duplo. No tipo simples as lajes são armadas em uma direção e apoiam-se nas paredes

⁴Chama-se de graute ao concreto composto de agregados de pequena dimensão máxima característica que tem como funções promover a aderência da alvenaria com o aço, quando armada ou preencher os vazios do bloco aumentando sua resistência à compressão, quando não armada. A NB-1228/89 limita sua resistência em função da resistência da alvenaria.

perpendiculares ao eixo longitudinal do edifício que funcionam como paredes de contraventamento na direção transversal, conforme Figura 2.5.

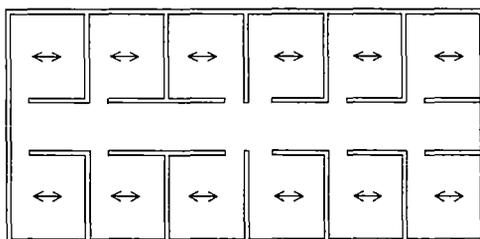


Figura 2.5. - Sistema de paredes transversais

Na direção longitudinal, a resistência às ações do vento é obtida mediante a previsão de paredes portantes nos corredores, caixas de escada ou elevadores. As paredes das fachadas longitudinais não são portantes e permitem a introdução de detalhes estéticos. É uma solução estrutural ideal para edifícios de forma retangular e alongados, como por exemplo aqueles cujas funções são de hotéis, salas de aula e similares. No sistema de paredes transversais duplo os edifícios são projetados em forma de cruz, T, L Y ou outras, sendo portantes as paredes paralelas a ambos os eixos.

2.3.4.2. Sistema de Paredes Celulares

Neste sistema todas as paredes internas e externas, em ambas as direções, são resistentes, obtendo-se uma maior rigidez nessas direções. Além disso, as cargas verticais e horizontais se distribuem entre um número maior de paredes que ficam menos solicitadas. Em consequência, as pressões no solo são mais uniformes podendo resultar em fundações mais econômicas. Sua utilização abrange edifícios de apartamentos, alojamentos de estudantes e outros. Um exemplo pode ser visto na Figura 2.6.

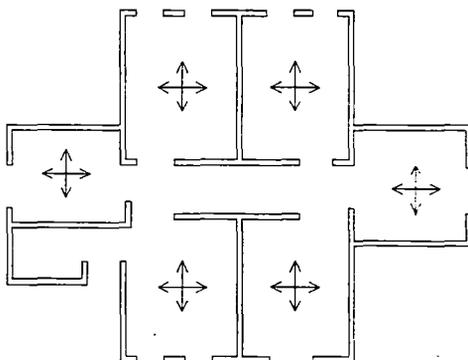


Figura 2.6. - Sistema de paredes celulares

2.3.4.3. Sistema Complexo

O sistema complexo é uma combinação dos sistemas anteriores. A resistência às ações horizontais é fornecida pelos núcleos centrais que podem ser de caixas de elevadores, poços de ventilação ou caixas de escada, juntamente com as paredes, longitudinais ou transversais. É adequado a edifícios de planta mais complexa, conforme mostrado abaixo (Fig. 2.7). Ainda nesse caso, algumas paredes externas podem ser não portantes.

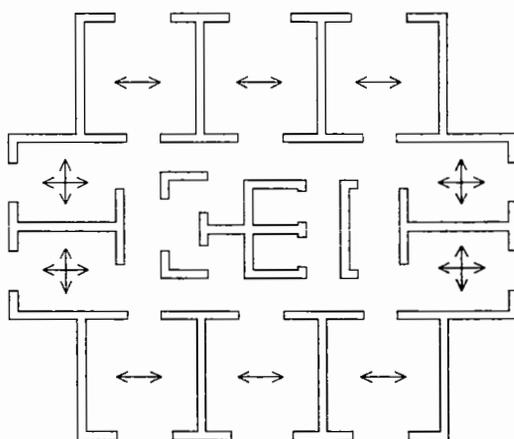


Figura 2.7. - Sistema complexo

3. CONSIDERAÇÕES DAS NORMAS NACIONAL E ESTRANGEIRAS

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, são transcritas as prescrições das Normas Brasileira-NB-1228/89, Inglesa-BS-5628/78, Americana-ACI-531/79 e Alemã-DIN-1053/74, relevantes para a análise dos edifícios de alvenaria estrutural não armada, considerando-se as ações do vento. As recomendações do ACI e da NB são válidas para alvenarias executadas em blocos de concreto maciços ou vazados. A DIN abrange alvenarias de blocos ou tijolos. A Norma Britânica cobre um número maior de tipos de alvenarias: alvenaria de tijolos, blocos, pedras naturais esquadrejadas e de pedras irregulares. As unidades (tijolos, blocos, etc.), bem como as argamassas, também devem atender às especificações de normas indicadas para cada caso.

3.2. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA

Uma estrutura é considerada segura quando é capaz de suportar as ações às quais estará sujeita ao longo de sua vida útil, sem apresentar falhas que comprometam a sua utilização. Tal definição da segurança é meramente qualitativa e a dificuldade maior está em quantificá-la, haja vista o grande número de fatores envolvidos. Para esta quantificação foram desenvolvidos, ao longo da história da Engenharia, métodos de projeto, entre os quais destacam-se o método das tensões admissíveis e o dos estados limites.

O método das tensões admissíveis estabelece que as tensões máximas de serviço não devem ultrapassar as tensões admissíveis, obtidas a partir da relação entre a tensão de ruptura do material, determinada em ensaio, minorada pelo coeficiente de segurança γ_m (Eq. 3.1). O coeficiente γ_m está relacionado à resistência do material a solicitações específicas.

$$\sigma_{\text{máx}} \leq \sigma_{\text{adm}} = \frac{\sigma_{\text{rup}}}{\gamma_m} \quad (3.1.)$$

Onde:

σ_{adm} = tensão admissível;

σ_{rup} = tensão de ruptura do material determinada em ensaio.

Os estados limites podem ser divididos em dois grupos: estados limites últimos e estados limites de utilização. O estado limite último caracteriza-se pela ruína global ou parcial da estrutura. A verificação da segurança neste estado consiste em se garantir que a solicitação de cálculo (S_d) em determinada seção transversal da estrutura não ultrapasse a resistência de cálculo (R_d) (Eq. 3.2). Os esforços solicitantes de cálculo são o resultado da majoração dos esforços solicitantes característicos (F_k) pelo coeficiente parcial de segurança das ações (γ_f). O esforço resistente de cálculo se refere à capacidade da seção transversal calculada com as resistências características (R_k) minoradas pelos coeficientes parciais de segurança (γ_m).

$$S_d \leq R_d \quad (3.2.)$$

ou

$$\gamma_f F_k \leq \frac{R_k}{\gamma_m}$$

Onde:

F_k = solicitação característica;

R_k = resistência característica do material;

S_d = solicitação de cálculo;

R_d = resistência de cálculo.

O estado limite de utilização é caracterizado por danos ligeiros ou localizados na estrutura que comprometem sua durabilidade ou o aspecto estético da construção, como por exemplo, deformações excessivas ou vibrações de amplitudes elevadas. Sendo assim, para que um estado limite de utilização não seja atingido, o comportamento da estrutura deve estar dentro das condições necessárias de funcionalidade e durabilidade.

A primeira norma de alvenaria estrutural a introduzir os conceitos dos estados limites foi a inglesa - BS-5628 (CAMACHO - 1986). O código americano - ACI-531/79, a norma alemã - DIN-1053/74 e a norma brasileira - NB-1228/89 adotam o método das tensões admissíveis. Nos itens que se seguem serão apresentados os coeficientes parciais de segurança das ações e da resistência da alvenaria à compressão e ao cisalhamento, sugeridos por estas normas.

3.2.1. Coeficientes Parciais de Segurança das Ações

Os coeficientes parciais de segurança aplicados às ações, têm como finalidade levar em conta: imprecisões nas hipóteses e cálculos, cargas não previstas, redistribuição de tensões não esperadas e as variações na precisão dimensional da construção.

BS-5628/78

A BS-5628 fornece, para diferentes combinações dos tipos de cargas, os coeficientes de segurança das ações (γ_f), os quais encontram-se resumidos na Tabela 3.1. A carga de projeto será aquela resultante da combinação mais desfavorável.

Tabela 3.1. Coeficientes de segurança das ações

Combinações	Tipos de Cargas			
	G_k	Q_k	W_k	E_h
(1) $G_k + Q_k$	0,90 ou 1,40	1,60	-	1,40
(2) $G_k + W_k$	0,90 ou 1,40	-	1,40 ou 0,015 G_k^*	1,40
(3) $G_k + W_k + Q_k$	1,20	1,20	1,20 ou 0,015 G_k^*	1,20
(4) $G_k + W_k + Q_k$ (danos acidentais)	0,95 ou 1,05	0,35	0,35	-

(*) Deve ser adotado o maior valor.

Onde:

G_k = carga permanente;

Q_k = carga acidental;

W_k = ação do vento;

E_h = empuxo de terra ou água

Na Figura 3.1 é apresentado o exemplo da parede PX, de um edifício de dez pavimentos, com 2,72m de pé-direito, onde são fornecidos esforço cortante, momento e tensões normais devidas às ações do vento e tensões normais provenientes das cargas verticais atuantes na base.

$Q = 1,34\text{kN}$ (esforço cortante)

$M = 24,59\text{kNm}$ (momento fletor)

$G_k = 712,20\text{kN/m}^2$

$Q_k = 125,70\text{kN/m}^2$

$W_k = 196,30\text{kN/m}^2$

A situação mais desfavorável das tensões, pela BS-5628, seria a combinação (2) da tabela 3.1, sendo os coeficientes para W_k e G_k iguais a 1,4, resultando em uma tensão final de 1272kN/m^2 .

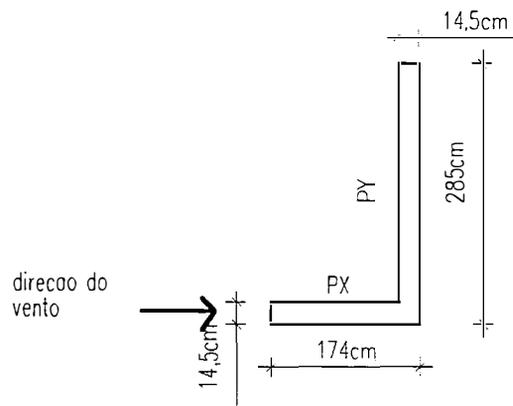


Figura 3.1. Vista superior da parede PX

3.2.2. Coeficientes Parciais de Segurança da Resistência dos Materiais

Os coeficientes parciais de segurança aplicados sobre as resistências dos materiais, levam em consideração as diferenças existentes entre a resistência efetiva do material na obra e a sua resistência obtida em laboratório, além de outros fatores que afetam a resistência da estrutura, como por exemplo imprecisão de execução, deformações, etc..

BS - 5628/78

Segundo esta Norma, a escolha do coeficiente de segurança da resistência da alvenaria (γ_m) depende do controle de qualidade exercido na fabricação dos materiais e na obra, o qual divide-se em duas categorias:

1. Categoria normal de fabricação e construção : quando os requisitos de resistência a compressão dos materiais e recomendações de construção, previstos na Norma Britânica, são atendidos pelo fabricante e construtor respectivamente;
2. Categoria especial de fabricação e construção : quando o fabricante concorda em fornecer remessas das unidades a um limite de aceitação específico da sua resistência à compressão. Nesse caso, a resistência à compressão média de qualquer amostra retirada dessas remessas deve ter a probabilidade de não mais de 2,5% de estar abaixo do limite de aceitação considerado. Este limite de aceitação deve ser garantido pelo fabricante através da execução de controle de qualidade periódico.

Por sua vez, o construtor deverá garantir que as especificações de projeto sejam atendidas, procedendo a visitas regulares ou à sua permanência na obra. As argamassas usadas na obra deverão ser ensaiadas regularmente, dentro das recomendações fornecidas no apêndice A.1 dessa norma.

Os coeficientes de segurança da resistência da alvenaria à compressão, conforme as categorias, são apresentados na Tabela 3.2 .

Tabela 3.2. Coeficientes de minoração da resistência da alvenaria à compressão

Categoria de fabricação das unidades estruturais	Controle de qualidade da construção	
	Normal	Especial
Normal	3,5	2,8
Especial	3,1	2,5

Estes coeficientes podem ser multiplicados por 0,9, caso a alvenaria esteja, em todos os aspectos, em conformidade com as recomendações deste código, inclusive os ensaios para a determinação de sua resistência à compressão.

O coeficiente de segurança da resistência da alvenaria ao cisalhamento (γ_{mv}), deverá ser 2,5 para argamassas não menos resistente que a tipo iv. Caso sejam considerados os efeitos de uso indevido ou acidentes o valor de γ_{mv} reduz-se para 1,25.

ACI-531/79

Os coeficientes de segurança da alvenaria à compressão axial, sugeridos pelo ACI, são 4,44 para obras com inspeção e 6,60 para obras sem inspeção. Na flexo-compressão, os coeficientes de segurança sugeridos são 3,0 para obras sem inspeção e 4,5 para obras com inspeção. Quando houver ação combinada do vento, cargas permanentes e acidentais, esses coeficientes podem ser divididos por 1,33 para a determinação das tensões admissíveis à compressão na alvenaria. Porém, a resistência da seção, então formada, não deve ser inferior à necessária para absorver os esforços devidos somente ao peso próprio e cargas acidentais.

NB-1228/89

Segundo a NB, os coeficientes de segurança para alvenaria a compressão axial devem ser 5,0 quando a resistência for obtida de ensaio de prisma e 3,5 quando o ensaio for de parede. Na flexo-compressão, o coeficiente é 3,33. Não são previstos coeficientes de segurança para a resistência ao cisalhamento. No caso da ação combinada do vento

com cargas permanentes e acidentais, aplica-se o que já foi mencionado anteriormente para a norma americana.

3.3. RESISTÊNCIA DA ALVENARIA À COMPRESSÃO

A resistência da alvenaria à compressão depende basicamente das resistências das argamassas e unidades. Segundo **SUTHERLAND** apud **SABBATINI (a)**, a resistência à compressão das unidades é o fator condicionante da resistência da alvenaria. As unidades são os elementos mais resistentes do conjunto e ocupam cerca de 80% a 90% do seu volume, o que justifica a sua importância. Quanto às argamassas, de acordo com **DAVIES, HENDRY & SINHA(1981)**, a resistência da alvenaria é proporcional à raiz cúbica ou à quarta raiz da sua resistência, evidenciando a sua pouca influência. As propriedades mecânicas das argamassas têm maior importância no caso das solicitações laterais provocadas pelo vento.

A relação entre a resistência das unidades e a da alvenaria é chamada de fator de eficiência. Ensaio realizados mostram que o fator de eficiência diminui com o acréscimo da resistência das unidades e cresce com o aumento da relação altura da unidade pela espessura das juntas (**CAMACHO - 1986**). Para alvenarias de bloco de concreto, os fatores de eficiência em geral variam entre 60% a 100%.

Visando quantificar a influência das resistências das argamassas e das unidades na resistência da alvenaria, fórmulas empíricas foram sugeridas por vários autores. **PRUDÊNCIO(1986)** compara os resultados obtidos de seis destas fórmulas e observa que há discrepâncias, concluindo que seu uso é no mínimo bastante arriscado.

A resistência da alvenaria pode ser determinada através de ensaios de prismas, paredinhas ou de paredes, assim listados segundo a ordem crescente de complexidade, custos e precisão dos resultados. Para utilização prática nos projetos dispõe-se também de tabelas existentes em algumas Normas. Estas tabelas foram elaboradas a partir de resultados experimentais, sendo a resistência da alvenaria relacionada às resistências das unidades e argamassas. Para utilização na obra, as argamassas e unidades devem ser ensaiadas conforme procedimentos normativos, implicando em uma compatibilização com aquelas tabelas.

BS-5628/78

De acordo com a BS-5628, a resistência à compressão característica da alvenaria (f_k) pode ser determinada através de ensaios efetuados em painéis de paredes representativos, conforme o seu Apêndice A.2. Para alvenarias com amarração e

assentamento normais, as resistências à compressão podem ser obtidas das tabelas apresentadas por essa norma, onde estas resistências são referidas à área bruta das unidades.

Nessas tabelas, não é considerado o efeito da esbeltez da parede na resistência da alvenaria, além de não haver referência às espessuras das juntas. As unidades podem ser do tipo tijolos padronizados ou blocos de concreto, maciços ou vazados, cuja relação entre sua altura e sua menor dimensão (a/b) variam de 0,6 a 4,0.

Para valores intermediários do fator a/b , também chamado de esbeltez da unidade (**HASELTINE - 1981**), é permitida a interpolação linear entre as resistências apresentadas. As recomendações constantes nos itens 23.1.1 a 23.2 também devem ser observadas. Quando as unidades forem assentadas sobre uma face diferente da usual, deve ser utilizada sua resistência determinada para essa direção.

As argamassas são divididas em quatro categorias (i), (ii), (iii) e (iv), cujos valores das resistências médias a compressão obtidas em laboratório aos 28 dias são respectivamente 16,0, 6,5, 3,6 e 1,5MPa. As composições e dosagens dessas argamassas encontram-se na Tabela 1 da referida Norma.

Como exemplos são apresentadas as tabelas 3.3 a 3.5 para blocos de concreto maciços ou vazados, retiradas desta norma. Pelos valores de resistências apresentados nestas tabelas, verifica-se que para unidades de baixa resistência o tipo de argamassa influencia pouco na resistência da alvenaria. Isto mostra que nos edifícios usuais de até dez pavimentos, onde são utilizados blocos de baixas resistências, pode-se usar argamassas mais fracas.

ACI-531/79

A resistência à compressão, denominada f_m' pela Norma Americana, pode ser determinada através de ensaios de prisma, exigidos para valores de f_m' maiores do que 16,55MPa, ou da sua Tabela 4.3. Nesta tabela, a resistência da alvenaria é referida à área líquida das unidades, os efeitos da esbeltez não foram considerados e as espessuras das juntas são limitadas ao máximo de 1,59cm. As unidades são de concreto, podem ser maciças ou vazadas e devem atender às especificações da norma americana. As argamassas dividem-se em quatro tipos: M, N, S e O, cujas resistências são iguais a 17,5MPa, 12,5MPa, 5,3MPa e 2,5MPa respectivamente. A exemplo da BS, pelos valores de resistências constantes na Tabela 4.3 observa-se que para unidades de baixas resistências, não há muita influência da argamassa na resistência à compressão da alvenaria.

