

DENISE ITAJAHY SASAKI GOMES

*Análise não-linear física simplificada de estruturas de
contraventamento de edifícios de alvenaria estrutural*

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

Área de Concentração: Alvenaria Estrutural
Orientador: Prof. Associado Marcio A. Ramalho

São Carlos
2010

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

G633a Gomes, Denise Itajahy Sasaki
 Análise não-linear física simplificada de estrutura de
 contraventamento de edifícios de alvenaria estrutural /
 Denise Itajahy Sasaki Gomes ; orientador Marcio A.
 Ramalho. -- São Carlos, 2010.

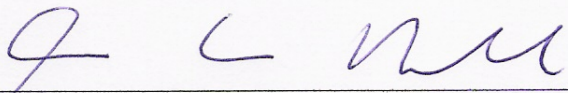
 Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área
 de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de
 Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,
 2010.

 1. Alvenaria estrutural. 2. Pórticos planos.
 3. Análise não-linear simplificada. 4. Elementos finitos.
 I. Título.

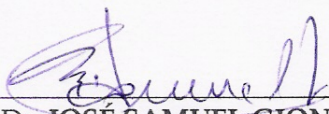
FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato(a): Engenheiro DENISE ITAJAHY SASAKI GOMES.

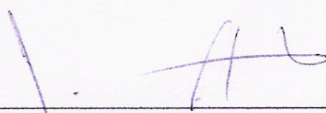
Dissertação defendida e julgada em 19/05/2010 perante a Comissão Julgadora:



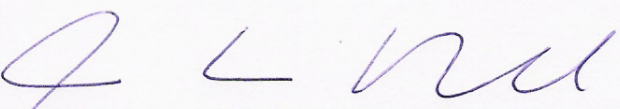
Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO** – (Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) Aprovada



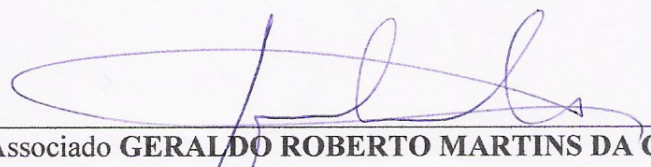
Prof. Dr. **JOSÉ SAMUEL GIONGO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) Aprovada



Prof. Dr. **GUILHERME ARIS PARSEKIAN**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar) Aprovada



Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)



Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

“Cubra-me com seu manto de amor, guarda-me na paz deste olhar, cura-me as feridas e a dor me faz suportar. Que as pedras do meu caminho meus pés suportem pisar, mesmo feridos de espinhos, me ajude a passar. Se ficaram mágoas em mim, Mãe tira do meu coração. E àqueles que eu fiz sofrer peço perdão. Se eu curvar meu corpo na dor, me alivia o peso da cruz, interceda por mim, minha Mãe, junto a Jesus. Nossa Senhora, me dê a mão. Cuida do meu coração. Da minha vida. Do meu destino. Do meu caminho. Cuida de mim.” []

Aos meus pais, Inês e Antonelli e minha irmã Débora, pelo amor, paciência e carinho nessa minha jornada.

A Jesus Sanchez: pelo apoio nos momentos difíceis da vida de mestrandia, trabalhadora, amiga e companheira. Por compreender este momento tão difícil.

Agradecimentos

A Deus.

A minha família: meus pais, Inês e Antonelli, minha irmã Débora e o cunhado Wander. Por todo o amor, confiança e apoio neste período longe de casa.

Aos amigos de sempre, Carine, Geisa, Elaine, Marta, Hadson, Rute, Solange, Júlio, Hilda, Rodolfo, Daniel, Zinek e Rita. Obrigada por permanecerem ao meu lado. Aos novos amigos de BH, Sueila, Patricia, Renata, Raphael, Gustavo, Luciano e Vitor. Álvaro Fernandes, pelo apoio, incentivo e crédito depositado.

A Renato Nadier por me fazer ir atrás dos meus sonhos; para quem um dia eu quis ser mais.

Aos amigos que tive a oportunidade de conquistar durante esta minha estadia em São Carlos, principalmente a Marcela Filizola e Luiz Álvaro, jóias na minha vida, Jesus Villalba, Jefferson, Jesus Sanchez, Manoel Dênis, Ellen, Erika, Ieda, Marcela Kataoka, Wagner e Marla Bruna. A Isis Monteiro por embarcar nessa jornada comigo.

Ao meu sempre chefe José Jorge Aragão, pelo crédito, incentivo e confiança; por não me permitir desistir. Moema Hagge e Tentyou Hosi, pelo apoio.

A TQS, pelo empréstimo do software ALVEST.

A JPNOR ENGENHARIA pelo empréstimo do software STAAD e pelo apoio prestado durante a realização dos mestrado.

À Escola de Engenharia de São Carlos e ao Departamento de Engenharia de Estruturas pela oportunidade de realização do curso de mestrado.

A CAPES pela concessão da bolsa de mestrado durante o primeiro ano, para a realização desta pesquisa.

Ao Prof. Marcio Antonio Ramalho pela orientação durante o mestrado mas, principalmente, pelo apoio, confiança e pela paciência.

Aos funcionários da secretaria e biblioteca, aos professores e todos os colegas do Departamento de Engenharia de Estruturas, por todo o auxílio prestado durante o mestrado.