Tabela 3.3 Resistência da alvenaria de blocos de concreto com $a/b=0,6$

Tipo de argamassa	Resistência à compressão das unidades (MPa)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	14	20	35 ou maior
(i)	1,4	1,7	2,5	3,4	4,4	6,0	7,4	11,4
(ii)	1,4	1,7	2,5	3,2	4,2	5,3	6,4	9,4
(iii)	1,4	1,7	2,5	3,2	4,1	5,0	5,8	8,5
(iv)	1,4	1,7	2,2	2,8	3,5	4,4	5,2	7,3

Tabela 3.4. Resistência da alvenaria de blocos vazados de concreto com $2,0 \leq a/b \leq 4,0$

Tipo de argamassa	Resistência à compressão das unidades (MPa)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	14	20	35 ou maior
(i)	2,8	3,5	5,0	5,7	6,1	6,8	7,5	11,4
(ii)	2,8	3,5	5,0	5,5	5,7	6,1	6,5	9,4
(iii)	2,8	3,5	5,0	5,4	5,5	5,7	5,9	8,5
(iv)	2,8	3,5	4,4	4,8	4,9	5,1	5,3	7,3

Tabela 3.5. Resistência da alvenaria de blocos maciços de concreto com $2,0 \leq a/b \leq 4,0$

Tipo de argamassa	Resistência à compressão das unidades (MPa)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	14	20	35 ou maior
(i)	2,8	3,5	5,0	6,8	8,8	12,0	14,0	22,0
(ii)	2,8	3,5	5,0	6,4	8,4	10,6	12,0	18,0
(iii)	2,8	3,5	5,0	6,4	8,2	10,0	11,6	17,0
(iv)	2,8	3,5	4,4	5,6	7,0	8,0	10,4	14,6

NB-1228/89

De acordo com a Norma Brasileira, a resistência à compressão deve ser a resistência média encontrada em ensaios de prisma f_p ou de parede f_{pa} , desprezando-se também os efeitos da esbeltez. As resistências médias das argamassas são limitadas a $5,0 \leq f_a \leq 17,0$ MPa, não havendo especificações para as suas composições e dosagens.

DIN-1053/74

A norma alemã não faz referências a ensaios de prismas ou paredes. Em função da resistência à compressão da unidade e da argamassa, são lidas as tensões admissíveis em uma tabela. Nesta, já encontram-se embutidos os coeficientes de minoração da resistência (γ_m). As argamassas são divididas em quatro grupos: I, II, IIa e III., sendo as do grupo I não estruturais. As argamassas dos grupos II, IIa e III têm resistências à compressão de 2,5, 5,0 e 10,0 MPa respectivamente. As especificações para as suas composições, dosagens e emprego encontram-se no parágrafo 4 desta norma.

3.4. ESBELTEZ DAS PAREDES

O coeficiente, ou taxa, de esbeltez da parede é dado pela relação entre a sua altura e espessura efetivas. As Normas fixam valores limites para estas taxas e fornecem recomendações para o enrijecimento das peças, a fim de que a estabilidade não seja afetada.

De acordo com a BS-5628, a taxa de esbeltez não deve ultrapassar 27, exceto nos casos de paredes com espessuras inferiores a 90mm e em edifícios com mais de dois andares onde não deve ultrapassar 20. O ACI-531, a NB-1228 e a DIN-1053 prescrevem que a taxa de esbeltez de paredes e pilares não armados não deve exceder 20. A DIN-1053 acrescenta que em peças com taxas de esbeltez maiores do que 14 só são permitidas cargas centradas.

3.4.1. Altura efetiva

As alturas efetivas são determinadas utilizando-se a teoria de flambagem de Euler e estão relacionadas com o grau de restrição oferecidos pelos suportes laterais, que são as lajes ou vigas.

De acordo com a BS-5628, a altura efetiva de uma parede pode ser adotada como 0,75 vezes a distância livre entre apoios laterais que assegurem resistência reforçada ao movimento lateral ou a distância livre entre apoios laterais que assegurem resistência simples ao movimento lateral. A figura 3.2 abaixo, ilustra o seu cálculo. As definições de resistências simples e reforçadas são dadas nos itens 28.2.2 e 28.2.3 da referida Norma.

A norma do ACI, a NB-1228 e a norma alemã, consideram como altura efetiva da parede:

1. se uma parede é apoiada na base e no topo, segundo a direção normal ao seu plano médio, a sua altura efetiva deve ser a altura real da parede;

2. se não há apoio no topo, a altura deve ser duas vezes a altura da parede acima de sua base.

O ACI acrescenta que onde se puder calcular os pontos de inflexão, a altura efetiva deve ser a distância entre esses pontos.

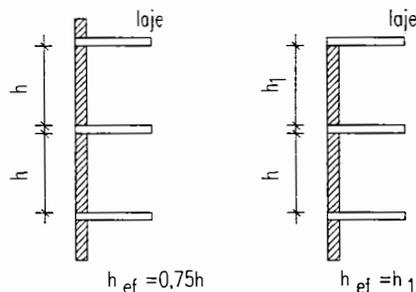


Figura 3.2. Altura efetiva da parede

3.4.2. Espessura efetiva

Em alguns casos, as paredes são enrijecidas por colunas, ou paredes que a interceptam, havendo um aumento de suas espessuras nestes trechos. Entretanto, tais espessuras não podem ser consideradas integralmente no cálculo da taxa de esbeltez, uma vez que não se verifica ao longo de toda a parede. Para cobrir tais situações, definem-se espessuras efetivas, determinadas de acordo com as recomendações das Normas.

Segundo a BS-5628, o ACI-531 e a NB-1228, as espessuras efetivas das paredes simples são as suas espessuras reais. Quando a parede é enrijecida por pilares ou intersecções de paredes (Fig. 3.3) a espessura efetiva é igual à sua espessura nominal (t_{pa}) multiplicada pelo coeficiente K, chamado de coeficiente de rigidez o qual é determinado pela Tabela 3.6, sendo permitida a interpolação entre os valores apresentados.

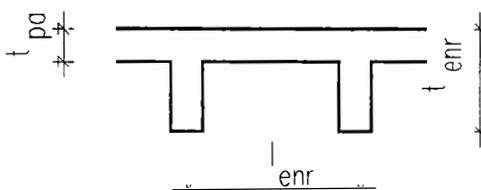


Figura 3.3. Paredes com enrijecedores

Tabela 3.6. Coeficiente de rigidez (K)

$\frac{l_{\text{enr}}}{t_{\text{enr}}}$	$\frac{t_{\text{enr}}}{t_{\text{pa}}} = 1$	$\frac{t_{\text{enr}}}{t_{\text{pa}}} = 2$	$\frac{t_{\text{enr}}}{t_{\text{pa}}} = 3$
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20 ou mais	1,0	1,0	1,0

De acordo com a DIN-1053, a espessura efetiva, deve ser a medida mínima na seção transversal do elemento de alvenaria correspondente à altura efetiva em questão.

3.5. COMPRIMENTOS DAS FLANGES

As ações do vento são absorvidas pelas paredes de contraventamento ("shear walls"). As paredes perpendiculares à direção do vento dão a sua colaboração na rigidez das paredes de contraventamento, quando formam seções compostas (L, T, Z, etc.) com estas. Tais colaborações são quantificadas através das abas (Fig. 3.4), cujos comprimentos máximos são prescritos nas Normas.

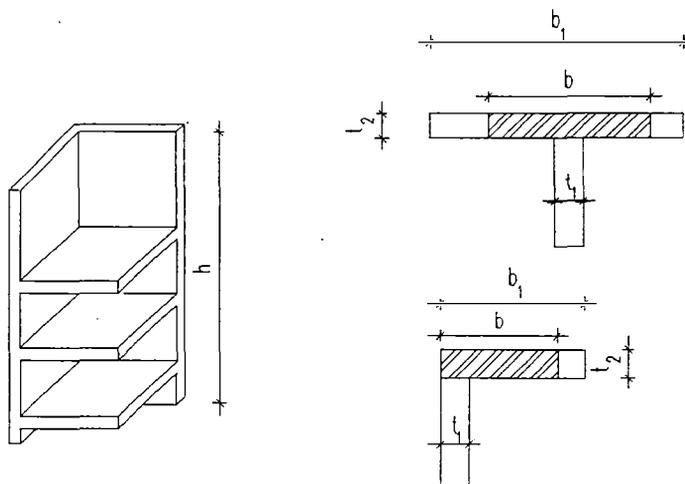


Figura 3.4. Comprimentos das flanges

BS-5628

Segundo a BS-5628, os comprimentos das flanges dependem das espessuras das paredes que formam as abas, sendo:

$$b = 6t_2 + t_1 \Rightarrow \text{quando a aba for contínua} \quad (3.3. a.)$$

$$b = 4t_2 + t_1 \Rightarrow \text{quando a aba tiver extremidade livre} \quad (3.3. b.)$$

A BS chama a aba de contínua quando a parede, que funciona como aba, não tem aberturas no trecho considerado.

ACI-531/79

Segundo o ACI, os comprimentos máximos das flanges são obtidos das expressões apresentadas abaixo. Nestas equações, h é a altura da parede acima do nível que está sendo analisado :

a) Quando a seção trabalhar como viga T, a largura da flange deve ser:

$$b \leq \frac{h}{6} \quad (3.4.a.)$$

$$b \leq 12t_2 + t_1$$

b) Para seções compostas em geral :

$$b \leq \frac{h}{16} \quad (3.4.b.)$$

$$b \leq 6t_2 + t_1$$

NB-1228/79

A NB-1228 fixa como limites para os comprimentos das flanges os seguintes:

a) para seção T :

$$b \leq \frac{h}{6} + t_1 \quad (3.5.a.)$$

$$b \leq 12t_2 + t_1$$

b) para seção L ou C:

$$b \leq \frac{h}{16} + t_1 \quad (3.5.b.)$$

$$b \leq 6t_2 + t_1$$

DIN-1053/74

Segundo a DIN, os comprimentos das flanges das seções simétricas ou assimétricas dependem do comprimento da parede longitudinal. As expressões indicadas para o cálculo são:

a) para seções simétricas em relação à linha de ação da força cortante:

$$b_1 \leq 1,50m \quad b = b_1 \quad (3.6.a.)$$

$$b_1 > 1,50m \quad b = 1,50 + 0,50 \times (b_1 - 1,50) \leq 3,00m$$

b) para seções não simétricas em relação à linha de ação da força cortante:

$$b_1 \leq 0,50\text{m} \quad b = b_1 \quad (3.6.b.)$$

$$b_1 \geq 0,50\text{m} \quad b = 0,50 + 0,50 \times (b_1 - 0,50) \leq 1,00\text{m}$$

Onde : b_1 = comprimento total da parede perpendicular à direção do vento.

No exemplo da Figura 3.1, supondo-se PY como uma parede contínua, sem aberturas, o comprimento (b) da aba de PX, de acordo com a BS é de 101cm. Segundo a NB e o ACI "b" também é igual a 101cm e pela DIN é 100cm.

3.6. TENSÕES NORMAIS E DE CISALHAMENTO ATUANTES NAS PAREDES

As tensões normais finais atuantes nas paredes resistentes são obtidas da superposição dos efeitos das ações do vento com as ações totais verticais. As tensões devidas às ações do vento (σ_f) são calculadas supondo-se flexão simples ou composta, dependendo do modelo de cálculo adotado (Eq. 3.7).

$$\sigma_f = \frac{N}{A_t} \pm \frac{My}{I} \quad (3.7.)$$

Onde :

N = reações normais nas paredes induzidas pelas ações do vento;

A_t = área da seção transversal da parede, incluindo as abas;

M = momento fletor na secção considerada;

y = distância da linha neutra à extremidade tracionada ou comprimida;

I = momento de inércia em relação ao eixo perpendicular à direção do vento.

As tensões de cisalhamento, supostas uniformemente distribuídas na seção, são calculadas pela equação 3.8:

$$\tau_c = \frac{Q}{A_v} \quad (3.8.)$$

Onde:

Q = ação lateral de projeto;

A_v = área da seção transversal líquida comprimida, sem as abas.

A equação 3.8 é igualmente indicada pela DIN somente para seções não compostas. Sendo a seção composta, a tensão de cisalhamento atuante é obtida pela equação 3.9.

$$\tau_c = \frac{QS}{It} \quad (3.9.)$$

Onde:

S = momento estático da seção colaborante;

t = espessura da parede no ponto pesquisado.

A DIN considera seções compostas somente aquelas cujas partes consistem de unidades com mesmas alturas, resistências e características, sendo executadas simultaneamente, com amarração e a mesma argamassa.

No exemplo da parede PX (Fig. 3.1), segundo o ACI e a NB, a tensão de cisalhamento atuante é de 5,29kN/m². De acordo com a DIN, que considera a participação das abas que são de 100cm em toda a altura da parede, a tensão seria de 7,34kN/m². Pela BS, a tensão de cisalhamento atuante tem o valor de 5,29kN/m² majorado pelo coeficiente 1,4, resultando em uma tensão de 7,41kN/m².

3.7. DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES

As tensões de compressão axiais e de flexão, bem como as tensões de cisalhamento atuantes nas paredes não devem ultrapassar as tensões admissíveis específicas para cada caso. Além disso, as paredes devem apresentar resistência às solicitações combinadas de compressão axial e de flexão. A flexão da parede, aqui considerada, é proveniente das ações horizontais do vento, atuantes no plano da parede, ou da aplicação de carregamento vertical excêntrico.

3.7.1. Resistência das paredes à compressão devida às cargas verticais

A capacidade de carga de uma parede sujeita a carregamento vertical, depende da resistência da alvenaria, excentricidade de aplicação de carga e taxa de esbeltez da parede. Os efeitos da esbeltez, ou ainda da excentricidade, são considerados através de um fator, denominado de fator de redução da resistência. A resistência de projeto (R_p),

de acordo com a BS-5628, é obtida pela equação 3.10. As tensões admissíveis pelas demais normas são determinadas pela equação 3.11.

$$R_p = \beta \frac{f}{\gamma_m} \quad (3.10.)$$

$$\sigma_{adm} = F_r \frac{f}{\gamma_m} \quad (3.11.)$$

Onde:

- f = resistência à compressão da alvenaria determinada em ensaio;
- γ_m = coeficiente de minoração da resistência da alvenaria à compressão;
- R_p = resistência de projeto;
- σ_{adm} = tensão admissível de compressão axial.
- β, F_r = fatores de redução da resistência da alvenaria à compressão;

3.7.1.1. Consideração da esbeltez

De acordo com o ACI e a NB o fator de redução, no caso F_r , é obtido pela equação 3.12. A DIN-1053 não lhe faz referência, porém, os valores das tensões admissíveis constantes na sua tabela 10 já levam em conta o efeito da esbeltez.

$$F_r = 1 - \left(\frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \quad (3.12.)$$

3.7.1.2. Consideração da excentricidade do carregamento

A esbeltez da parede e a excentricidade do carregamento são consideradas conjuntamente pela norma inglesa. O fator de redução é calculado como:

$$\beta = 1,1 \left(1 - \frac{2e_m}{t_{ef}} \right) \quad (3.13.)$$

A excentricidade e_m é denominada de excentricidade de projeto e corresponde ao maior valor entre e_t e e_a , sendo estas últimas determinadas pelas equações 3.14 e 3.15.

$$e_t = 0,6e_x + e_s \quad (3.14.)$$

$$e_a = t \left[\frac{1}{2400} \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 - 0,015 \right] \quad (3.15.)$$

Onde :

e_t = excentricidade total;

e_a = excentricidade devida à esbelteza da parede;

e_x = excentricidade no topo da parede.

Para o cálculo da excentricidade e_x consideram-se as hipóteses indicadas na Figura 3.5 (HASELTINE & MOORE - 1981).

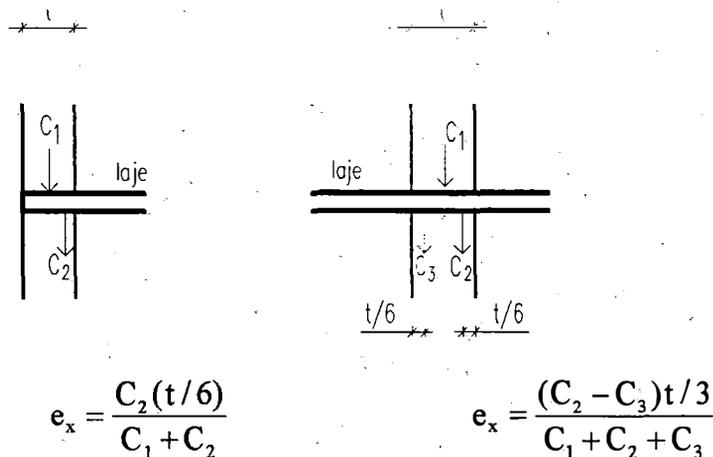


Figura 3.5. Excentricidade de aplicação da carga no topo da parede

Na figura 3.5 acima, C_1 é o carregamento resultante na parede acima do nível analisado, sendo sua excentricidade adotada como zero; C_2 e C_3 são as cargas transmitidas na parede apenas pela laje.

Com base nas normas, a espessura efetiva da parede PX (Fig. 3.1) é 14,5cm, ou seja, igual à sua própria espessura por tratar-se de uma parede simples. Pela BS-5628, a altura efetiva de PX é 2,04m e pelas demais normas é igual ao pé direito, no caso, 2,72m. O fator de redução da resistência pelo ACI e pela NB é 0,897. De acordo com a BS, este fator, considerando-se apenas a excentricidade adicional, é 0,888.

3.7.2. Resistência das paredes às solicitações combinadas de compressão axial e de flexão

Segundo a norma inglesa, a verificação da segurança na parede sujeita à flexão composta é feita de modo que as tensões atuantes não ultrapassem a resistência de

projeto obtida pela equação 3.10 do item anterior. O ACI e a NB prescrevem que a seguinte relação deve ser satisfeita:

$$\frac{\sigma_f}{\sigma_{f,adm}} + \frac{\sigma}{\sigma_{adm}} \leq 1 \quad (3.16.)$$

Onde:

- σ_f = tensão normal atuante de compressão devida à flexão;
- $\sigma_{f,adm}$ = tensão admissível de compressão na flexão;
- σ = tensão normal atuante devida às cargas verticais;
- σ_{adm} = tensão admissível de compressão axial (equação 3.11).

Sendo a flexo-compressão originada pela carga do vento, na combinação desta tensão com as tensões provenientes das cargas permanentes e acidentais, essas normas permitem que as tensões admissíveis sejam elevadas em 33%. Deve-se, porém, garantir que a resistência da parede não seja inferior à necessária apenas para a absorção dos esforços devidos ao peso próprio e ações provenientes das lajes (permanentes e acidentais).

Para a determinação da resistência à compressão (f) da alvenaria para a parede PX (Figura 3.1), são adotados coeficientes de segurança (γ_m) iguais a 3,5 pela BS-5628; 6,6 pelo ACI e 5,0 pela NB. Estes valores de γ_m correspondem às hipóteses mais desfavoráveis para a fabricação dos materiais e execução da obra. As tensões normais devidas ao vento e às cargas permanentes e acidentais já foram fornecidas no item 3.2. Na flexo-compressão os coeficientes adotados são 3,0 pelo ACI e 3,3 pela NB.

Pela BS-5628 a tensão resultante da combinação mais desfavorável dos tipos de cargas é 1272kN/m^2 , como foi visto anteriormente, sendo f igual a 5,0MPa. De acordo com o ACI e a NB, a situação mais desfavorável é a combinação da tensão devida à carga permanente com a acidental. Logo, a resistência à compressão da alvenaria, obtida em ensaio de prisma, deve ser 5,5MPa pelo ACI e 4,2MPa pela NB.

3.7.3. Resistência das paredes à tração

Se na combinação das tensões de tração devidas ao vento com as tensões provenientes das cargas verticais, as de tração forem predominantes, a NB-1228 prescreve que a seguinte verificação deve ser feita:

$$\sigma_f - 0,75\sigma \leq \sigma_{t,adm} \quad (3.17.)$$

Onde:

$$\sigma_{t,adm} = \text{tensão admissível da alvenaria à tração}$$

As tensões de tração admissíveis previstas nessa norma para o caso de trações normais às fiadas, como as originadas pelas ações do vento atuantes no plano da parede, encontram-se na tabela 3.7.

Tabela 3.7. Tensões admissíveis de tração na flexão

Tração na flexão	Construção de blocos vazados		Construção de blocos maciços	
	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$ (Mpa)	$12,0 \leq f_a \leq 17,0$ (MPa)	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$ (Mpa)	$12,0 \leq f_a \leq 17,0$ (MPa)
normal à fiada	0,10	0,15	0,20	0,25

3.7.4. Resistência das paredes ao cisalhamento

Além das cargas verticais, as paredes portantes devem resistir também às ações horizontais, como por exemplo as devidas ao vento. As cargas horizontais, atuantes no plano da parede, tendem a deformá-la, distorcendo a forma retangular para a de um paralelogramo. A resistência da parede a este tipo de carregamento é a resistência ao cisalhamento.

A resistência ao cisalhamento da alvenaria submetida a esforços combinados de compressão e cisalhamento depende da resistência de aderência inicial na interface unidade/argamassa e da tensão de pré-compressão existente (**RIDDINGTON & GHAZALI - 1988**). As tensões de pré-compressão dão uma colaboração importante no sentido de aumentar a resistência ao cisalhamento.

Para efeito de projeto, as normas apresentam tensões admissíveis ou resistências características ao cisalhamento. De acordo com a norma inglesa, a resistência característica ao cisalhamento da parede varia linearmente com a carga vertical e depende do tipo de argamassa utilizada. As demais normas, que não adotam o método dos estados limites, fornecem tensões admissíveis, as quais podem ser função da tensão de pré-compressão atuante, resistência à compressão da alvenaria ou tipo de argamassa.

BS-5628/78

A resistência característica ao cisalhamento (f_v) deve ser calculada por uma das seguintes fórmulas, dependendo do tipo de argamassa utilizada:

para argamassas do tipo (i), (ii) e (iii)

$$f_v = 0,35 + 0,6G_a \leq 1,75 \text{MPa} \quad (3.18.a.)$$

para argamassas do tipo (iv):

$$f_v = 0,15 + 0,6G_a \leq 1,40 \text{MPa} \quad (3.18.b.)$$

Nestas equações, G_a é a carga vertical de projeto por área da seção transversal, calculada de acordo com a combinação apropriada do item 3.2 deste capítulo.

ACI-531/79

O ACI sugere duas expressões para o cálculo das tensões admissíveis ao cisalhamento, escritas em função da resistência a compressão f_m' .

Se:

$$\frac{M}{Vd} > 1 \quad \tau_{adm} = 0,08\sqrt{f_m'} \leq 0,23 \text{MPa} \quad (3.19.a.)$$

$$\frac{M}{Vd} < 1 \quad \tau_{adm} = 0,17\sqrt{f_m'} \leq 0,27 \text{MPa} \quad (3.19.b.)$$

Onde:

M = momento fletor máximo atuante na parede, no nível considerado;

V = força devida ao vento, atuante no nível considerado;

d = largura da parede na direção paralela ao vento.

NB-1228/89

A NB-1228 fornece as tensões admissíveis de cisalhamento, as quais dependem das resistências das argamassas (f_a).

Para:

$$5,0 \text{MPa} \leq f_a \leq 12,0 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{adm} = 0,15 \text{MPa}$$

$$12,0 \text{MPa} \leq f_a \leq 17,0 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{adm} = 0,25 \text{MPa}$$

DIN-1053/74

Segundo a DIN-1053, para o caso de paredes sem seções compostas, as tensões admissíveis de cisalhamento dependem do grupo de argamassa e do valor médio da tensão normal σ_d que atua na seção mais solicitada do corte. São fornecidas quatro expressões (para τ_{adm} em MPa):

$$\text{Grupo de argamassa I} \quad \tau_{adm} = 0,009\sigma_d \quad (3.20.a.)$$

$$\text{Grupo de argamassa II} \quad \tau_{adm} = 0,02 + 0,0013\sigma_d \quad (3.20.b.)$$

$$\text{Grupo de argamassa IIa} \quad \tau_{adm} = 0,036 + 0,011\sigma_d \leq 0,3\text{MPa} \quad (3.20.c.)$$

$$\text{Grupo de argamassa III} \quad \tau_{adm} = 0,045 + 0,013\sigma_d \leq 0,3\text{MPa} \quad (3.20.d.)$$

Em paredes de seção composta, calcula-se a tensão principal de tração a partir das tensões normais e de cisalhamento obtida pela Eq. 3.4. Esta tensão não deve ultrapassar a tensão admissível de tração que depende do tipo de argamassa usada, como encontra-se transcrito abaixo:

$$\text{Grupo de argamassa I} \quad \sigma_t = 0$$

$$\text{Grupo de argamassa II} \quad \sigma_t = 0,045\text{MPa}$$

$$\text{Grupo de argamassa IIa} \quad \sigma_t = 0,060\text{MPa}$$

$$\text{Grupo de argamassa III} \quad \sigma_t = 0,075\text{MPa}$$

Para o cálculo das tensões admissíveis ao cisalhamento do exemplo da parede PX, o qual vem sendo analisado, são dados:

$$\text{Momento fletor atuante na base:} \quad 24,59\text{kNm}$$

$$\text{Resistência à compressão da alvenaria (} f_m' \text{):} \quad 5,0\text{MPa}$$

$$\text{Coeficiente de segurança (} \gamma_{mv} \text{):} \quad 2,5$$

Pela BS, a tensão admissível de cisalhamento é de 0,30MPa, sendo a argamassa do tipo (ii), considerando-se a tensão de pré-compressão existente que no exemplo é 837 kN/m². Esse valor corresponde ao dobro do recomendado pela NB que é de 0,15 MPa para argamassa com resistência $5,0 \leq f_a \leq 12,0$ MPa. Pelo ACI, a tensão admissível é de 0,18 MPa. Observa-se que essas tensões são bastante elevadas em comparação com as tensões atuantes determinadas no item 3.6.

3.8. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS E VERGAS

Segundo o ACI e a NB, os elementos de alvenaria fletidos são dimensionados considerando-se o estágio II do concreto. Para a verificação ao cisalhamento, de acordo com essas mesmas normas, as seguintes tensões admissíveis devem ser obedecidas nas vigas ou vergas:

1. peças sem armaduras para combater o cisalhamento

$$\tau_{adm} = 0,09\sqrt{f_p} \leq 0,35\text{MPa} \quad (3.21.)$$

2. peças com armaduras para combater o cisalhamento

$$\tau_{adm} = 0,25\sqrt{f_p} \leq 1,0\text{MPa} \quad (3.22.)$$

3.9. MÓDULO DE ELASTICIDADE

Os ensaios realizados acusam para a alvenaria um diagrama tensão-deformação com forma aproximadamente parabólica. Porém, as normas permitem nos projetos se adotar como regime de trabalho o elástico-linear. De acordo com a NB-1228, para o cálculo dos elementos de alvenaria, admite-se como módulo de deformação:

$$E = 400 f_p \leq 8000\text{MPa} \quad (3.23.)$$

Segundo o ACI-531, o módulo de elasticidade da alvenaria deve ser determinado em ensaio ou ainda pela relação abaixo:

$$E = 1000 f_m' \leq 17400 \text{ MPa} \quad (3.24.)$$

Na sua tabela 8, a Norma Alemã fornece módulos de elasticidade em função do grupo de argamassa e classe de resistência da alvenaria.

4. PROCESSOS DE ANÁLISE DO EFEITO DO VENTO NOS EDIFÍCIOS

4.1. INTRODUÇÃO

A resistência às ações do vento, nos edifícios de alvenaria estrutural, é obtida pelo conjunto de paredes portantes, com e sem aberturas, interligadas pelas lajes. As lajes funcionam como diafragmas rígidos, distribuindo as forças do vento entre as paredes, proporcionalmente às suas rigidezes relativas.

Os quinhões de carga absorvidos pelas paredes, bem como os esforços e tensões, podem ser determinados por diversos processos. O mais usual é considerar os painéis isoladamente e distribuir as ações do vento proporcionalmente aos seus momentos de inércia. Conhecendo-se as forças atuantes, e conseqüentemente os momentos fletores, calculam-se as tensões pela teoria da flexão.

Técnicas mais precisas, como a da análise matricial, ou ainda do método dos elementos finitos, também podem ser utilizadas. Ambas são desenvolvidas via processo dos deslocamentos e recaem na resolução de um sistema de equações lineares, onde são conhecidos a matriz de rigidez global da estrutura e os esforços externos aplicados nos nós, determinando-se os deslocamentos nodais, esforços internos e tensões. Estes processos são bem mais versáteis, possibilitando a inclusão dos lintéis como elementos estruturais.

No método dos elementos finitos a estrutura é discretizada em elementos finitos planos, sendo mais usuais os retangulares e triangulares (Fig.4.1). O método fornece esforços, deslocamentos e tensões em um maior número de pontos da estrutura, possibilitando a investigação de regiões de concentrações de tensões.

Apesar de mais preciso, seu uso nem sempre é justificado, haja vista o custo e tempo envolvidos no processamento. Segundo **MACLEOD(1969)**, em casos usuais, onde os efeitos de concentrações de tensões não precisam ser considerados, o cálculo pela análise matricial de barras com trechos rígidos é preferível. De acordo com **RAMALHO & CORREA(1994)**, a discretização em elementos de barras com trechos rígidos mostra-se eficiente e de modelagem bem mais simples.

As tensões normais finais nas paredes são obtidas pela superposição dos efeitos do carregamento vertical e horizontal. Estas tensões não podem ultrapassar os limites

admissíveis previstos em Norma. O dimensionamento dos lintéis à flexão, bem como a verificação das tensões de cisalhamento atuantes, também devem seguir as recomendações da Norma em consideração.

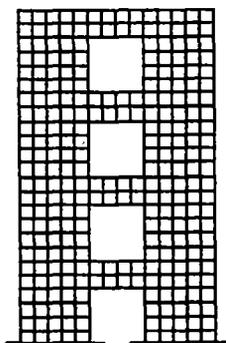


Figura 4.1. Parede modelada em elementos finitos

Neste capítulo, pretende-se discutir os principais tópicos relativos às análises que constarão do capítulo seguinte. Desta forma, enfatizam-se os aspectos relacionados à modelagem das paredes. Em um exemplo dado, analisa-se o comportamento estrutural de uma parede, simulando-se tipos diferentes de aberturas. Além disso, são apresentadas algumas considerações sobre os processos de cálculo simplificado e pela análise matricial com elementos de barra.

4.2. HIPÓTESES GERAIS

As lajes, por hipótese, funcionam como diafragmas rígidos, sendo os elementos responsáveis pela distribuição das ações do vento entre as paredes. As lajes podem estar sujeitas a translações e rotações no seu plano ou unicamente translações. Seja o exemplo da Fig. 4.2, onde "x" e "y" são eixos contidos no plano da laje indicada.

A disposição das paredes estruturais pode ser simétrica em relação a um desses eixos ou a ambos. Quando o vento atua na direção paralela à do eixo de simetria, a laje apenas translada nesta direção. Supondo-se, agora, o vento atuando na direção em que não há simetria, além de transladar, a laje estará sujeita a rotação em torno do eixo perpendicular ao seu plano.

Consideram-se as deformações axiais e de flexão nas paredes e unicamente as de flexão nos lintéis. As deformações por cisalhamento são desprezadas, pois em geral são pequenas. Porém, é possível considerá-las, quer nos lintéis ou nas paredes, fazendo-se as devidas modificações nas matrizes de rigidez dos elementos.

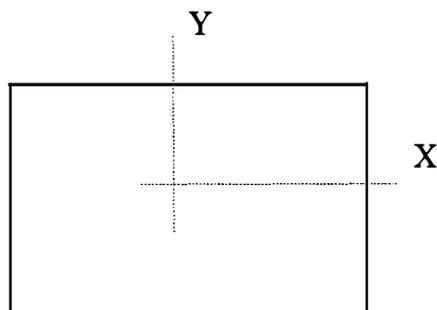


Figura 4.2. Sistema de eixos no plano da laje

Ainda com referência às paredes e lintéis, não há restrições quanto às suas propriedades geométricas, podendo estas variarem em um mesmo pavimento ou entre um pavimento e outro. Normalmente, supõe-se que as paredes são rigidamente engastadas às fundações, porém outros tipos de vinculações podem ser considerados.

Quanto às ações, verticais e horizontais, seus efeitos são considerados isoladamente, calculando-se as tensões normais resultantes. Estas tensões são superpostas, obtendo-se as tensões finais, as quais não podem ultrapassar os valores admissíveis recomendados em Normas.

Quanto aos materiais, a aderência existente entre as argamassas e as unidades lhes conferem a propriedade de trabalharem em conjunto, como material homogêneo. Adota-se como regime de trabalho o elástico-linear, sendo o módulo de elasticidade constante ao longo da altura da parede.

4.3. PAINÉIS BÁSICOS

Definem-se dois tipos básicos de painéis: paredes isoladas e paredes ligadas por lintéis. No primeiro, verifica-se que as características geométricas das paredes não influenciam na forma da sua elástica. No segundo, observa-se que a rigidez das paredes e dos lintéis são fatores determinantes do seu comportamento (ALBIGES & GOULET - 1960).

4.3.1. Paredes Isoladas

Denominam-se paredes isoladas os painéis cujo comportamento é assimilado ao de uma viga, engastada na base e livre ao nível dos pavimentos. Seus deslocamentos podem ser calculados por expressões fornecidas pela resistência dos materiais. As seções transversais das paredes podem ser constantes ou variáveis ao longo de sua altura.

Na Fig. 4.3.a, tem-se o exemplo de uma parede isolada, com 4m de comprimento, espessura de 14,5cm e módulo de elasticidade longitudinal igual a $3 \times 10^6 \text{kN/m}^2$. Adotam-se para o carregamento valores de cargas concentradas iguais a 10kN, aplicadas ao nível dos pavimentos, cujos pés-direito são de 3m. Seus deslocamentos podem ser obtidos diretamente da equação 4.1.

$$\Delta = \frac{FH^3}{3EI} \left[2 - 3 \frac{x}{H} + \left(\frac{x}{H} \right)^3 \right] \quad (4.1.)$$

Onde:

- E = módulo de elasticidade da alvenaria ;
- I = momento de inércia da seção transversal;
- x = distância do ponto de aplicação da carga à base da parede;
- Δ = deslocamento horizontal;
- H = altura total da parede;
- F = força horizontal devida ao vento.

Sua elástica é apresentada na Fig. 4.3.b, onde observa-se que para o carregamento aplicado no sentido indicado a concavidade da curva é voltada para a direita.

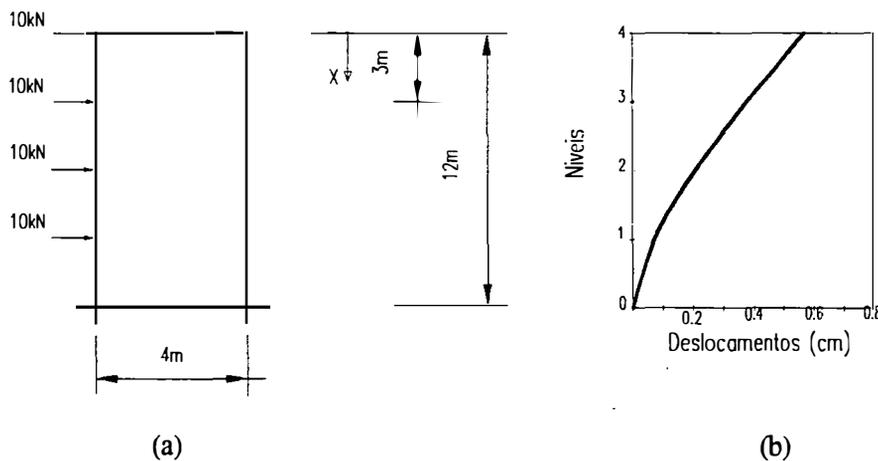


Figura 4.3. Parede isolada

4.3.2. Paredes Ligadas por Lintéis

Denominam-se lintéis aos trechos de parede existentes entre as aberturas de um pavimento a outro. Quando o vento atua, os lintéis são solicitados, contribuindo para a rigidez do conjunto. Com vistas à identificação dos comportamentos possíveis das

paredes ligadas por lintéis, realizam-se análises em modelos, gerados a partir do exemplo da Fig. 4.3.a., introduzindo-se aberturas de tipos diferentes.

Inicialmente, supõe-se a parede com aberturas usuais de janelas de 1,00x1,20m e altura de parapeito de 1,00m (Fig. 4.4.a.). Analisando-se a sua elástica (Fig. 4.4.b), verifica-se que sua forma é semelhante à da parede isolada do exemplo anterior concluindo-se que as dimensões das aberturas não foram suficientemente grandes para alterá-la.

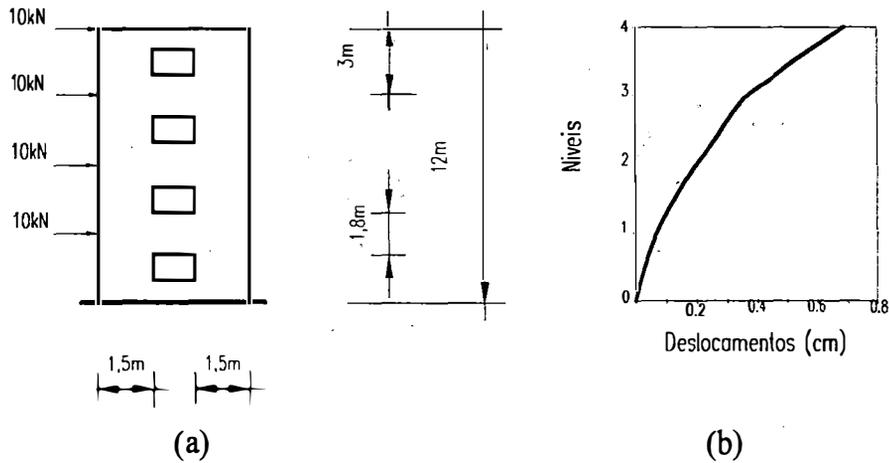


Figura 4.4. Parede com pequenas aberturas

Aumentando-se as dimensões das aberturas para 3,30x2,40m, conforme a Fig. 4.5.a., as diferenças percentuais dos deslocamentos entre pavimentos são menores que no caso da parede isolada, como se pode ver na Fig. 4.5.b. A concavidade da curva passa a ser voltada para a esquerda. Painéis com este tipo de comportamento são freqüentemente chamados de pórticos (OLIVEIRA - 1990).