Resumo

GOMES, D. I. S. **Análise não-linear física simplificada de estruturas de contraventamento em alvenaria estrutural.** 2010. 108 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de Estruturas de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

Neste trabalho são discutidos os aspectos referentes à análise não-linear física de painéis de contraventamento em alvenaria estrutural. O objetivo foi a obtenção de coeficientes a serem aplicados ao produto de rigidez à flexão (EI) para a consideração da não-linearidade física de forma simplificada. As estruturas foram analisadas de forma paramétrica através de um modelo de elementos finitos lineares (pórtico plano), com a utilização de duas diferentes taxas de armaduras para uma combinação de ação horizontal e vertical aplicada. A ação horizontal limitou o deslocamento do topo do painel em $H/3500$, nas análises lineares. A ação vertical simulou a reação de uma laje com peso próprio e sobrecargas de utilização. A alvenaria foi considerada como um meio contínuo e homogêneo (macro-modelos). Foi apresentada uma metodologia para a obtenção do coeficiente de rigidez à flexão para ser aplicado nas análises lineares e simular o efeito da não-linearidade física. Os valores do coeficiente de redução do produto de rigidez à flexão apresentaram-se muito baixos, com uma variação de 0,1 a 0,4, sugerindo a verificação do modelo matemático bem como do programa utilizado nas análises.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, pórticos planos, análise não-linear simplificada, elementos finitos.

Abstract

GOMES, D. I. S. **Simplified physical non-linear analysis on shear wall masonry buildings**. 2010. 108 f. Dissertation (Masters) – Escola de Engenharia de Estruturas de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

This study deals with aspects related to the nonlinear analysis of physical shear walls in masonry. The objective was to obtain coefficients to be applied to the product of bending stiffness (EI) for considering physically nonlinear behavior in a simplified analysis. The structures were analyzed using a parametric finite element model using linear elements (plane frame), with two different reinforcement ratios for one combination of horizontal and vertical actions. The horizontal action limited the top displacement of the shear wall in $H/3500$. The vertical loads simulated the reaction of a slab with self-weight and burdens of use. The masonry was considered as a means continuous and homogeneous (Macro-models). Was presented a methodology for obtaining the coefficient of bending stiffness to be applied in linear analysis and simulate the effect of non-linearity. The coefficient of reduction product of bending stiffness were very low, with a variation of 0.1 to 0.4, suggesting the verification of mathematical model and the program used in the analysis.

Key-words: structural masonry; plane frames; simplified nonlinear analysis, finite elements.

Sumário

1	INTRODUÇÃO	3
1.1	Considerações Iniciais	3
1.2	Objetivo.....	5
1.3	Justificativa.....	5
1.4	Metodologia de Pesquisa e Desenvolvimento	6
1.5	Organização dos Capítulos	8
2	REPRESENTAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA ALVENARIA.....	10
2.1	Propriedades do Material	10
2.1.1	Resistência à Compressão e à Tração.....	12
2.1.2	Módulo de Elasticidade.....	16
2.2	Modelagens Numéricas	18
2.3	Modos de Ruptura.....	20
3	SISTEMA ESTRUTURAL DE CONTRAVENTAMENTO	22
3.1	Comportamento dos Elementos Estruturais.....	22
3.2	Modelos Matemáticos para Avaliação das Estruturas de Contraventamento	26
4	MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL.....	38
4.1	Considerações Iniciais	38

4.2	Modelos Constitutivos Adotados no PPNL.....	39
4.3	Hipóteses Gerais Adotadas.....	45
4.4	Exemplos de Aplicação – Análise Não-Linear Física Rigorosa	51
4.4.1	Painel sem aberturas	54
4.4.2	Painel com aberturas representativas de janelas	56
4.4.3	Painel com aberturas representativas de portas	59
5	ANÁLISE NÃO-LINEAR FÍSICA	63
5.1	Introdução	63
5.2	Geometria dos Modelos Analisados	64
5.3	Ações Horizontais e Armaduras Adotadas.....	65
5.4	Propriedades Mecânicas dos Painéis Analisados	66
5.5	Análise Não-Linear Física Simplificada	69
5.6	Análise dos Resultados	71
5.6.1	Deslocamentos no último pavimento	72
5.6.2	Coeficientes redutores do produto de inércia equivalente.....	78
6	CONCLUSÃO	83
6.1	Generalidades.....	83
6.2	Resultados	84
6.3	Trabalhos futuros	86

Referências.....	88
------------------	----

Lista de Figuras

Figura 2-1: Gráfico tensão-deformação típico de alvenaria de blocos de concreto.	16
Figura 2-2: Modos de ruptura de paredes de alvenaria estrutural	21
Figura 3-1: Distribuição das ações horizontais nas estruturas	24
Figura 3-2: Contribuição das flanges nas estruturas de contraventamento.	25
Figura 3-3: Contribuição das Abas / Flanges: a) Paredes tipo I; b) Paredes tipo L.....	25
Figura 3-4: Modelos para estimar tensões e deflexões devidas ao vento	28
Figura 3-5: Parede com aberturas e modelo de pórtico com trecho rígido....	30
Figura 3-6: Exemplos de Painéis com Aberturas	32
Figura 3-7: Deformada de painéis com aberturas. a) Pequenas aberturas; b) Grandes aberturas.....	32
Figura 4-1: Modelo Constitutivo: Concreto Armado – Compressão – Unidimensional Figueiras (1983).....	42
Figura 4-2: Modelo Constitutivo: Tração – Figueiras (1983)	42
Figura 4-3: Curva Tensão <i>versus</i> Deformação: Concreto com e sem confinamento – Kent & Park (1971).....	43

Figura 4-4: Influência da Taxa de Armadura na Curva Tensão-Deformação – Kent & Park (1971)	44
Figura 4-5: Modelo de pórtico plano com nós de dimensões finitas	46
Figura 4-6: Limitações dos Deslocamentos Horizontais (ABNT NBR 6118:2003)	48
Figura 4-7: Seção transversal genérica	50
Figura 4-8: Exemplo de Aplicação: (a) painel sem aberturas, (b) painel com abertura representativa de janela e (c) painel com abertura representativa de porta.....	53
Figura 4-9: Painel sem aberturas – Discretização, carregamento e deformada	54
Figura 4-10: Painel sem aberturas – Deslocamentos (mm)	56
Figura 4-11: Painel com pequenas aberturas – Discretização, carregamento e deformada.....	57
Figura 4-12: Painel com grandes aberturas – Discretização, carregamento e deformada.....	60
Figura 4-13: Exemplo de Aplicação - Deslocamentos do Último Pavimento	61
Figura 5-1: Geometria Típica do Pavimento dos Paineis (Dimensões em cm)	65
Figura 5-2: Módulo de elasticidade x Pavimento	67

Figura 5-3 – Curvas força versus deslocamento para os painéis com oito pavimentos (a) L = 150cm; (b) L = 400 cm.....	73
Figura 5-4 - Curvas força versus deslocamento para os painéis com doze pavimentos (a) L = 150cm; (b) L = 400 cm.....	74
Figura 5-5 – Curvas força versus deslocamento para os painéis com dezesseis pavimentos (a) L = 150cm; (b) L = 400 cm.....	75
Figura 5-6 – AL x ANL (a) L = 400 cm; (b) L = 150 cm.....	77
Figura 5-7 – E _{Ieq} (a) L = 400 cm; (b) L = 150 cm.....	79
Figura 5-8 – E _{Ieq} : Aplicação de Médias (a) L = 400 cm; (b) L = 150 cm.....	80
Figura 5-9: E _{Ieq} : MS x MP (a) L = 400 cm; (b) L = 150 cm.....	82

Lista de Tabelas

Tabela 2-1: Fatores que influenciam na resistência à compressão dos painéis de alvenaria. Adaptado de Hendry et al. (1997).....	12
Tabela 2-2: Tensões Admissíveis para Alvenaria Não-armada (ABNT NBR 10837:1989)	15
Tabela 2-3: Módulos de deformação da alvenaria (Ramalho e Corrêa (2003)).	18
Tabela 4-1: Exemplo de aplicação – Painel sem aberturas – Deslocamento horizontal (mm) ALxANL.....	55
Tabela 4-2: Painel com aberturas representativas de janelas – Deslocamento horizontal dos pavimentos.....	58
Tabela 4-3: Painel com aberturas representativas de portas – Deslocamento horizontal dos pavimentos.....	60
Tabela 5 1: Ações horizontais aplicadas e alturas totais dos painéis.....	66
Tabela 5 2: Taxa de armadura adotada.....	66
Tabela 5 3: Propriedades dos materiais.....	68
Tabela 5 4: Deslocamentos para o último pavimento: L=400 cm.....	76
Tabela 5 5: Deslocamentos para o último pavimento: L=150 cm.....	76
Tabela 5 6: Coeficiente redutor do produto de rigidez à flexão – E _l eq.....	81

Lista de Abreviaturas

USP	Universidade de São Paulo
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
SET	Departamento de Engenharia de Estruturas
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
MEF	Método dos Elementos Finitos
ANL	Análise Não-Linear
ANLF	Análise Não-Linear Física
NLF	Não-Linearidade Física
NLG	Não-Linearidade Geométrica
EI	Produto de Rigidez à Flexão
MS	Média aritmética simples
MP	Média aritmética ponderada

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

A alvenaria é um sistema de construção tradicional, que tem sido utilizado para construir desde pequenas edificações destinadas a abrigos a edificações de maior porte. Templos, catedrais, pontes e outras grandes obras podem ser citadas como exemplos de aplicação desse sistema construtivo.

A capacidade portante da alvenaria e sua função de vedação aliadas à simplicidade de execução – a colocação de blocos uns sobre os outros visando a formação de um conjunto resistente – e a substituição dos tijolos antes secos ao sol e com pequena resistência por outros tijolos produzidos com materiais mais resistentes contribuíram muito para a difusão deste sistema construtivo.

Entretanto, a inconveniente no uso desse sistema construtivo ainda permanecia: o projeto das edificações em alvenaria estrutural datadas até o final do século XIX, era – segundo Camacho (1995) – desenvolvido de forma “puramente empírica”. Devido a este empirismo, as estruturas em alvenaria eram muito robustas e economicamente inviáveis, tendo sido aplicadas, por muito tempo, em construções de pequeno porte ou apenas servindo como elemento de vedação. Este fato foi intensificado após a

inserção de materiais estruturais como o aço e o concreto, que permitiram vencer maiores vãos.