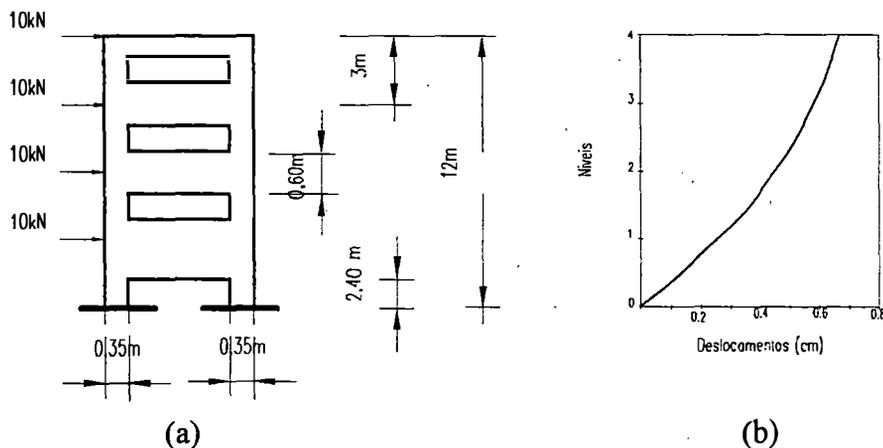


Fig. 4.5. Parede com grandes aberturas

Diminuindo-se o comprimento das aberturas do exemplo da Fig. 4.5.a. para 2,80m, o painel apresenta um comportamento intermediário entre os dos painéis anteriores, como se vê na Fig. 4.6. Da base ao 2º pavimento a forma da curva é semelhante à da parede isolada e, nos pavimentos seguintes, assemelha-se à da parede com grandes aberturas. Curvas similares são obtidas quando associam-se pórticos e paredes isoladas (FERREIRA - 1975).

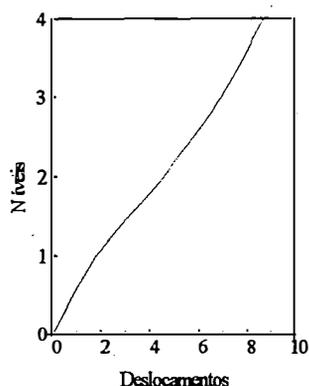


Figura 4.6. Curva de deslocamentos (cm)

4.4. TÉCNICAS DE ANÁLISE

Entre os processos utilizados para a análise do efeito do vento nos edifícios são apresentados o de análise matricial com elementos de barras e o processo denominado neste trabalho de simplificado. No processo simplificado os painéis, mesmo com aberturas, são modelados como paredes isoladas. A análise matricial estima com maior precisão a resposta da estrutura às ações do vento, possibilitando a inclusão dos lintéis no modelo e ainda a consideração de membros com trechos de rigidez infinita.

4.4.1. Processo Simplificado

AMRHEIN (1978), apresenta um processo simplificado para o cálculo dos esforços e tensões nas paredes devidas às ações do vento. Os painéis são modelados como paredes isoladas, absorvendo parcelas das ações do vento proporcionais às suas rigidezes relativas. A rigidez é inversamente proporcional aos deslocamentos (Δ), os quais são calculados pela equação 4.2, que provém da equação 4.1, acrescentando-se a parcela de deformação por cisalhamento.

$$\Delta = \frac{Fh^3}{3EI} + \lambda \frac{Fh}{A_t E_v} \quad (4.2.)$$

$$R = \frac{1}{\Delta} \quad (4.3.)$$

Onde:

A_t = área da seção transversal da parede;

E_v = módulo de elasticidade transversal = 0,4E ;

λ = fator de forma da seção, para seção retangular é igual a 1,2;

h = pé direito;

R = rigidez da parede.

Substituindo-se o momento de inércia e a área na equação 4.1 e colocando-se F, E e t em evidência, chega-se à equação abaixo.

$$\Delta = \frac{F}{Et} \left[4 \left(\frac{h}{b} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{t} \right) \right] \quad (4.4.)$$

Onde:

b = comprimento da parede na direção paralela ao vento;

t = espessura da parede.

Uma vez que se pretende determinar a rigidez relativa, pode-se adotar valores quaisquer para a força F, o módulo de elasticidade E e a espessura t. Supondo-se que estes valores sejam iguais à unidade, a equação 4.4 assume a forma reduzida em 4.5.

$$\Delta = 4 \left(\frac{h}{b} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{t} \right) \quad (4.5.)$$

O painel plano, resistente às ações do vento, é obtido pelas combinações de paredes, que podem ser em paralelo ou em série. As combinações em paralelo são feitas entre paredes cujo plano médio é paralelo à ação do vento.

Os diversos pavimentos de uma mesma parede, de seção constante ou variável ao longo de sua altura, são combinados entre si em série. Pode-se ter ainda a associação dos dois tipos de combinações, como por exemplo numa parede com aberturas de um edifício de múltiplos pavimentos.

4.4.1.1. Combinações em série

Considere-se como exemplo a parede da Fig. 4.7.a. Supõe-se que cada trecho de parede, definido entre as lajes de um pavimento e outro, funciona como uma viga em balanço (Fig. 4.7.b). Logo, seus deslocamentos são calculados pela equação 4.4.

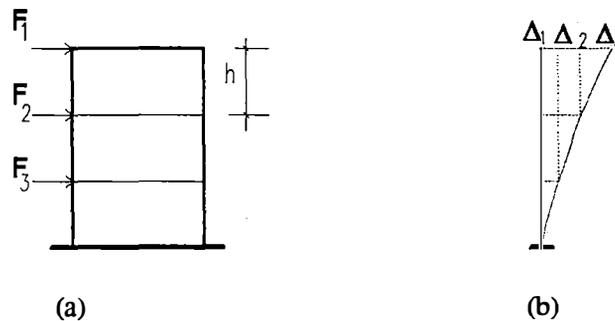


Figura 4.7. Combinações em série

Desprezando-se as rotações existentes nos nós, quando uma parede de um determinado pavimento se desloca, as demais deslocam-se paralelas a esta, como pode-se ver na Fig. 4.7.b. Logo, os deslocamentos finais em cada nó será o seu próprio deslocamento somado aos deslocamentos dos nós dos pavimentos anteriores. Conhecidos os deslocamentos, calculam-se as rigidezes usando-se a equação já mencionada.

Para o exemplo em consideração, a rigidez do conjunto é calculada como:

$$R = \frac{1}{\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3}$$

4.4.1.2. Combinações em paralelo

Considere-se agora a Fig. 4.8, onde se tem o exemplo de uma parede com abertura. O painel resistente é constituído da combinação em paralelo das paredes "A" e "B".

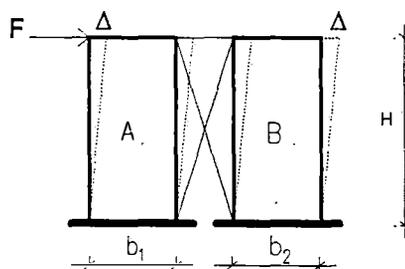


Figura 4.8. Combinação em paralelo

A rigidez do conjunto é obtida pelo somatório das rigidezes de cada parede. Assim, tem-se:

$$R_A = \frac{1}{\Delta_A} \quad ; \quad R_B = \frac{1}{\Delta_B}$$

$$R_{AB} = R_A + R_B$$

$$\Delta_{AB} = \frac{1}{R_{AB}}$$

Dentro do conjunto, a parede menos rígida absorve uma parcela menor das ações e vice-versa. Nestes termos, não há necessidade de considerar a rigidez absoluta, sendo suficiente se conhecer a rigidez de uma determinada parede em relação ao conjunto, ou sua rigidez relativa (eq. 4.6).

$$K_{r,i} = \frac{R_i}{\sum_{j=1}^n R_j} \quad (4.6.)$$

$$E_i = K_{r,i} E$$

Onde:

$K_{r,i}$ = rigidez relativa de uma parede "i" qualquer;

ΣR = somatório das rigidezes de todas as paredes;

R_i = rigidez da parede "i";

E_i = esforço cortante ou momento atuante na parede "i";

E = forças ou momentos totais devidos ao vento.

Cálculos menos trabalhosos podem ser feitos, utilizando-se equação análoga à 4.6, onde o fator de distribuição das ações é obtido a partir dos momentos de inércia das paredes (eq. 4.7). Os deslocamentos são calculados pela equação 4.1, desprezando-se as deformações por cisalhamento.

$$E_i = \frac{I_i}{\sum_{j=1}^n I_j} E \quad (4.7.)$$

Onde:

I_i = momento de inércia da parede "i";

ΣI = somatório dos momentos de inércia das paredes.

4.4.1.3. Exemplo Aplicativo

No exemplo a seguir (Fig. 4.9), calculam-se os esforços em uma parede com 4m de comprimento e aberturas de portas com dimensões de 1,00x2,10m.

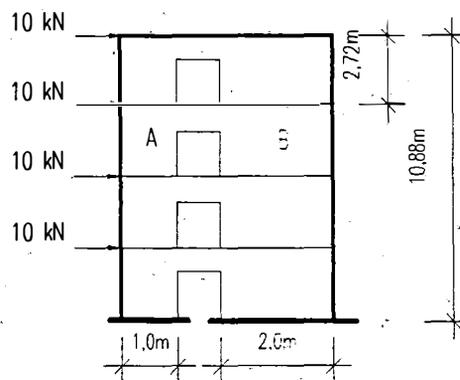


Figura 4.9. Corte transversal do edifício exemplo

Desprezando-se os lintéis, os elementos resistentes são unicamente as paredes "A" e "B", situadas nas suas extremidades. Na Tab. 4.1., encontra-se resumido o cálculo de suas rigidezes individuais e do conjunto. Na Tabela 4.2, encontram-se os cálculos dos esforços cortantes e momentos absorvidos pela parede. Os momentos totais atuantes estão resumidos abaixo:

$$M_1 = 272,0\text{kNm}$$

$$M_2 = 163,2\text{kNm}$$

$$M_3 = 81,6\text{kNm}$$

$$M_4 = 27,2\text{kNm}$$

Tabela 4.1. Cálculo das rigidezes das paredes

Nível	Parede A h=2,72m b=1,00m			Parede B h=2,72m b=2,00m			Rigidez total (R) (8)=(4)+(7)
	Δ (2)	$\Sigma\Delta$ (3)	$R_a=1/\Sigma\Delta$ (4)	Δ (5)	$\Sigma\Delta$ (6)	$R_b=1/\Sigma\Delta$ (7)	
(1)							
4	88,65	354,62	0,0028	14,14	56,56	0,0176	0,0204
3	88,65	265,96	0,0037	14,14	42,42	0,0235	0,0272
2	88,65	177,31	0,0056	14,14	28,28	0,0353	0,0409
1	88,65	88,65	0,0112	14,14	14,14	0,0707	0,0819

Tabela 4.2. Esforços cortantes e momentos fletores

Nível	Parede A		Parede B	
	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Cortante (kN)	Momento (kNm)
4	1,37	3,72	8,63	23,47
3	2,72	11,18	17,26	70,42
2	4,08	22,36	25,89	140,84
1	5,44	37,26	34,52	234,73

Utilizando-se os momentos de inércia para distribuir as ações, chegam-se aos resultados apresentados na Tabela 4.3. Comparando-se os resultados da Tabela 4.2 com os da Tabela 4.3, observa-se que na parede A as diferenças percentuais entre os cortantes e momentos são de 3,1% e 18,8% respectivamente. Na parede B as diferenças percentuais são 3,1%, tanto para os momentos como cortantes.

Tabela 4.3. Esforços cortantes e momentos fletores

Nível	Parede A $I=0,0120 \text{ m}^4$		Parede B $I=0,0967 \text{ m}^4$	
	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Cortante (kN)	Momento (kNm)
4	1,11	3,02	8,89	24,19
3	2,22	9,06	17,78	72,59
2	3,33	18,11	26,68	145,18
1	4,44	30,22	35,58	241,97

4.4.2. Análise Matricial

Neste método, os painéis planos são idealizados como estruturas compostas de elementos lineares, denominados de barras. As paredes sem aberturas são discretizadas em barras verticais, definidas de eixo a eixo dos lintéis. Nas paredes com aberturas pode-se incluir as barras horizontais, medidas de eixo a eixo das paredes, as quais simulam as contribuições dos lintéis (Fig. 4.10). Os programas a serem utilizados podem ser para análise de pórticos planos.

As posições dos nós na estrutura são definidas a partir de um sistema de referência previamente adotado. Sua numeração pode ser aleatória, caso o programa

disponha de minimizador de largura de banda da matriz de rigidez. Caso contrário, a numeração deve ser feita de modo que a diferença entre as numerações dos nós de uma mesma barra seja a menor possível.

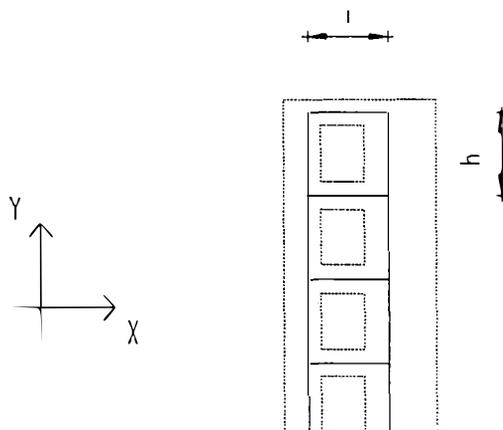


Figura 4.10. Modelo sem trechos rígidos

As barras são definidas pelos seus números, nós extremos, propriedades geométricas, que incluem áreas e momentos de inércia, e módulo de elasticidade do material que as compõem. As ações do vento constituem-se em carregamentos distribuídos ao longo da altura e são transformadas em forças concentradas aplicadas nos nós da estrutura, as quais são calculadas por áreas de influência, como foi visto no Capítulo 2.

Alguns programas têm o recurso adicional de considerar os nós de dimensões finitas, através da definição de trechos rígidos (Fig. 4.11). Seus efeitos nos deslocamentos horizontais da estrutura são mais acentuados, quanto mais flexíveis são os lintéis.

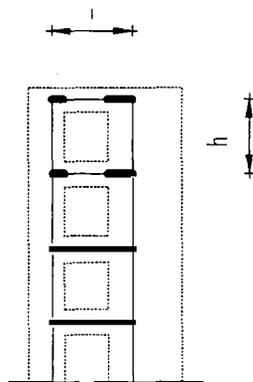


Figura 4.11. Modelo com trechos rígidos

A maneira mais eficiente de simular os trechos rígidos é através da técnica de translação de coordenadas, idealizando-se as barras horizontais com extremidades

infinitamente rígidas. Se o programa não tem este recurso, uma outra maneira é considera-los como barras independentes de grande rigidez em relação aos demais elementos. Isto significa que, por exemplo no modelo da Fig. 4.11, em cada nível seriam acrescentadas duas barras e dois nós.

Sua rigidez pode ser a de uma barra com espessura igual à da parede e altura igual à média dos pés-direito adjacentes. Outros valores para a rigidez podem ser adotados, observando-se que não sejam grandes demais, a fim de se evitar erros numéricos. Em termos computacionais, a deficiência desta técnica em relação à de transferência de coordenadas reside no acréscimo de nós e barras à estrutura, resultando em uma matriz de rigidez bem maior e conseqüentemente um aumento no tempo de processamento, além dos inconvenientes quanto à precisão.

Quanto aos seus comprimentos, os trechos rígidos podem ser definidos entre os eixos das paredes e as faces das aberturas. O **EUROCODE** recomenda adotar como comprimentos dos trechos rígidos (l_1 e l_2) os valores obtidos pelas equações abaixo. Os parâmetros l_e , l_d e h_v encontram-se definidos na Figura 4.12.

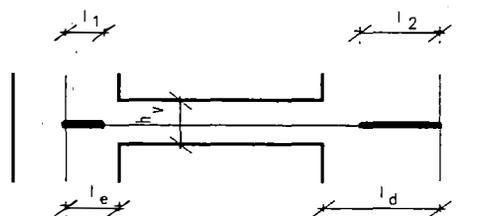


Figura 4.12. Trechos rígidos - EUROCODE

$$l_1 = l_e - 0,5h_v \text{ e}$$

$$l_2 = l_d - 0,5h_v$$

4.5. ASSOCIAÇÕES DE PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO

A análise global do edifício pode ser plana ou tridimensional, conforme seja o arranjo estrutural das paredes, simétrico ou não simétrico, respectivamente. As técnicas de cálculo utilizadas podem ser as mesmas vistas no item anterior. A análise é feita separadamente, para o vento atuando em cada uma das direções principais do edifício.

4.5.1. Associações Planas

Se o edifício é simétrico, um modelo plano pode ser considerado. Consideram-se somente os painéis paralelos à direção do vento, uma vez que não há rotações nas lajes.

Os painéis perpendiculares podem contribuir com as abas, de acordo com as recomendações das Normas.

As associações planas podem ser analisadas através de um programa de pórtico plano. No modelo de cálculo, os painéis são dispostos em fila e ligados através de barras bi-rotuladas de grande inércia, que simulam o diafragma rígido, garantindo o comportamento conjunto dos painéis (Fig. 4.13). As ações do vento são aplicadas nos nós de qualquer um dos painéis que seja julgado conveniente. A elástica do conjunto depende das relações existentes entre as rigidezes dos painéis associados.

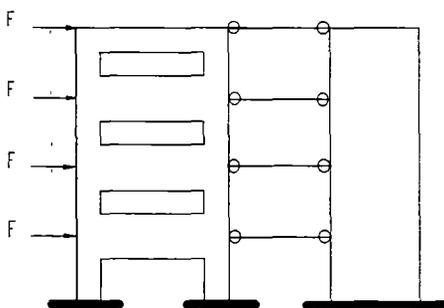


Figura 4.13. Associação plana de painéis

As barras bi-rotuladas podem ser simuladas com vãos de 1m de comprimento e seções transversais com bases de 1m e alturas iguais às espessuras das lajes. Suas contribuições para a matriz de rigidez da estrutura restringem-se às parcelas relativas aos deslocamentos horizontais.