A busca por processos construtivos mais racionais e econômicos, entretanto, voltou a colocar em destaque as construções em alvenaria estrutural. Estas diminuem consideravelmente os custos da construção, principalmente com a redução dos desperdícios (redução das fôrmas, menor consumo de argamassas de nivelamento/assentamento e diminuição do tempo de correção de imperfeições, por exemplo) e propiciam um aumento de produtividade, já que apresentam um menor tempo de execução, maior limpeza e organização das obras. A desvantagem na utilização desse sistema construtivo encontra-se na necessidade de uma mão-de-obra mais especializada, principalmente para garantir as reduções citadas.

Assim, a necessidade de racionalização dos processos construtivos aliada à necessidade de acomodação das grandes aglomerações metropolitanas que vêm surgindo cada vez mais rápido – impondo um crescimento predominantemente vertical aos centros urbanos – trouxe de volta as edificações construídas em alvenaria estrutural. Com os edifícios cada vez mais altos e vãos cada vez maiores, surge a necessidade de análises mais rigorosas acerca do comportamento mecânico da alvenaria, principalmente com relação às não-linearidades física e geométrica.

1.2 Objetivo

O objetivo geral deste trabalho é analisar o comportamento de painéis de contraventamento de edifícios de alvenaria estrutural dotados de aberturas e submetidos a ações horizontais de vento e desaprumo através de formulações não-lineares.

Mais especificamente, o objetivo é a obtenção de coeficientes a serem aplicados ao produto de rigidez à flexão (EI) para a consideração da não-linearidade física de forma simplificada, em estruturas de alvenaria analisadas através de um modelo de elementos finitos lineares (pórtico plano).

1.3 Justificativa

A crescente demanda por edificações em alvenaria estrutural, justificada pela economia, racionalidade e rapidez de execução deste processo frente às construções em concreto armado, torna evidente a necessidade de pesquisas sobre a aplicação desse sistema construtivo em edifícios, principalmente com respeito às não-linearidades (física e geométrica) e à estabilidade global das estruturas.

Uma análise não-linear executada de modo completo e minucioso, entretanto, demanda grande tempo e dedicação por parte do projetista¹ e

¹ Entende-se por projetistas todos os profissionais que dimensionem edifícios.

depende de bons recursos computacionais. Com isso, as análises não-lineares simplificadas mostram-se bastante vantajosas, desde que seus resultados sejam validados por comparação com limites confiáveis para a utilização dos mesmos.

1.4 Metodologia de Pesquisa e Desenvolvimento

Inicialmente é realizada uma revisão bibliográfica para levantamento dos principais estudos, sobre painéis de contraventamento em alvenaria estrutural. Após isso, são realizadas análises em painéis de contraventamento de edifícios em alvenaria estrutural discretizados por elementos finitos lineares (pórtico). Foram realizadas duas análises: uma análise no regime elástico-linear e uma outra análise que considere os efeitos da não-linearidade física no processo denominado rigoroso, para a determinação dos deslocamentos horizontais no topo dos painéis.

Os deslocamentos horizontais obtidos das análises lineares e das análises físicas não-lineares são comparados, com o objetivo de encontrar um coeficiente de redução do produto de rigidez à flexão (EI) que possa ser aplicado nas análises lineares para a consideração dos efeitos da não-linearidade física de forma simplificada.

Conforme mencionado, a alvenaria é representada por elementos lineares, homogêneos e anisotrópicos (macro-modelagem). Os painéis de contraventamento estudados são sem aberturas e as análises são realizadas

por um programa de pórtico plano, no qual cada uma das paredes é discretizada por elementos lineares com três graus de liberdade por nó (dois deslocamentos e uma rotação), estando os lintéis representados por elementos lineares similares, mas rígidos na direção axial de forma a simular a laje como um diafragma rígido em seu plano.

As análises são realizadas através do método do elementos finitos com a utilização do PPNL – Pórtico Plano Não-Linear, um programa produzido no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (SET-EESC-USP) de autoria de Rivelli da Silva Pinto (Pinto, 2002).

O PPNL é destinado à análise de estruturas de concreto armado e sofreu adaptações necessárias para sua utilização em análises de estruturas em alvenaria. Para a consideração da não-linearidade física (NLF), o PPNL utiliza os modelos constitutivos de Figueiras (1983) para o material sob tração ou compressão e o modelo proposto por Kent e Park (1971) para consideração do acréscimo de resistência devido à influência do confinamento da armadura. Segundo Pinto (2002), os resultados obtidos pelo PPNL *“descrevem o comportamento não-linear de modo preciso, mesmo para grandes deslocamentos”*, não apresentando limites quanto à magnitude dos deslocamentos, desde que os elementos utilizados sejam curtos (de forma que permitam pequenas rotações da seção transversal).

Serão estudados seis painéis em alvenaria estrutural, com oito, doze e dezesseis pavimentos. Cada painel será analisado para duas taxas diferentes de armadura e para uma intensidade de ação horizontal.

As análises consistem de:

- Análise não-linear física rigorosa;
- Análise elástico-linear;
- Definição do parâmetro redutor do produto de rigidez característico que garanta a segurança através da análise não-linear física simplificada.

1.5 Organização dos Capítulos

Os capítulos 2 e 3 seguem com a parte conceitual e revisão bibliográfica. No capítulo 2 serão abordados os critérios de resistência da alvenaria, importantes à compreensão das análises não-lineares, apresentando as principais propriedades mecânicas do material, assim como seus principais mecanismos de ruptura. O capítulo 3 destina-se à apresentação dos sistemas estruturais de contraventamento e seus principais modelos de análises.