Alguns programas têm um outro tipo de recurso para simular o diafragma rígido, chamado "nodal option constraint". É uma solução melhor que a anterior, pois elimina-se a necessidade de acrescentar elementos à estrutura, que no caso seriam as barras de treliça. Pensando-se em um edifício, o tempo que se economizaria na análise, aliado ao fato de se reduzir a probabilidade de erros numéricos, seria considerável. Observe-se que no exemplo da Fig. 4.13, simulando-se o diafragma da primeira maneira mencionada, para cada pavimento se teria uma barra bi-rotulada.

No caso de se utilizar o processo simplificado, todos os painéis são modelados como paredes isoladas. Montam-se planilhas semelhantes às do exemplo da Fig. 4.9 e calculam-se os esforços pelas equações 4.6 ou 4.7.

4.5.2. Associações Tridimensionais

Quando o edifício não é simétrico, as lajes ficam sujeitas a translações e rotações no seu plano, como foi visto no início deste capítulo, e a análise deve ser tridimensional.



As rotações da laje provocam a mobilização também dos painéis perpendiculares à ação do vento, que a princípio devem ser considerados. Porém, se o edifício não é acentuadamente assimétrico, as rotações são em geral pequenas e, igualmente ao caso plano, pode-se incluir no modelo somente os painéis paralelos. As contribuições dos painéis perpendiculares continuam limitadas às abas.

4.5.2.1. Cálculo Simplificado

As forças adicionais que surgem nas paredes, devido às rotações das lajes, podem ser obtidas através dos seus momentos de inércia (HENDRY, SINHA & DAVIES - 1981). Os painéis são modelados como paredes isoladas. As forças concentradas e os momentos torçores são transferidos para o centro elástico do edifício, como pode-se ver no exemplo da Fig. 4.14. As forças finais atuantes nas paredes são obtidas da superposição dos efeitos das forças concentradas e momentos torçores. As parcelas referentes às forças concentradas são determinadas pela equação 4.7 do item anterior.

No exemplo da Figura 4.14, sejam: F_A' , F_B' e F_C' as forças nas paredes A, B e C, devidas ao momento torçor (T) e F_A , F_B e F_C as forças nas paredes A, B e C, devidas somente à força concentrada (F) que atua na direção "Y". Levando-se em consideração que as lajes funcionam como diafragmas rígidos, os deslocamentos das paredes são proporcionais às suas distâncias ao centro elástico.

$$\frac{\Delta_A}{x_A} = \frac{\Delta_B}{x_B} = \frac{\Delta_C}{x_C} \quad (4.8.)$$

O somatório dos momentos produzidos pelas forças F_A' , F_B' e F_C' devem ser iguais ao momento torçor T.

$$\begin{aligned} T &= Fe \\ F_A'x_A + F_B'x_B + F_C'x_C - Fe &= 0 \end{aligned} \quad (4.9.)$$

Resolvendo-se o sistema acima (Eq. 4.9), com a consideração da equação 4.7 e sabendo-se que os deslocamentos são calculados pela equação 4.1, tem-se por exemplo na parede A:

$$F_A' = \frac{FeI_A x_A}{I_A x_A^2 + I_B x_B^2 + I_C x_C^2}$$

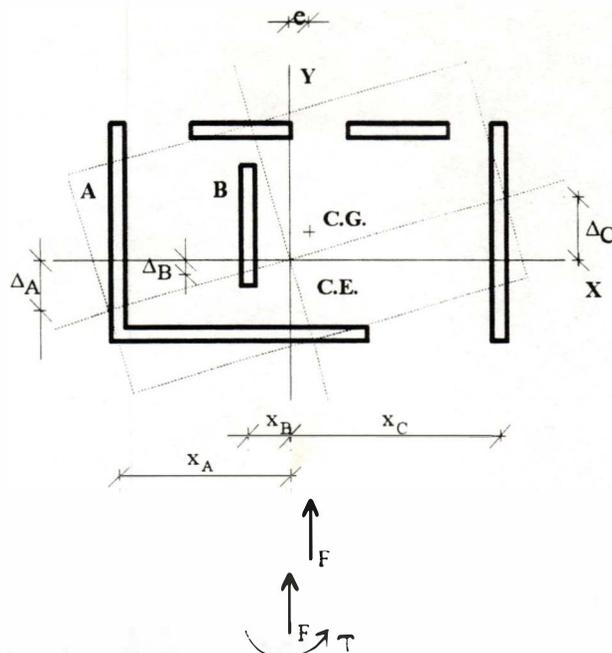


Figura 4.14. Planta de uma estrutura assimétrica

Equações análogas podem ser obtidas para as demais paredes, de modo que para uma parede "i" qualquer, pode-se escrever:

$$F_{y_i} = Fe \frac{I_{x_i} x_i}{\sum I_{x_n} x_n^2} \quad (4.10.)$$

$$F_{final,i} = F_{y_i} + F_i$$

Onde:

F_i = força na parede "i" devida às forças concentradas;

$F_{final,i}$ = força final na parede "i".

Semelhante ao que foi visto para a análise plana, os momentos de inércia podem ser substituídos pelas rigidezes "R", calculadas pelas fórmulas do item 4.4.1.

4.5.2.2. Análise matricial

Os painéis são discretizados em elementos de barra com seis graus de liberdade por nó. É possível ainda a inclusão dos trechos rígidos. Quanto às lajes, seu comportamento pode ser simulado de diversas formas. Uma maneira possível é introduzirem-se barras bi-rotuladas em diagonal, ligando nós opostos de um mesmo

pavimento. Com isso, os nós são forçados a transladarem e rotacionarem igualmente. Adicionalmente, supõem-se as vigas com grande rigidez axial, de modo que as deformações axiais no seu plano ou os movimentos relativos dos seus nós possam ser desprezíveis (COULL & SMITH - 1991). Entretanto, por razões semelhantes às que foram vistas para o caso plano, tal solução não é aconselhável. A opção mais eficiente é a do nó mestre, que existe em muitos programas comerciais tais como o SAP90, SUPERSAP, ANSIS, etc.

Define-se em cada pavimento um nó mestre (Fig. 4.15), cujos graus de liberdade são três: duas translações no plano XY e uma rotação em torno de Z. Esses parâmetros correspondem ao movimento do diafragma rígido. Os nós restantes do pavimento são chamados de nós dependentes. Os graus de liberdade de cada nó dependente, associados ao movimento de corpo rígido das lajes, são transferidos para o nó mestre, permanecendo somente as coordenadas referentes às rotações em torno de X e Y e a translação em Z.

Em termos computacionais, o problema é resolvido através da técnica de translação de coordenadas. Para cada nó dependente determina-se uma matriz de transformação, a qual servirá também para transferir a matriz de rigidez e os vetores de forças nodais na direção destes deslocamentos. Então, a análise é realizada e o deslocamento de cada nó dependente é calculado através da distância ao nó mestre.

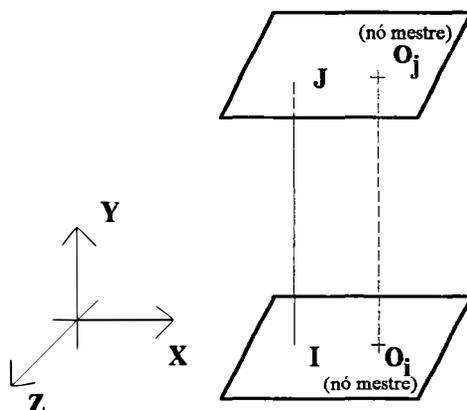


Figura 4.15. Nó mestre

A localização do nó mestre é arbitrária, porém, é ideal posicioná-lo no centro geométrico do pavimento, de modo que as ações do vento possam ser transferidas somente como forças concentradas. A vantagem disto é a simplificação do trabalho de montagem do arquivo de dados, eliminando-se mais um dado que seria o momento torçor em cada nível. Os demais nós são localizados nos centros de gravidade das seções transversais das paredes.

5. EXEMPLOS

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, são analisados três edifícios residenciais com 7, 8, e 10 pavimentos, em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Em todos os exemplos, os painéis têm espessuras de 14,5cm e módulos de elasticidade iguais a $2,96 \times 10^7 \text{kN/m}^2$. São consideradas as ações do vento segundo as direções dos eixos X e Y, indicados nas plantas do pavimento tipo. As paredes, bem como seus respectivos lintéis, são identificados por PX, LX, PY ou LY, conforme sejam paralelos à direção do eixo X ou Y, seguidos por seus números.

Utiliza-se um programa de pórtico espacial para realizar uma associação tridimensional de painéis de contraventamento. Para a consideração do pavimento como diafragma rígido o programa dispõe do recurso do nó mestre ou "Master Joint". Além disso, existe a possibilidade de se considerar trechos rígidos pela translação de rigidezes, sem a necessidade de utilizar barras e nós adicionais. Nos exemplos apresentados optou-se por localizar o nó mestre no centro geométrico dos pavimentos, pelo motivo exposto no capítulo anterior. Levando-se em conta a leve assimetria dos edifícios, são incluídos na análise somente os painéis paralelos à direção do vento considerada.

São comparados os deslocamentos, esforços e tensões normais nas paredes, modelando-se os edifícios de seis formas distintas. As três primeiras, onde são consideradas as abas, são as seguintes:

M1 - todos os painéis são modelados como paredes isoladas;

M2 - os painéis com aberturas são modelados como paredes ligadas por lintéis, os quais são discretizados sem trechos rígidos; $\varphi.1^o$

M3 - semelhante a M2, sendo os lintéis discretizados com trechos rígidos. $\varphi.11$

Com estes modelos, pretende-se verificar o efeito dos lintéis e dos trechos rígidos. Para verificar a influência das abas, são analisados mais três modelos: M4, M5 e M6, semelhantes a M1, M2 e M3 respectivamente, porém sem as abas.

As ações do vento são determinadas pela **NBR-6123**, usando-se o valor médio dos coeficientes de arrasto para ventos de baixa e alta turbulência. Os comprimentos das abas são fixados com base na **NB-1228/89** e os comprimentos dos trechos rígidos com base nas recomendações do **EUROCODE**.

Os resultados obtidos nas seis simulações são apresentados em gráficos e tabelas. Os lintéis mais solicitados são dimensionados à flexão e, além disso, verifica-se se as tensões de cisalhamento atuantes estão nos limites previstos pela **NB-1228/89**. O dimensionamento à flexão é realizado considerando-se o Estádio II.

5.2. EXEMPLO 1

Neste item, será analisado o efeito do vento em um edifício de sete pavimentos, com pés-direito de 2,74m. A planta do pavimento tipo é apresentada na Fig. 5.1. As dimensões do edifício, em planta, são 18,60m e 22,20m, nas direções normais aos eixos X e Y respectivamente.

As forças do vento são determinadas para uma velocidade básica de 45m/s. O fator topográfico S_1 e o fator estatístico S_3 são iguais a 1,0. A categoria da edificação é IV e a classe é B. O coeficiente de arrasto, considerando o vento na direção X é 0,99 e 1,03 na direção Y. Os modelos M1 e M4 são montados com 294 barras verticais com o vento na direção X e 245 barras na direção Y. Nos demais modelos são incluídas 182 barras horizontais na direção X e 70 em Y. Para o vento na direção X o cortante na base tem intensidade de 302,36kN e na direção Y 382,42kN.

5.2.1. Análise dos Resultados

Os resultados obtidos nas seis simulações são apresentados nas Figuras 5.2 a 5.16 e nas Tabelas 5.1 a 5.5.

5.2.1.1. Deslocamentos Horizontais

Na Figura 5.2, são apresentadas as curvas de deslocamentos obtidas nas modelagens M1, M2 e M3.

Comparando-se estas curvas às que foram vistas no capítulo anterior, verifica-se que o comportamento do conjunto foi predominantemente o de parede isolada, mesmo quando são considerados os lintéis.

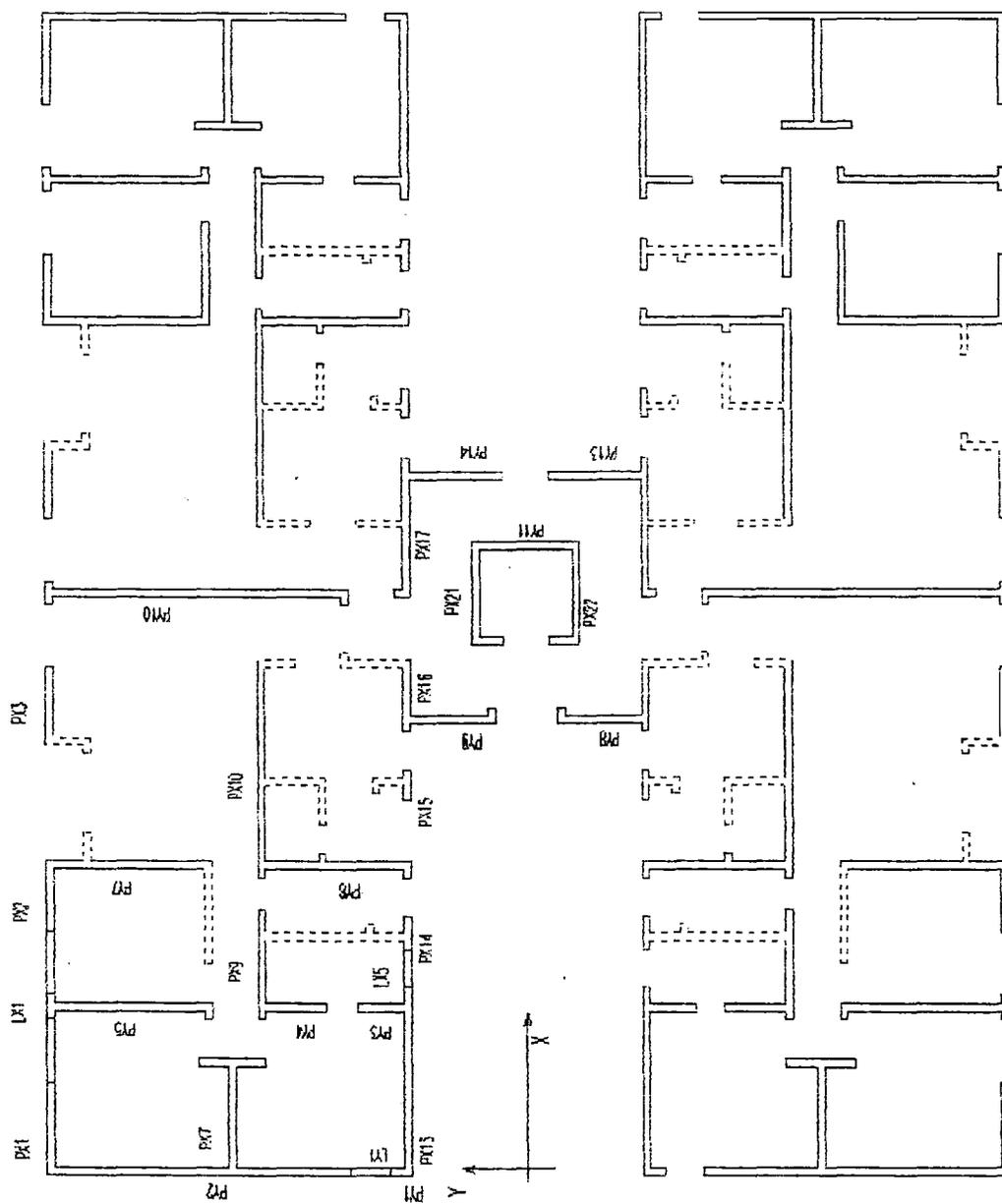


Figura 5.1. Planta do pavimento tipo - Exemplo 1

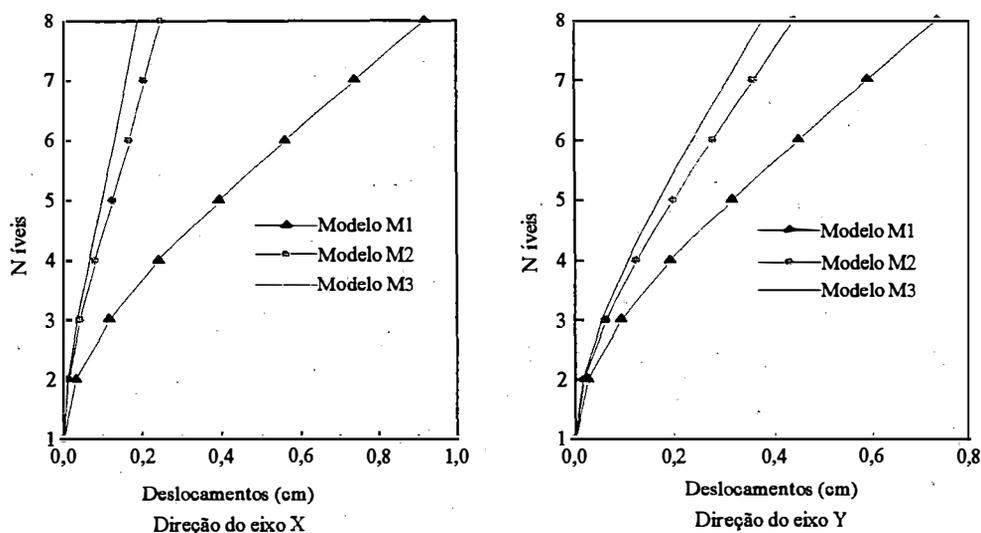


Figura 5.2. Deslocamentos nas direções dos eixos X e Y

Na Tabela 5.1, são comparados os deslocamentos no topo nos modelos para o vento nas direções X e Y.

Tabela 5.1. Deslocamentos no topo (cm)

	M1	M2	M3	M4	M5	M6
direção X	0,90	0,24	0,19	1,82	0,33	0,25
direção Y	0,74	0,44	0,33	1,10	0,65	0,59

Analisando-se a Tabela 5.1, observa-se que na direção X há uma redução maior nos deslocamentos obtidos nos modelos M2 e M3, em relação a M1, indicando um efeito mais pronunciado dos lintéis nesta direção. O mesmo é verificado nos modelos sem abas, quando comparam-se M5 e M6 a M4. Ocorre que na direção X se tem um número maior de aberturas, logo, as diferenças percentuais entre os deslocamentos dos modelos com lintéis em relação aos modelos sem lintéis são maiores.

Quanto aos trechos rígidos, a maior diferença percentual entre M3 e M2, verifica-se na direção Y. Ocorre que nessa direção e para esses modelos os trechos rígidos a serem considerados são maiores. Entretanto, comparando-se M6 e M5, observa-se que o efeito dos trechos rígidos é mais acentuado na direção X, devido à mudança dos centros de gravidade das paredes e conseqüente aumento dos comprimentos dos trechos enrijecidos.

Por fim, deve-se mencionar que a colocação das flanges tem um efeito extremamente importante, reduzindo-se praticamente à metade os deslocamentos obtidos.

5.2.1.2. Momentos fletores

Nas Figuras 5.3 a 5.6, são apresentados os diagramas de momentos fletores em algumas paredes nos modelos M1, M2 e M3.