O capítulo 4 apresenta alguns exemplos de aplicação e as hipóteses gerais que são utilizadas para a realização das simulações do problema não-linear físico de uma estrutura de alvenaria.

No capítulo 5 são apresentados os painéis em estudo, com geometrias e carregamentos, assim como os resultados obtidos. Os resultados foram analisados com a apresentação de gráficos e comparações entre os resultados obtidos pelas análises elástica-linear e a análise não-

linear física rigorosa. Foram apresentadas generalidades sobre as análises não-lineares simplificadas (física e geométrica). É apresentada a equação para obtenção do produto de rigidez equivalente, a partir do qual será definido o coeficiente redutor do produto de inércia para a realização da análise não-linear física simplificada. A partir desses resultados e comparações, serão enumeradas as conclusões, apresentadas no capítulo 6, o qual também apresenta sugestões para trabalhos futuros.

O capítulo seguinte apresenta as referências bibliográficas.

2 REPRESENTAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA ALVENARIA

2.1 Propriedades do Material

A alvenaria é um sistema estrutural que vem sendo largamente difundido e utilizado, sendo sua característica principal a elevada resistência à compressão, a qual é influenciada por diversos fatores, entre eles a resistência da unidade e a resistência da argamassa. Por sua vez, a resistência à tração é muito pequena e dependente principalmente da adesão junta e a argamassa. Para suportar os efeitos provocados pelas ações horizontais, cada vez mais elevadas devido ao aumento sucessivo da altura das edificações (com os esforços devidos ao vento e o desaprumo como principais responsáveis por este aumento), armaduras nos painéis de alvenaria passam a ser necessárias.

A alvenaria estrutural com blocos de concreto é definida na ABNT NBR 10837:1989 como *“aquela construída com blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, na qual certas cavidades são preenchidas com graute, contendo armaduras envolvidas o suficiente para absorver os esforços calculados, além daquelas armaduras com finalidade construtiva ou de*

amarração”. Desta definição, pode-se perceber que a alvenaria estrutural armada é um material composto e heterogêneo.

As armaduras têm reduzida influência no aumento da resistência à compressão, porém são bastante adequadas para o aumento da ductilidade, do limite de esbeltez e do módulo de deformação dos painéis. Segundo Hendry (1998), o que diferencia as alvenarias armadas das não-armadas é a capacidade das alvenarias armadas de resistirem a tensões de tração significativas, tensões estas absorvidas pelo aço, atuando de forma similar ao concreto armado. A alvenaria estrutural armada é projetada fundamentada nos mesmos princípios desenvolvidos para o concreto armado, porém com os ajustes devidos aos materiais. Entretanto, no Brasil, a alvenaria ainda é dimensionada pelo método das tensões admissíveis, estando o método dos estados limites em fase de implantação.

As normas mais empregadas para o projeto de alvenaria estrutural são a ABNT NBR 10837:1989, o ACI 531 (1983) e o BS 5628 (1992). A ABNT NBR 10837:1989 e o ACI 531 (1983) utilizam o método das tensões admissíveis para o dimensionamento, enquanto no BS 5628 (1992) o dimensionamento é feito pelo método dos estados limites. Com relação às áreas das unidades, a ABNT NBR 10837:1989 e o BS 5628 (1992) tem as tensões relacionadas à área bruta, enquanto o ACI 531 (1983) tem as tensões relacionadas à área líquida. A ABNT NBR 10837:1989, na verdade, é uma adaptação do ACI 531.

2.1.1 Resistência à Compressão e à Tração

A Tabela 2-1 apresenta alguns fatores de grande importância na determinação da resistência à compressão da alvenaria.

Tabela 2-1: Fatores que influenciam na resistência à compressão das paredes de alvenaria. Adaptado de Hendry et al. (1997)

Características dos blocos	Características da argamassa	Alvenaria
Resistência do bloco	Resistência da argamassa	Amarração
Tipo e geometria:	Mistura	Direção de assentamento
Blocos maciços	Relação água / cimento	Tensões locais
Blocos vazados	Porosidade	
Esbeltez (relação altura / espessura efetiva) Características de absorção	Características de deformação relativas à unidade	

Existem diversos procedimentos para a determinação da resistência à compressão da alvenaria, sendo as principais teorias: as baseadas na resistência dos prismas; as baseadas na resistência dos componentes e as baseadas em modelos teóricos de ruptura (Ramalho e Corrêa (2003)). Os procedimentos baseados na estimativa da resistência à compressão utilizando a resistência dos componentes da alvenaria são de grande importância prática, mas possuem como desvantagem a diversidade de componentes existentes, sendo necessária a padronização dos materiais utilizados na alvenaria para que a estimativa seja razoável.