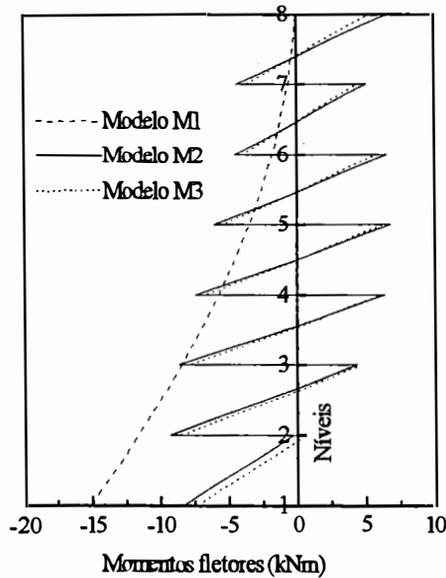


Figura 5.3. Parede PX2

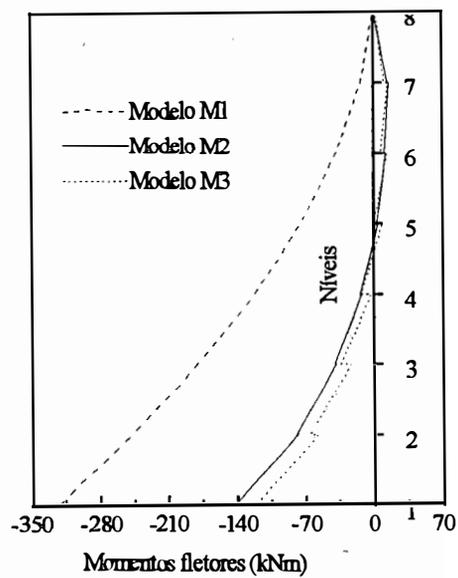


Figura 5.4. Parede PX10

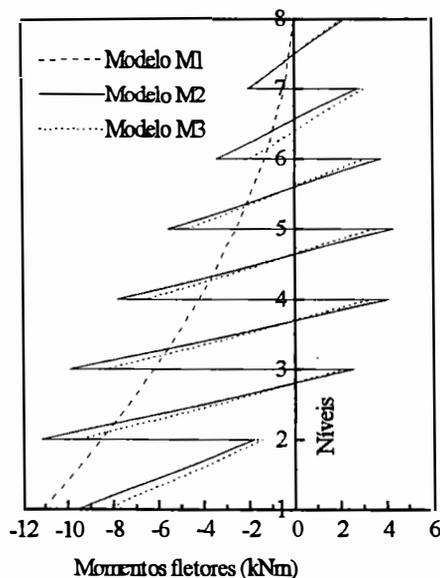


Figura 5.5. Parede PY8

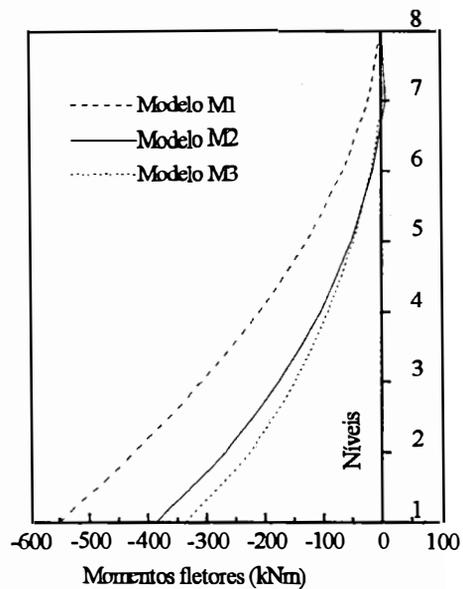


Figura 5.6. Parede PY10

Os momentos fletores nos painéis compostos por apenas uma parede nos modelos M2 e M3 foram menores do que no modelo M1, indicando que suas rigidezes nos modelos com lintéis perderam importância em relação ao conjunto. Como exemplo, são apresentados os diagramas de momento na parede PY10 (Fig.5.6).

Nas bases das paredes de painéis com aberturas, os momentos obtidos dos modelos M2 e M3 foram menores do que os de M1, devido à ação dos lintéis (Figs 5.3 a 5.5). As mudanças de sinais desses momentos também refletem o efeito dos lintéis. Observa-se ainda que os diagramas de momentos de PX2 e PY8 em M2 e M3 apresentam saltos mais pronunciados do que os diagramas de PX10. Tal comportamento deve-se ao fato do lintel da parede PX10 ser flexível diante da rigidez dessa parede.

Os trechos rígidos provocam uma restrição maior às rotações dos nós dos painéis. Logo, os momentos obtidos no modelo M3 são menores que os momentos de M2, como se pode ver nos diagramas apresentados, em especial na parede PX10. Nota-se, inclusive, que os saltos do diagrama de momento de PX10 tornam-se um pouco mais destacados no modelo M3, em relação ao modelo M2, pois a rigidez do lintel cresceu.

Convém ressaltar que as observações feitas nos parágrafos anteriores, relativas aos efeitos dos lintéis com e sem trechos rígidos, também são válidas nos modelos sem as abas.

5.2.1.3. Esforços Normais

Na Tabela 5.2 são apresentados os esforços normais nas bases das paredes, onde ocorrem os valores máximos. Desses valores pode-se concluir que havendo trechos rígidos os esforços cortantes nas extremidades dos lintéis são maiores e, conseqüentemente, os esforços normais nas paredes.

Tabela 5.2. Esforços normais nas bases das paredes (kN)

Parede	Modelos com abas		Modelos sem abas	
	M2	M3	M5	M6
PX1	26,27	24,44	27,83	22,94
PX2	18,70	15,22	19,11	11,06
PX3	14,80	10,24	21,04	13,94
PX9	4,07	25,38	5,19	28,71
PX13	36,06	36,40	40,43	39,42
PX14	4,02	6,41	6,49	8,33
PX15	2,63	3,59	6,39	6,64
PX16	29,41	27,53	26,39	24,44
PY1	56,71	74,24	60,79	76,50
PY3	12,85	27,23	13,43	15,76
PY8	37,64	32,16	49,75	45,38

5.2.1.4 Tensões Normais

Nas Figuras 5.7 a 5.10, são apresentados os gráficos das tensões normais nas paredes PX13, PX14, PY1 e PY2. São comparadas as máximas tensões de tração devidas ao vento, obtidas nos modelos M1, M2 e M3, com as tensões de compressão provenientes das cargas permanentes, as quais são denominadas de tensão V.

Fazendo-se a combinação das tensões, conforme os gráficos das figuras acima mencionadas, resulta em valores que indicam a predominância de tensões de tração nessas paredes, em alguns desses modelos. Estas tensões, conforme a NB-1228/89, estão dentro de faixas admissíveis.

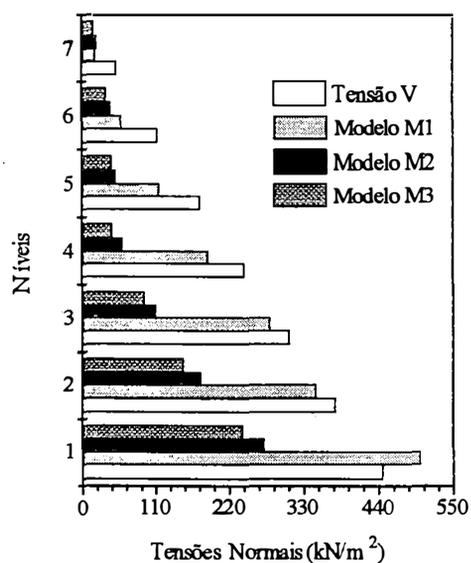


Figura 5.7. - Parede PX13

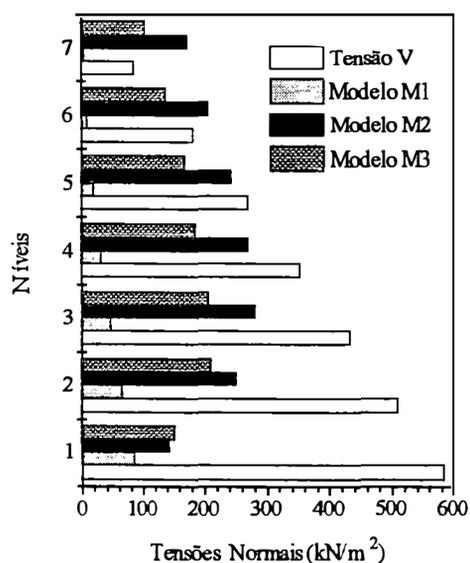


Figura 5.8. Parede PX14

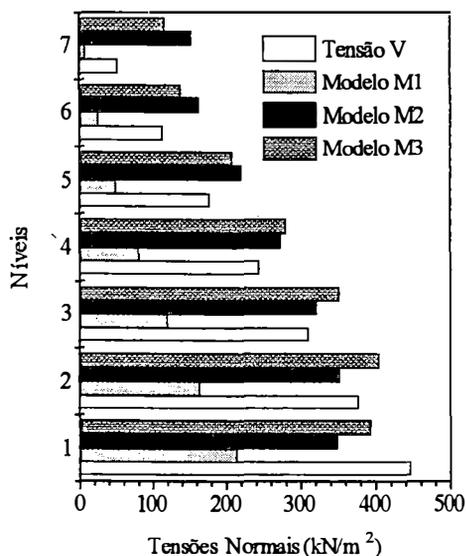


Figura 5.9. Parede PY1

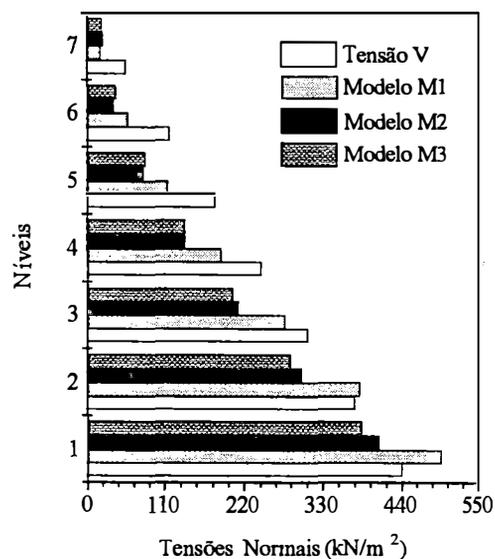


Figura 5.10. Parede PY2

Na Tabela 5.3, a seguir, são apresentadas as tensões devidas ao vento nos modelos com e sem abas e as tensões devidas às cargas verticais, considerando-se as cargas acidentais. Os resultados mostram o efeito favorável das abas, reduzindo-se as tensões a valores próximos da metade. Nos modelos sem abas, em algumas paredes, as tensões devidas ao vento são maiores que as tensões provenientes das cargas verticais. Nas paredes modeladas com abas as tensões finais são unicamente de compressão.

Nos modelos M2 e M3, devido à presença dos lintéis e dos trechos rígidos, verifica-se que as diferenças percentuais entre as tensões nas paredes mais e menos solicitadas são menores do que no modelo M1. Aplicando-se a NB-1228, as resistências requeridas para as paredes modeladas com abas são as mesmas, nos três modelos.

Tabela 5.3. Tensões normais nas bases das paredes (kN/m²)

Parede	Tensões Normais devidas ao vento						Tensões (cargas verticais)
	M1	M2	M3	M4	M5	M6	
PX10	646	290	278	974	375	358	857
PX13	501	272	239	958	416	362	525
PX14	85	282	153	169	211	205	686
PX15	85	111	113	169	199	180	1275
PY1	214	349	393	233	502	571	525
PY2	497	408	383	719	593	584	518
PY3	156	158	213	148	218	233	708
PY10	650	456	396	973	666	609	953

5.2.2. Verificação dos lintéis à flexão e ao cisalhamento

Nas Tabelas 5.4 e 5.5, são apresentados os momentos e cortantes máximos nos lintéis mais solicitados. Nos modelos sem abas os momentos e cortantes são em geral maiores, tendo em vista as paredes serem mais flexíveis.

A maior área de aço necessária para combater a flexão foi de 0,93cm² no lintel LX5 e 0,91cm² para o lintel LY1 no modelo M2. No modelo M5, a área de aço necessária no lintel LX5 foi de 1,11cm².

Em todos os lintéis, tanto nos modelos com abas como nos modelos sem abas, as tensões de cisalhamento atuantes são menores que as tensões admissíveis especificadas pela NB-1228/89.

Tabela 5.4. Momentos fletores e esforços cortantes máximos nos lintéis

Lintel	Modelo M2			Modelo M3		
	Nível	Momento máximo (kNm)	Cortante máximo (kN)	Nível	Momento máximo (kN)	Cortante máximo (kNm)
LX1	3	12,42	4,94	3	10,69	4,73
LX5	3	21,34	6,61	2	19,00	7,39
LY1	4	21,00	9,55	3	20,24	14,05

Tabela 5.5. Momentos fletores e esforços cortantes máximos nos lintéis

Lintel	Modelo M5			Modelo M6		
	Nível	Momento máximo (kNm)	Cortante máximo (kN)	Nível	Momento máximo (kN)	Cortante máximo (kNm)
LX1	3	13,88	5,93	2	11,12	4,76
LX5	2	25,27	8,05	2	22,59	8,82
LY1	3	23,29	10,71	2	22,14	15,16

5.3. EXEMPLO 2

O exemplo deste item é de um edifício com oito pavimentos, com 2,72m de pé-direito. A planta do pavimento tipo é apresentada na Figura 5.11. O edifício tem como dimensões em planta 19,64m na direção normal ao eixo X e 19,04m na direção normal a Y.

As forças do vento são calculadas para uma velocidade básica de 37m/s. Os coeficientes S_1 e S_3 são iguais a 1,0. A categoria da edificação é IV e a classe é B. Os coeficientes de arrasto, para o vento com direções dos eixos X e Y são iguais a 1,02. Os modelos M1 e M4 são montados com 248 barras verticais na direção X e 400 barras em Y. Nos modelos restantes são incluídas 64 barras horizontais na direção X e 192 barras em Y. Para o vento na direção X, o cortante na base tem intensidade de 263,73kN e na direção Y 255,67kN. Não há trechos rígidos nos lintéis na direção X.

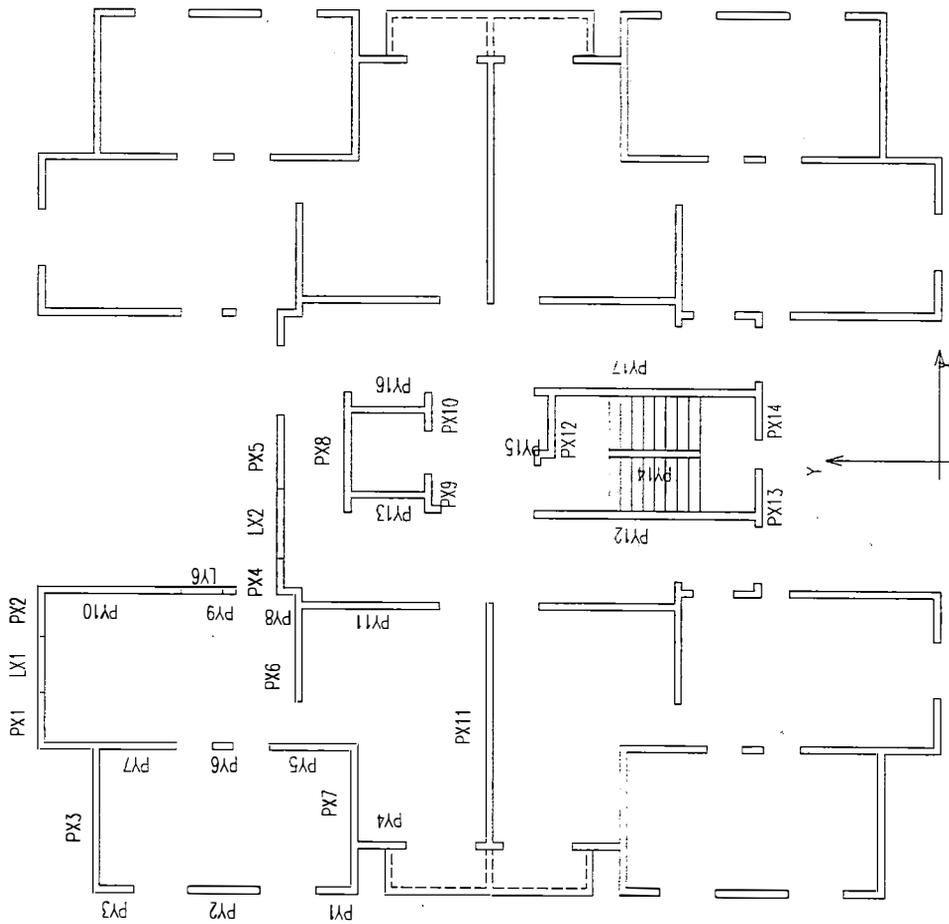


Figura 5.11. Planta do pavimento tipo - Exemplo 2

5.3.1. Análise dos Resultados

Os resultados obtidos nas seis modelagens são apresentados nas Figuras 5.12 a 5.18 e Tabelas 5.6 a 5.10.

5.3.1.1. Deslocamentos Horizontais

Os deslocamentos horizontais, nos modelos com abas, para o vento nas direções X e Y, são comparados na Figura 5.12. Também neste exemplo, observou-se que o comportamento conjunto foi o de parede isolada, mesmo nos modelos com lintéis.

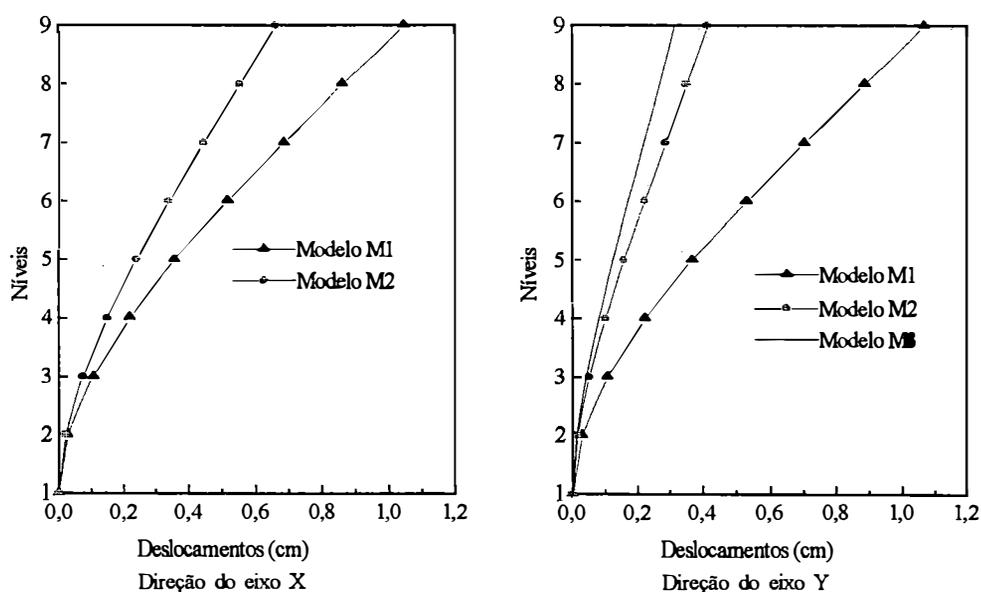


Figura 5.12. Deslocamentos nas direções dos eixos X e Y

Na Tabela 5.6, são comparados os deslocamentos no topo obtidos nas seis modelagens.

Tabela 5.6. Deslocamentos no topo (cm)

	M1	M2	M3	M4	M5	M6
direção X	1,04	0,66	-	2,03	1,25	-
direção Y	1,07	0,42	0,31	1,98	0,73	0,59

Analisando-se a Tabela 5.6, observa-se um efeito maior dos lintéis na direção Y, tanto nos modelos com abas como nos modelos sem abas. Ocorre que nessa direção se tem um maior número de aberturas com tamanhos também maiores.

Igualmente ao que ocorreu no exemplo anterior, os deslocamentos nos modelos com abas aproximam-se da metade dos valores obtidos nos modelos sem abas.

5.3.1.2. Momentos fletores

Nas Figuras 5.13 a 5.16 a seguir, são apresentados os diagramas de momentos fletores apenas de algumas paredes mais importantes nas direções X e Y.

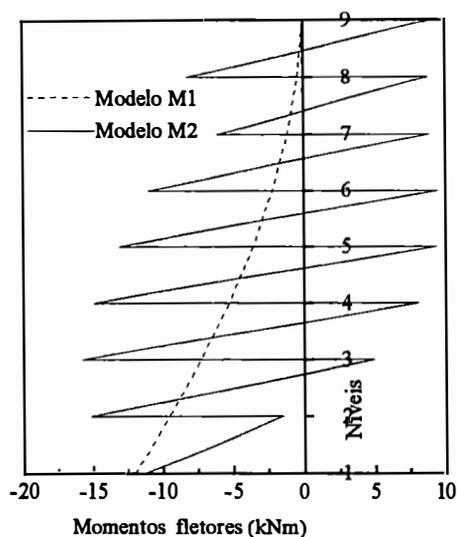


Figura 5.13. Parede PX5

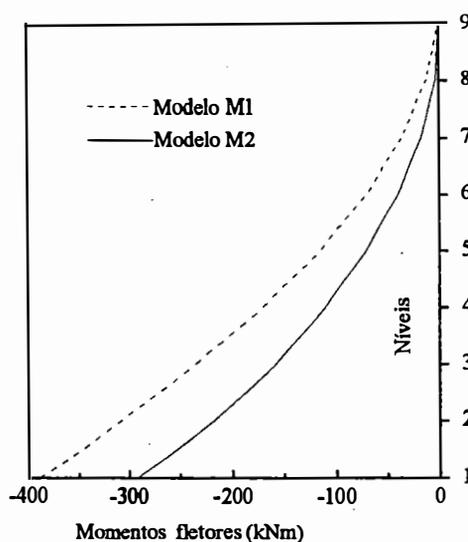


Figura 5.14. Parede PX11

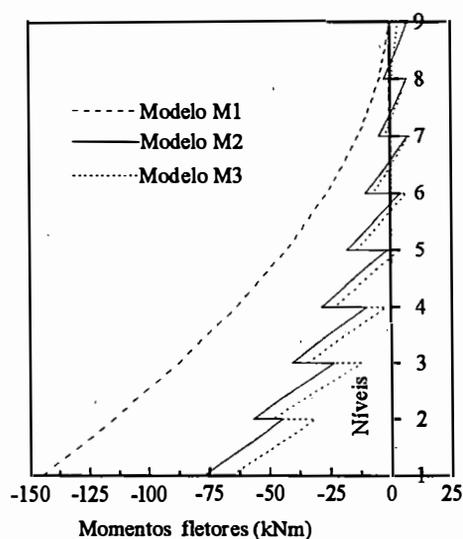


Figura 5.15 Parede PY10

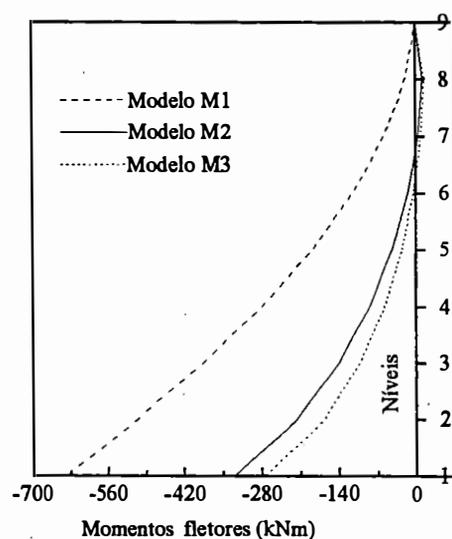


Figura 5.16. Parede PY17

Também neste exemplo, verificou-se que nos painéis compostos por apenas uma parede os momentos fletores nos modelos M2 e M3 foram menores do que os momentos de M1, como se pode ver nos diagramas de momentos de PX11 e PY17 (Figs. 5.14 e 5.16). No diagrama de PX11, observa-se que em M2 os momentos nos níveis próximos ao topo não mudaram de sinais, indicando que os lintéis não alteraram significativamente o seu comportamento.

Nas paredes de painéis com aberturas, os momentos nas bases também foram menores nos modelos M2 e M3 que no modelo M1 (Figs. 5.13 e 5.15), semelhante ao exemplo do item 5.2.

Percebem-se saltos mais pronunciados nos diagramas de momentos de PX5 em M2 e M3 do que nos de PY10, confirmando-se que o comportamento da parede depende também da rigidez do lintel. Os momentos no modelo M3 são menores que os momentos de M2, como se pode constatar nas Figuras 5.15 e 5.16.

Analisando-se os modelos sem abas chegam-se a conclusões semelhantes às vistas nos modelos com abas quanto aos efeitos dos lintéis com e sem trechos rígidos, como já se havia chamado à atenção no exemplo anterior.

5.3.1.3. Esforços Normais

Na Tabela 5.7, são apresentados os esforços normais nas bases das paredes. Os resultados obtidos confirmam que se o lintel tem trechos rígidos os valores dos esforços normais são maiores.

Tabela 5.7. Esforços normais nas bases das paredes (kN)

Parede	Modelos com abas		Modelos sem abas	
	M2	M3	M5	M6
PX1	40,18	-	37,78	-
PX4	43,84	-	53,90	-
PX9	19,58	-	23,81	-
PX13	46,78	-	52,91	-
PY1	38,13	29,32	34,94	28,92
PY5	11,04	34,07	21,30	40,08
PY6	0,54	1,81	0,38	4,15
PY7	10,49	35,87	20,92	44,23
PY8	33,18	30,56	23,61	21,70
PY9	4,52	4,73	10,56	10,11
PY10	37,70	35,29	34,29	31,81

5.3.1.4. Tensões Normais

Como no exemplo anterior, as tensões máximas de tração devidas ao vento, obtidas nos modelos M1, M2 e M3, foram comparadas com as tensões devidas às cargas permanentes (Tensão V). Na direção X, nos modelos M1 e M2, as tensões devidas ao vento foram inferiores à tensão V.

Na direção Y, as tensões de tração são predominantes em algumas seções da parede PY3, no modelo M2 e de PY6 nos modelos M2 e M3, como se pode ver nas Figs. 5.17 e 5.18. Seus valores, porém, são inferiores aos admissíveis pela norma.

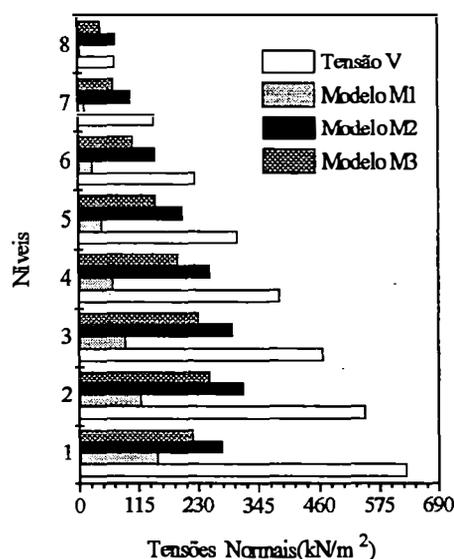


Figura 5.17. Parede PY3

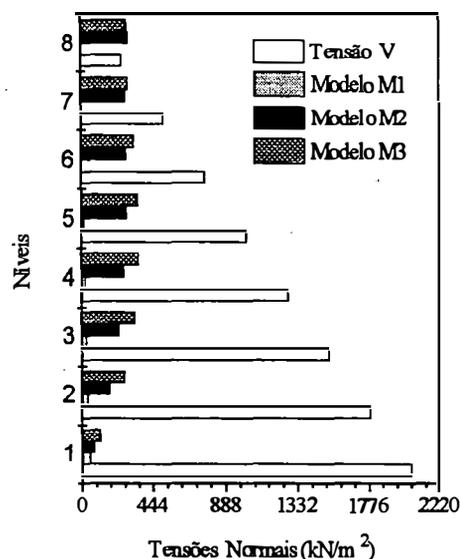


Figura 5.18. Parede PY6

Na Tabela 5.8 a seguir são apresentadas as tensões normais devidas ao vento, obtidas nas seis modelagens, e as tensões devidas às cargas verticais onde estão incluídas as cargas acidentais.

Tabela 5.8. Tensões normais nas bases das paredes (kN/m^2)

Parede	Tensões Normais devidas ao vento						Tensões (cargas verticais)
	M1	M2	M3	M4	M5	M6	
PX9	102	173	-	198	373	-	739
PX11	616	464	-	1208	919	-	1045
PY9	41	148	146	75	313	290	2563
PY12	721	373	310	1126	550	476	922

Analisando-se esta tabela, verifica-se que as diferenças percentuais entre as tensões nas paredes mais e menos solicitadas são menores nos modelos com lintéis do que nos modelos sem lintéis. Considerando-se as abas, as tensões se reduzem a valores em torno da metade. No modelo M4, em algumas paredes, como por exemplo PX11 e PY12, as tensões devidas ao vento são maiores que as tensões devidas às cargas verticais. Os valores de resistências requeridas para as paredes, modeladas com as abas, são as mesmas, inclusive nos modelos com lintéis.

5.3.2. Verificação dos lintéis à flexão e ao cisalhamento

Nas Tabelas 5.9 e 5.10, são apresentados os momentos fletores e esforços cortantes nos lintéis mais solicitados. Fazendo-se o dimensionamento à flexão, foram determinadas para o lintel LX2 área de aço de $0,9\text{cm}^2$ e para LY6 $0,75\text{cm}^2$ no modelo M2 e $0,75\text{cm}^2$, também em LY6, no modelo M5. Em todos os lintéis as tensões de cisalhamento não ultrapassaram as admissíveis pela norma.

Tabela 5.9. Momentos fletores e esforços cortantes máximos nos lintéis

Lintéis	Modelo M2			Modelo M3		
	Níveis	Momento máximo (kNm)	Cortante máximo (kN)	Níveis	Momento máximo (kNm)	Cortante máximo (kN)
LX1	3	9,65	7,08	-	-	-
LX2	3	11,46	7,10	-	-	-
LY6	3	17,92	6,37	3	15,20	6,74

Tabela 5.10. Momentos fletores e esforços cortantes máximos nos lintéis

Lintéis	Modelo M5			Modelo M6		
	Níveis	Momento máximo (kNm)	Cortante máximo (kN)	Níveis	Momento máximo (kNm)	Cortante máximo (kN)
LX1	2	8,06	7,17	-	-	-
LX2	3	16,29	9,01	-	-	-
LY6	2	19,66	6,25	2	17,69	6,63

5.4. EXEMPLO 3

Neste item será analisado um edifício de dez pavimentos, com pés-direito de 2,72m. A planta do pavimento tipo é apresentada na Fig. 5.19. Suas dimensões são 15,90m e 22,05m nas direções normais a X e Y respectivamente.

As forças do vento, ao nível de cada pavimento, são determinadas para uma velocidade básica de 35m/s. O fator topográfico S_1 é igual a 1,0, o fator estatístico S_3 é também 1,0, a categoria é IV e classe B. O coeficiente de arrasto na direção X é 1,03 e 1,11 em Y. Os modelos de paredes isoladas, M1 e M4, são montados com 330 barras verticais na direção X e 380 na direção Y. Nos demais modelos são incluídas 110 barras horizontais em X e 140 em Y. Os cortantes na base, nas direções X e Y, são 264,64kN e 362,51kN respectivamente.

5.4.1. Análise dos Resultados

Os resultados das simulações são apresentados nas Figuras 5.20 a 5.30 e Tabelas 5.11 a 5.15.

5.4.1.1. Deslocamentos horizontais

Na Figura 5.20, são comparados os deslocamentos horizontais nos nas direções X e Y nos modelos com abas.

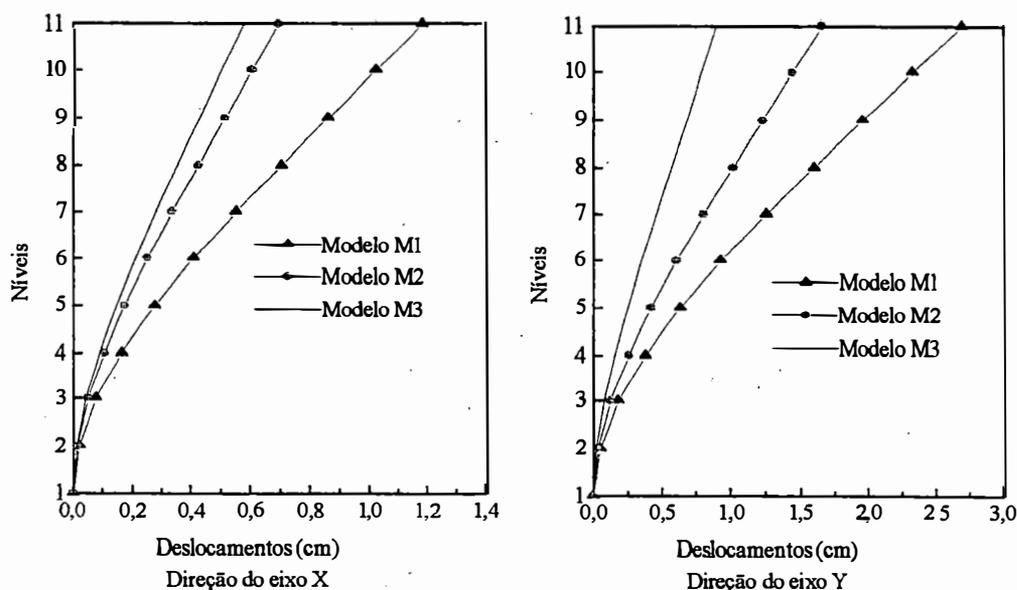


Figura 5.20. Deslocamentos nas direções dos eixos X e Y

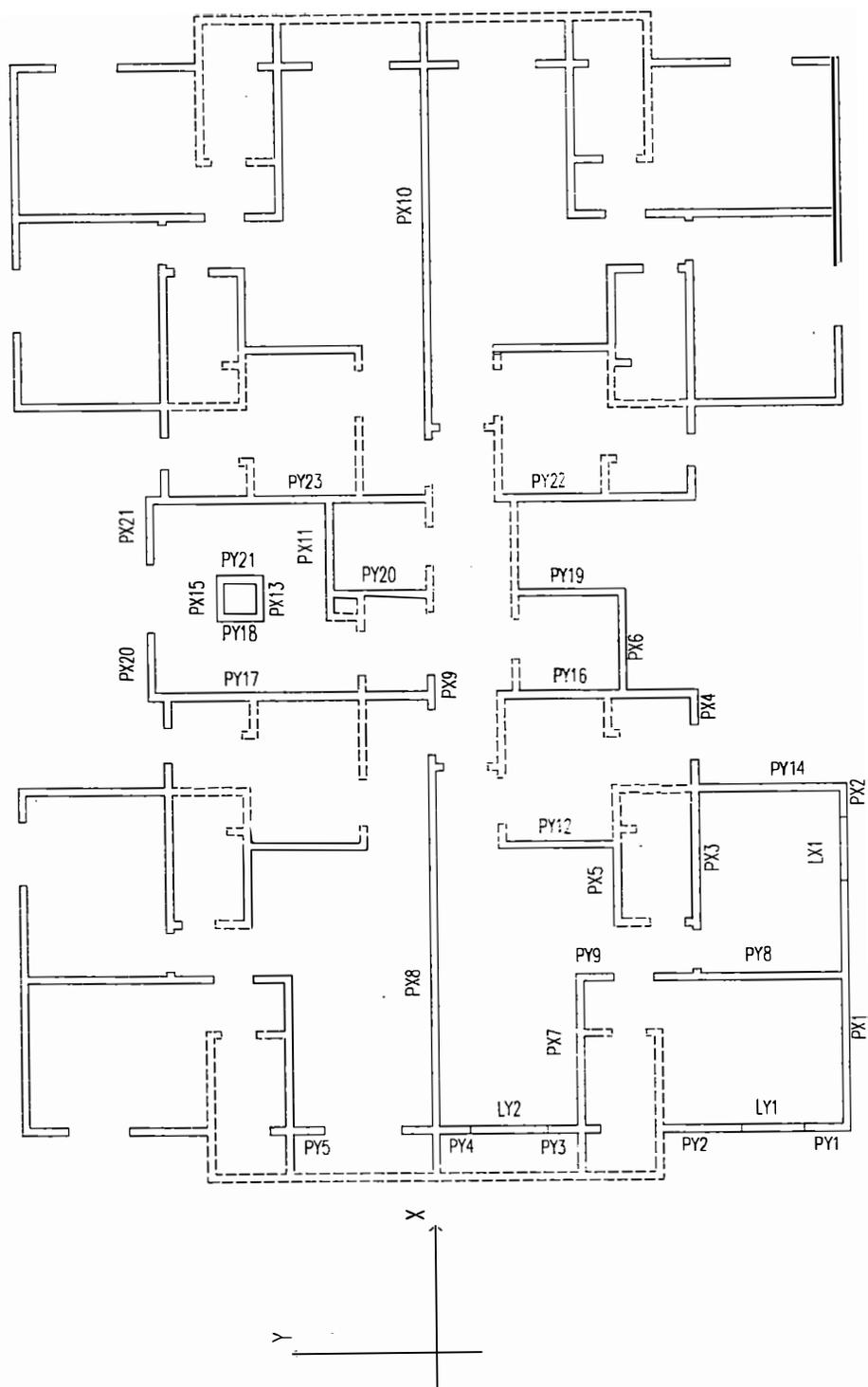


Figura 5.19. Planta do pavimento tipo - Exemplo 3

Observa-se, pelas curvas apresentadas, que o comportamento do conjunto foi predominantemente de parede isolada, em ambas as direções e nos três modelos.