De acordo com Bull (2001), a maneira mais comum para a determinação da resistência à compressão da alvenaria com base na

estimativa da resistência de seus componentes é dada pela equação (2.1), encontrada no Eurocode 6 (1995), na qual $f_{wc,k}$ é a resistência característica da alvenaria, K é um fator que depende do tipo do bloco, f_{bc} é a resistência à compressão dos blocos e f_{mc} é a resistência à compressão da argamassa, calculada de acordo com a resistência à tração do prisma.

$$f_{wc,k} = K \cdot f_{bc}^{0.65} \cdot f_{mc}^{0.25} \quad (2.1)$$

As equações (2.2) e (2.3) são combinações dos parâmetros que afetam o valor da resistência (à compressão e à tração), sendo α o fator que representa a influência dos blocos, a geometria e o tipo de construção, β o fator que representa o tipo de alvenaria (de pedra ou de blocos), ξ o fator que representa propriedades da argamassa, como o volume das camadas, f_{bc} a resistência à compressão dos blocos (ou pedras) e f_{mc}/f_{mt} é a razão entre a resistência à compressão e a resistência à tração da argamassa utilizada, de acordo com Heyman (1996) (*apud* Bull (2001)). $f_{wc,k}$ é a resistência à compressão da alvenaria e $f_{wt,k}$ a resistência à tração da alvenaria.

$$f_{wc,k} = \xi \left[\left(\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - \alpha \right) + \beta f_{mc} \right] \quad (2.2)$$

$$f_{wt,k} = \frac{2}{3} f_{mt} \quad (2.3)$$

O Eurocode-6 (1995) também utiliza a equação (2.1) para determinar a resistência característica à compressão da alvenaria

recomendando o valor de K igual a 0,6 para paredes com mesma espessura e com blocos de alta qualidade.

Para teorias baseadas na resistência do prisma ou bloco, pode ser citada a teoria proposta por Hendry (1998), na qual a resistência à compressão é determinada pela equação (2.4).

$$f_{wc,k} = \sqrt{f_{bc}} \quad (2.4)$$

A ABNT NBR 10837:1989 adota o procedimento da resistência à compressão baseada na resistência do prisma (assim como o ACI 531(1983)) e define que a resistência à compressão das paredes armadas e das não-armadas deve “ser baseada na resistência dos prismas (f_p) aos 28 dias de idade ou na qual a estrutura está submetida ao carregamento total”.

Na equação (2.5), $\bar{f}_{alv,c}$ é a tensão admissível à compressão da alvenaria, determinada a partir da resistência dos prismas, α assume os valores de 0,20 para alvenarias não-armadas e 0,225 para alvenarias armadas na compressão simples e 0,30 nas alvenarias não-armadas e 0,33 para as alvenarias armadas na compressão na flexão; f_p é a resistência do prisma e R é o fator de redução da resistência, sendo igual a $R = 1 - \left[\frac{h}{40t}\right]^3$, em que h é a altura efetiva da parede e t é a espessura efetiva da parede.

$$\bar{f}_{alv,c} = \alpha f_p R \quad (2.5)$$

A relação dada pela equação (2.6) define a eficiência, que “analisa uma relação entre a resistência do prisma e do bloco que o compõe (Ramalho e Corrêa (2003))”. A eficiência é quantificada pelo chamado fator de eficiência, descrito pela equação (2.6), onde f_b representa a resistência à compressão dos blocos.

$$\eta = \frac{f_p}{f_b} \quad (2.6)$$

ABNT NBR 10837:1989 define as tensões admissíveis de tração para as alvenarias não-armadas, através da resistência das argamassas, conforme pode ser visto na Tabela 2-2.

Tabela 2-2: Tensões Admissíveis para Alvenaria Não-armada (ABNT NBR 10837:1989)

Tipo de solicitação		Tensão Admissível (MPa)		
		$12 \leq f_a \leq 17$	$5 \leq f_a \leq 12$	
Tensões Normais	Compressão Simples	Parede	0,20 f_p R ou 0,286 f_{par} R	0,20 f_p R ou 0,286 f_{par} R
		Pilar	0,18 f_p R	0,18 f_p R
	Compressão na flexão		0,30 f_p	0,30 f_p
	Tração na flexão	Normal à fiada	0,15 (bloco vazado) 0,25 (bloco maciço)	0,10 (bloco vazado) 0,15 (bloco maciço)
		Paralela à fiada	0,30 (bloco vazado) 0,55 (bloco maciço)	0,20 (bloco vazado) 0,40 (bloco maciço)
	Cisalhamento		0,25	0,15

2.1.2 Módulo de Elasticidade

Apesar dos estudos experimentais mostrarem que a alvenaria é um material cuja relação tensão *versus* deformação é aproximadamente parabólica, como mostra a Figura 2-1, a alvenaria é tratada basicamente como um material elástico-linear, sendo aceita a relação tensão *versus* deformação linear como simplificação para o cálculo das deformações normais da estrutura.