Na Tabela 5.11 são comparados os deslocamentos no topo obtidos nas seis modelagens.

Tabela 5.11. Deslocamentos no topo (cm)

	M1	M2	M3	M4	M5	M6
direção X	1,19	0,69	0,58	1,65	1,04	0,91
direção Y	2,69	1,66	0,89	5,01	2,52	1,41

Da tabela acima, verifica-se que os efeitos dos lintéis sem trechos rígidos foram mais pronunciados na direção X e com trechos rígidos na direção Y, tanto nos modelos com abas como nos modelos sem abas. Também neste exemplo, observa-se o efeito favorável das abas, reduzindo-se os deslocamentos a valores próximos da metade, especialmente na direção Y.

5.4.1.2. Momentos fletores

Quanto aos momentos fletores, não há o que acrescentar às observações feitas nos exemplos dos itens anteriores. Logo, são apresentados apenas os diagramas de momentos nas paredes PX8 e PY17 (Figs. 5.21 e 5.22), as mais importantes em termos de absorção das ações do vento.

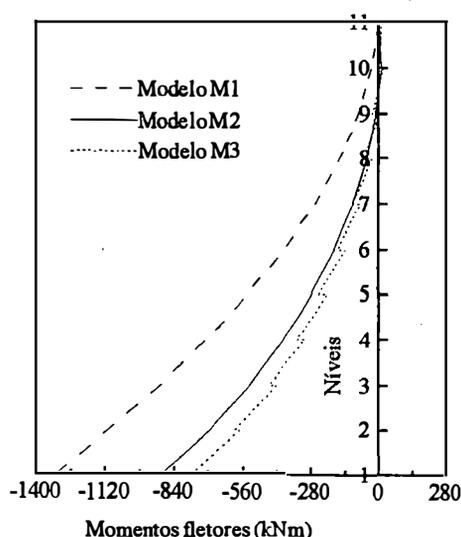


Figura 5.21. Parede PX8

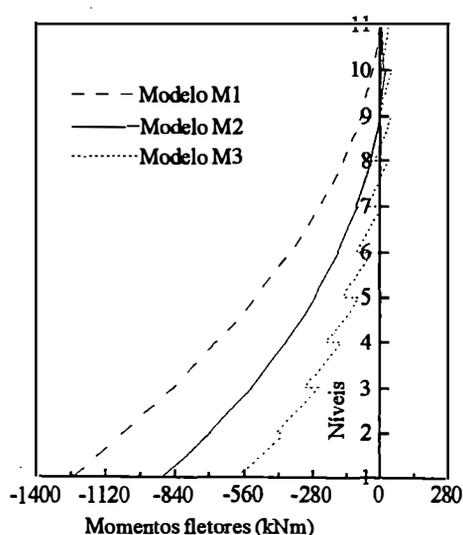


Figura 5.22. Parede PY17

5.4.1.3. Esforços Normais

Na Tabela 5.12 comparam-se os esforços normais nas bases das paredes.

Tabela 5.12. Esforços normais nas bases das paredes (kN)

Parede	Modelos com abas		Modelos sem abas	
	M2	M3	M5	M6
PX8	5,62	50,38	5,81	35,38
PX9	3,05	36,71	2,73	16,02
PX10	2,56	13,67	3,08	19,36
PY1	45,21	25,86	61,73	37,47
PY3	51,86	42,92	54,98	40,86
PY8	32,45	57,90	40,13	43,28
PY16	14,99	143,30	26,05	165,50

5.4.1.4. Tensões Normais

Nas Figuras 5.23 a 5.26, são comparadas as máximas tensões de tração devidas ao vento determinadas nos modelos M1, M2 e M3 com as tensões devidas às cargas permanentes (Tensão V) atuantes nas paredes PX9, PY3, PY4 e PY8.

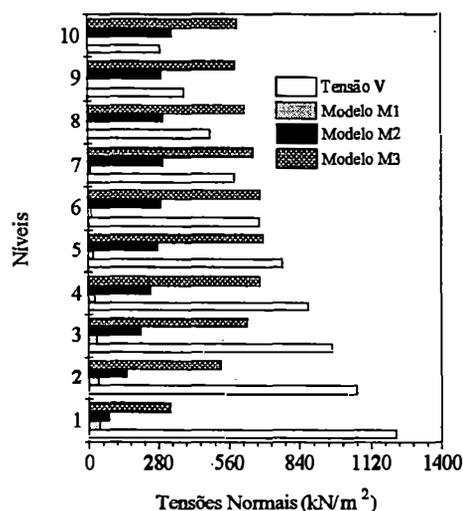


Figura 5.23. Parede PX9

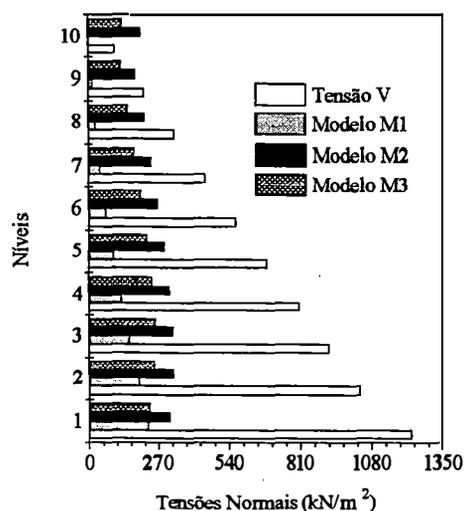


Figura 5.24. Parede PY3

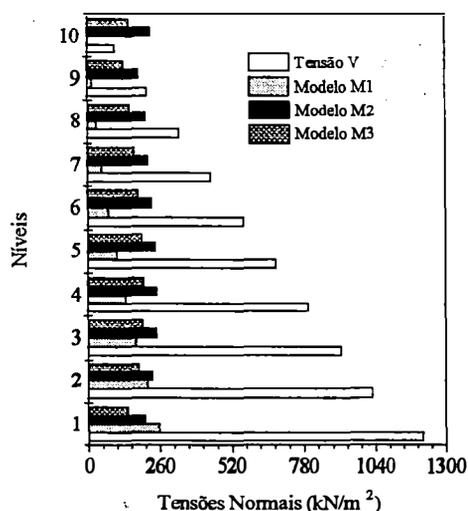


Figura 5.25. Parede PY4

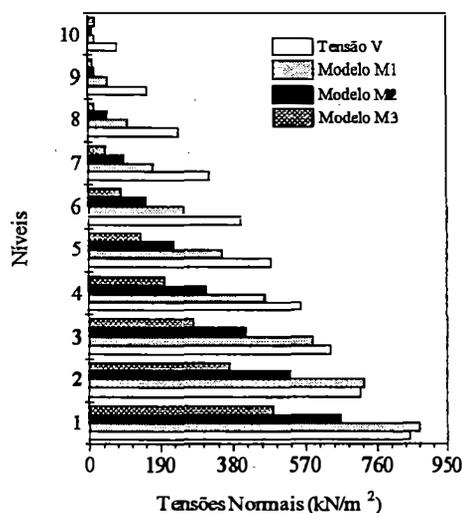


Figura 5.26. Parede PY8

Os gráficos acima apresentados mostram a predominância das tensões de tração em algumas seções dessas paredes, que em geral são inferiores aos admissíveis pela NB-1228. Na parede PX9 (Fig. 5.23), no modelo M3, seus valores são mais elevados, ultrapassando os da norma. No modelo M1, as tensões de tração são predominantes apenas na parede PY8, nos dois primeiros níveis, como se pode ver na Figura 5.26.

Na Tabela 5.13 são apresentadas as tensões devidas às cargas verticais incluindo as cargas acidentais e as tensões devidas ao vento nos modelos com e sem abas. Considerando-se as tensões devidas às cargas acidentais, as tensões finais nas paredes são unicamente de compressão, exceto na parede PX9, no modelo M3. Nesta parede, as tensões de tração ultrapassam o valor permitido pela NB-1228 no trecho a partir do nível 7 ao nível 10. Como nos exemplos anteriores, as resistências requeridas para as paredes com abas são as mesmas, mesmo nos modelos com lintéis.

Tabela 5.13. Tensões normais nas bases das paredes (kN/m^2)

Parede	Tensões Normais Devidas ao Vento						Tensões (cargas verticais)
	M1	M2	M3	M4	M5	M6	
PX8	750	513	475	938	667	623	1430
PY8	873	665	487	1674	849	608	997
PY17	1142	830	682	1530	1168	983	1432
PY23	1121	820	631	886	1168	983	1333

5.4.2. Verificação dos lintéis à flexão e ao cisalhamento

Os momentos e cortantes máximos nos lintéis mais solicitados, nos modelos com abas, são apresentados na Tabela 5.14. A máxima área de aço necessária foi de $1,40\text{cm}^2$ no lintel LY2. Ainda neste exemplo, as tensões de cisalhamento atuantes nos lintéis foram inferiores às tensões admissíveis.

Tabela 5.14. Momentos fletores esforços cortantes máximos nos lintéis

Lintel	Modelo M2			Modelo M3		
	Nível	Momento máximo (kNm)	Cortante máximo (kN)	Nível	Momento máximo (kNm)	Cortante máximo (kN)
LX1	4	15,84	7,38	3	13,84	9,87
LY1	4	9,58	7,59	2	6,39	5,07
LY2	7	8,61	6,16	5	5,56	5,19

6. CONCLUSÕES

O objetivo deste trabalho foi analisar o efeito do vento em edifícios de alvenaria estrutural. Essas análises, realizadas sempre através de um programa de pórtico tridimensional, foram feitas de modo a se obter resultados considerando-se modelos mais ou menos elaborados, de modo a se estabelecer alguns procedimentos a serem utilizados com segurança. Adotou-se como metodologia a comparação de resultados, os quais consistiram em deslocamentos horizontais, esforços e tensões nas paredes e lintéis. Três edifícios foram modelados com e sem lintéis e com e sem a consideração das abas.

Como primeira conclusão de importância, pode-se mencionar os efeitos favoráveis dos lintéis, especialmente com trechos rígidos, no sentido de enrijecerem o conjunto reduzindo-se os deslocamentos. Esses efeitos foram mais acentuados à medida que se tinha um maior número de lintéis na direção considerada e trechos rígidos com comprimentos maiores.

Sendo uma parede, constituinte de um painel com abertura, bastante rígida em comparação ao lintel, seu comportamento assemelha-se ao de parede isolada, como se pode constatar pelos diagramas de momentos das paredes PX10 do primeiro exemplo e PX8 do terceiro exemplo. Entretanto, os efeitos dos lintéis nessas paredes tornam-se mais pronunciados com a introdução dos trechos rígidos. Sendo uma parede menos rígida em comparação ao lintel, as tensões normais nos últimos níveis dessa parede, nos modelos com lintéis, são mais elevadas do que as tensões obtidas nos modelos em paredes isoladas. Como nestes mesmos níveis as tensões devidas às cargas verticais, em geral, são baixas podem resultar na ocorrência de tensões de tração, como se verifica nas paredes PX14 e PY1 do primeiro exemplo e PX9 do terceiro exemplo. Observa-se também que à medida que as rigidezes da parede e do lintel têm valores próximos entre si o comportamento do painel aproxima-se mais do pórtico (Figs. 5.3, 5.5 e 5.13).

Devido à associação, as ações dos lintéis se refletem também nos painéis sem aberturas. Como resultado, houve um alívio de esforços nesses painéis. As verificações feitas nos lintéis mostraram que as armaduras de flexão não foram excessivas, além do que as tensões de cisalhamento não ultrapassaram os valores permitidos pelas normas. No que se refere às abas, observou-se que sua consideração levou à redução das tensões e deslocamentos, chegando-se essa redução a valores próximos de 50%.

Não há dúvidas quanto aos resultados positivos obtidos com a consideração dos lintéis, porém, alguns aspectos adicionais devem ser salientados. Inicialmente, observou-se que a modelagem é mais trabalhosa, principalmente quando são incluídos também os trechos rígidos. Nesse caso, o programa deve dispor de recursos que permitam a consideração dos trechos rígidos através da técnica de transferência de rigidezes, como já foi mencionado no capítulo 4. Com estes recursos, elimina-se a necessidade de introdução de barras adicionais ao modelo, que implicam em um tempo maior no preparo dos dados e processamento.

Os resultados obtidos mostraram que a modelagem de painéis com aberturas considerando-se os lintéis e trechos rígidos tornam-se mais importantes nos casos em que as rigidezes desses dois elementos têm valores próximos. Algumas paredes podem ser excluídas do modelo, quando sua função for pouco significativa em termos de absorção das ações do vento, como é o caso da parede PX9 do terceiro exemplo. Pensando-se principalmente em um modelo em paredes isoladas, é ideal que as paredes sejam projetadas com rigidezes de valores próximos entre si. Com isto pode-se conseguir uma distribuição mais uniforme dos esforços e tensões devidos ao vento.

Nos exemplos analisados, todos os modelos apresentaram tensões normais de tração, no caso em que as tensões devidas ao vento foram combinadas unicamente com as tensões provenientes das cargas verticais permanentes. Na maioria dos casos, porém, seus valores foram desprezíveis, uma vez não terem extrapolado os limites permitidos pela norma brasileira. Somente em alguns casos isolados, como no terceiro exemplo, é que as tensões admissíveis de tração obtidas nos modelos M2 e M3, previstas na NB-1228/89 foram ultrapassadas. Isto significa que a consideração das paredes estruturais isoladas como elementos de contraventamento é suficiente para a modelagem dos edificios usuais, como os que foram analisados. Levando-se em conta o grau de enrijecimento provido pelas abas, juntamente com o fato das próprias normas recomendarem seu uso, estas também devem ser incluídas no modelo.

Para edificios cujas alturas ultrapassem as dos exemplos apresentados, estudos complementares devem ser feitos, uma vez que, nesses casos, a consideração dos lintéis talvez torne-se necessária. Tal estudo pode ser tema para um novo trabalho, como continuidade deste. Outras pesquisas, com a finalidade de oferecer uma compreensão melhor do assunto, podem ser sugeridas:

- Análise do efeito do vento em edificios, verificando-se a influência da quantidade de paredes, sua distribuição e seus tamanhos;

- Análise do edifício em teoria de segunda ordem, levando-se em conta a não linearidade física da alvenaria;
- Não há um esclarecimento por parte das Normas referentes a vários itens, como os comprimentos máximos que podem ser adotados para as abas. Verifica-se que calculando-se as abas pela NB-1228 é possível encontrar-se casos em que o comprimento da aba é superior ao da própria parede de contraventamento. São sugeridos estudos mais detalhados, com ensaios, a fim de se determinar com maior segurança que faixa realmente da parede pode ser considerada como aba.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBIGES, M.; GOULET, J. (1983). *Paredes com aberturas*. São Carlos, EESC-USP. (Traduzido de "Contravement des Batiments. Annales I.T.B.T.P., n. 149, p.473-500, mai 1960")

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1983). *ACI-531/79: Building Code requirements for concrete masonry structures, revised 1983*. Detroit, ACI.

AMRHEIN, J. E. (1978). *Reinforced masonry engineering handbook: clay and concrete masonry*. Los Angeles, Masonry Institute of America. 445p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA (1990). *Manual técnico de alvenaria*. São Paulo, ABCI/Projeto.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). *NB 1228: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro, ABNT.

BECKER, E. P. (1989). *Edifícios altos: interação tridimensional das peças de contraventamento*. São Carlos. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BRITISH STANDARD INSTITUTION (1978). *BS-5628: Code of practice for structural use of masonry - Part I*. London, BSI.

CAMACHO, J. (1986). *Alvenaria estrutural não armada: parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes*. Porto Alegre. 156p. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

- CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. (1994). Efeitos das aberturas em painéis de alvenaria estrutural. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 5th, Florianópolis, Brasil, 21-24 August. *Proceedings*. p.359-367.
- COULL, A.; SMITH, B.S. (1991). *Tall building structures: analysis and design*. New York, John Wilwy & Sons.
- CURTIN, W. G. et alii (1982). *Structural masonry designer's manual*. London, Granada. 498p.
- DIN-1053 (1974). *Alvenaria cálculo e execução*. Tradução de H.J. Okorn.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION (1991). *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1: general rules and rules for buildings*. Brussels.
- FERREIRA, L.F.O. (1975). *Associação plana de pórticos com pilares paredes*. São Carlos. 94p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- HASELTINE, B.A.; MOORE, J.F.A. (1981). *Handbook to BS-5628: structural use of masonry*. Winkfield, The Brick Development Association. v.1
- HENDRY, A.W. (1981). *Structural brickwork*. London, Macmillan. 209p.
- HENDRY, A.W.; SINHA, B.P.; DAVIES, S.R. (1981). *An introduction to load bearing brickwork design*. New York, Ellis Horwood. 181p.
- LA ROVERE, H.L. (1994). Comparação entre métodos de análise de paredes estruturais com aberturas. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 5th, Florianópolis, Brasil, 21-24 August. *Proceedings*. p. 346-358.
- MACLEOD, I.A. (1969). New rectangular finite element for shear wall analysis. *Journal of the Structural Division, ASCE*, p.399-409, March.

- MANCINI, E. (1973). *Análise contínua de estruturas de edifícios elevados sujeitas às ações do vento*. São Carlos. 140p. Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.
- MANCINI, E. (1980a). *Efeito dos pórticos normais às paredes*. São Carlos, EESC-USP.
- MANCINI, E. (1980b). *Estrutura tubular de edifícios altos*. São Carlos, EESC-USP.
- MENON, N.V. (1984). *Análise de estruturas tubulares de edifícios altos sob carga lateral*. São Carlos. 237p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PITTA, J. A. A. (1987). *Ações devidas ao vento em edifícios de andares múltiplos, edifícios com coberturas do tipo shed e do tipo duas águas com lanternim*. 151p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PRUDÊNCIO JR., L.R. (1986). *Resistência à compressão da alvenaria e correlação entre a resistência de unidades, prismas e paredes*. Porto Alegre. 123p. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- RIDDINGTON, J.R.; GHAZALI, M.Z. (1988). *Shear strength of masonry walls*. In: INTERNATIONAL BRICK AND BLOCK MASONRY CONFERENCE, 8., Dublin, Ireland, 19-21 September. Proceedings. Edited by J. W. de Courcy. London, Elsevier Applied Science, v.1, p.559-570.
- SABBATINI, F.H. (a). *A capacidade resistente da alvenaria*. São Paulo, FDTE/EPUSP/IPT. (Notas de aula do curso "Alvenaria estrutural: tecnologia, processos construtivos e patologia).
- SABBATINI, F.H. (b). *Dimensionamento de edifícios em alvenaria estrutural*. São Paulo, FDTE/EPUSP/IPT. (Notas de aula do curso "Alvenaria estrutural: tecnologia, processos construtivos e patologia).
- STAMATO, M.C.; SMITH, B.S. (1968). *Análise aproximada de estruturas tridimensionais de edifícios elevados*. São Carlos, EESC-USP. 23p. (Publ. n. 155)