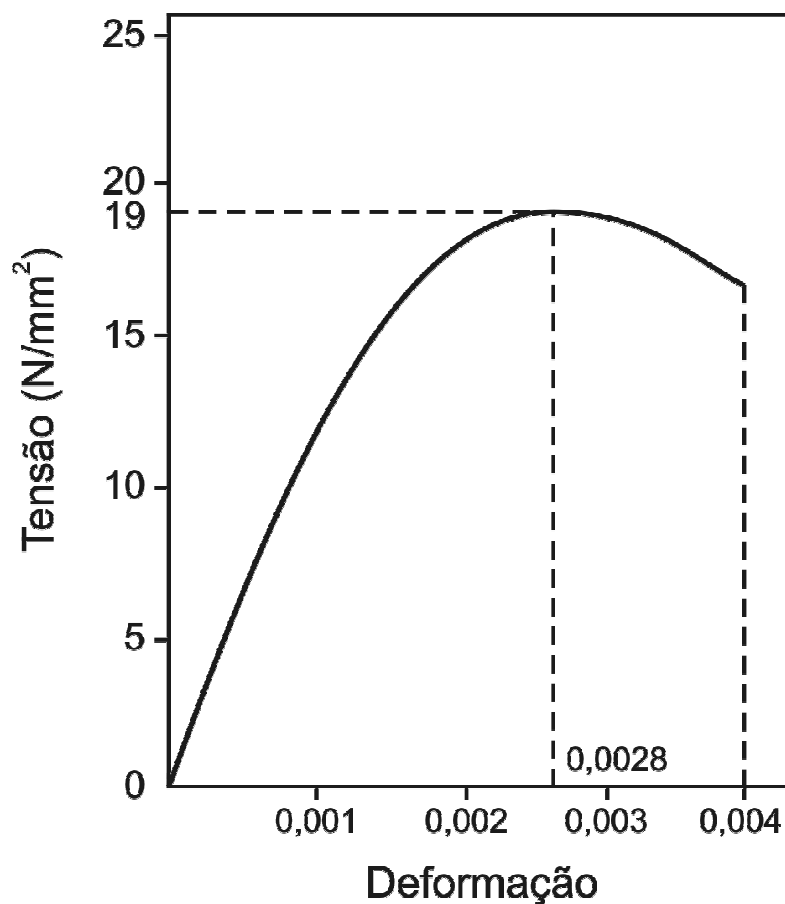


Figura 2-1: Gráfico tensão-deformação típico de alvenaria de blocos de concreto.

(Hendry et al., (1997))

Existem várias equações para a determinação do módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria (o módulo de Young's). De acordo com Bull (2001), este parâmetro variável é definido pela equação (2.7):

$$E_w = \alpha f_{wc,k} \quad (2.7)$$

Na equação (2.7), E_w é o módulo de elasticidade e $f_{wc,k}$ é a resistência à compressão da alvenaria. Na ausência de dados experimentais, α pode ser considerado igual a 1000, seguindo recomendações do Eurocode-6 (1995). É importante salientar que o valor de α deve ser maior ou igual a 400 e menor ou igual a 1000, seguindo recomendações de Hendry (1981), *apud* Bull (2001).

Segundo Hendry et al. (1997), o módulo de elasticidade da alvenaria pode ser definido pela da equação (2.8), na qual σ'_c é a resistência ao esmagamento da alvenaria, que é definido em torno de 75% da resistência última.

$$E = 700 \sigma'_c \quad (2.8)$$

Segundo a ABNT NBR 10837:1989, os valores do módulo de elasticidade da alvenaria assumem os valores de $400 f_p$ para o módulo de deformação longitudinal e $200 f_p$ para o módulo de deformação transversal, sendo f_p a resistência à compressão dos prismas. A diferença é com relação à consideração: se sobre a área líquida ou à bruta.

Ramalho e Corrêa (2003) mostram diversos outros estudos para a determinação do módulo de elasticidade e , considerando os diversos estudos apresentados, sugerem que sejam adotados os valores contidos na Tabela 2-3:

Tabela 2-3: Módulos de deformação da alvenaria (Ramalho e Corrêa (2003)).

Bloco	Módulo de deformação	E_{alv} (MPa)	Valor máximo (MPa)
Concreto	Longitudinal	$800 f_p$	16000
	Transversal	$400 f_p$	6000
Cerâmico	Longitudinal	$600 f_p$	12000
	Transversal	$300 f_p$	4500

2.2 Modelagens Numéricas

Realizar uma simulação numérica para estudar o comportamento estrutural da alvenaria não é tarefa simples e demanda recursos computacionais sofisticados. Uma das justificativas para este fato resulta do comportamento mecânico da alvenaria ser afetado por muitos fatores, entre eles a anisotropia, a dimensão das unidades (blocos), a presença de juntas, as propriedades das argamassas, a presença e a quantidade de armaduras e a qualidade da execução dos painéis, os quais fazem da alvenaria um material com comportamento anisotrópico bastante complexo.

A modelagem numérica do comportamento da alvenaria estrutural pode ser feita de duas formas distintas, em geral: a micro-modelagem e a macro-modelagem.

Na micro-modelagem, o modelo é visto em suas subdivisões, isto é, todos os elementos integrantes do conjunto: os blocos, as juntas de argamassa e as interfaces bloco / argamassa são representadas. Segundo Peleteiro (2002), nesta modelagem o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e as não-linearidades do material (de forma opcional) são levadas em consideração. A ação combinada do bloco, da argamassa e da interface entre ambos pode ser estudada de forma minuciosa.

Já na macro-modelagem, por sua vez, o modelo é visto no todo, isto é, a alvenaria é tratada como um material único, ou seja, um meio contínuo, homogêneo e anisotrópico.

A escolha das estratégias de modelagem numérica dependem do grau de precisão necessário na análise, não existindo – segundo Silva et al. (2003) – uma hierarquia entre as mesmas, tendo em vista que há campos de aplicação apropriados para cada uma. A micro-modelagem é mais utilizada quando se necessita estudar o comportamento local das estruturas, ou avaliar o comportamento dos componentes, sendo muito importante nas análises dos detalhes estruturais (Peleteiro (2002)). Para o estudo do comportamento global da estrutura – composta por paredes sólidas de grandes dimensões – é preferível a utilização dos macro-modelos, que permitem o estabelecimento de tensões e deformações médias na alvenaria, necessitando de menores recursos computacionais.

2.3 Modos de Ruptura

O estudo dos tipos de ruptura da alvenaria estrutural é de fundamental importância, principalmente na determinação da sua resistência à compressão. Vários modelos matemáticos já foram criados por pesquisadores para a representação dos modos de ruptura de paredes constituídas por tijolos e blocos vazados preenchidos por groute (Ramalho e Corrêa (2003)).

Os primeiros estudos realizados sobre o comportamento mecânico da alvenaria consideravam o comportamento elástico do sistema bloco-argamassa, o qual estava submetido principalmente à força de compressão axial.

DRYSDALE et al, (1994) (apud Silva et al. (2003)) mostram os casos típicos de ruptura, os quais dependem da combinação de carregamento, da geometria dos painéis e das propriedades dos materiais constituintes, sendo todos caracterizados por um comportamento frágil com uma rápida diminuição na capacidade resistente uma vez atingida a força última da estrutura. Na predominância dos carregamentos verticais, a ruptura ocorre por processos de fissuração verticais (Figura 2-2 (a)). Sob ação simultânea de momento fletor tendendo a produzir o tombamento da estrutura e de cargas verticais, ocorre ruptura localizada por compressão (Figura 2-2 (b)). A ruptura pelo deslizamento da estrutura ao longo das

juntas horizontais ocorre na presença de elevadas forças laterais de cisalhamento (Figura 2-2 (c) e (d)).

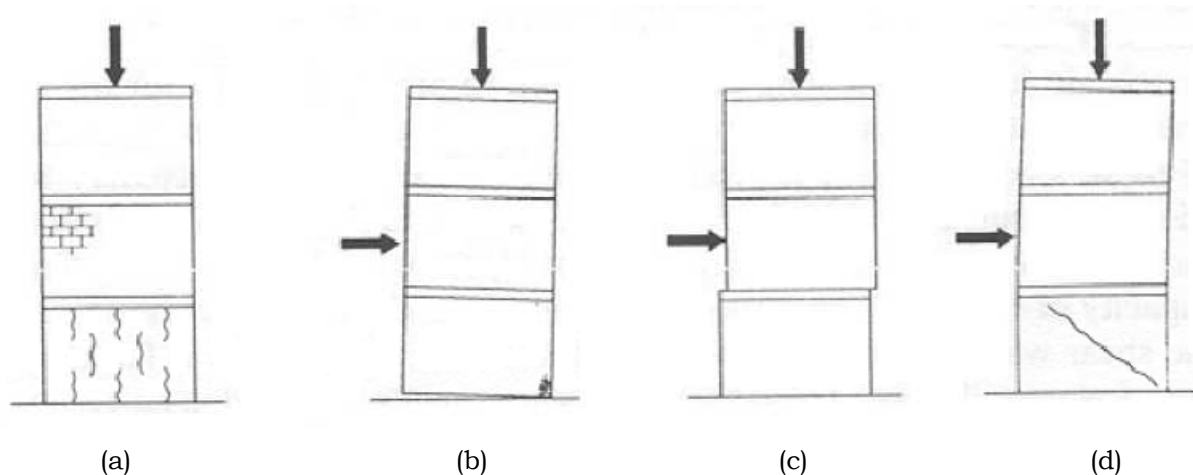


Figura 2-2: Modos de ruptura de paredes de alvenaria estrutural
Silva, et al. (2003)

3 SISTEMA ESTRUTURAL DE CONTRAVENTAMENTO

3.1 Comportamento dos Elementos Estruturais

A alvenaria estrutural foi, por muito tempo, conhecida apenas por sua elevada resistência à compressão. Entretanto, o aumento sucessivo do número de pavimentos das edificações em alvenaria estrutural traz a necessidade de aprofundamento dos estudos das estruturas de contraventamento, responsáveis pela resistência às ações horizontais e fundamentais para a garantia da estabilidade global da estrutura.

De acordo com Corrêa e Ramalho (1994), pode-se classificar as estruturas de uma edificação em estruturas de contraventamento e estruturas contraventadas. As estruturas de contraventamento, também chamadas de painéis de contraventamento, são aquelas responsáveis por absorver e resistir às ações horizontais e verticais, provenientes de ações externas ou de efeitos de segunda ordem. Ainda segundo esses autores, é impossível separar de uma edificação as estruturas contraventadas das estruturas de contraventamento. Desta forma, considerar que um elemento não faz parte do sistema de contraventamento da estrutura significa dizer que esse elemento tem uma participação estrutural de pequena importância,

não provocando alterações significativas nos elementos vizinhos, no caso de sua retirada.

No Brasil, a norma de dimensionamento de edificações em alvenaria estrutural, recomenda que deve ser considerada a ação dos ventos, do desaprumo, o qual é substituído por uma força horizontal que cause o mesmo efeito e, quando houver, cargas devidas a empuxos do solo.

Os esforços devidos ao vento são obtidos por meio da norma brasileira Forças Devidas ao Vento em Edificações (ABNT NBR 6123:1988). Para a consideração do desaprumo, Ramalho e Corrêa (2003) sugerem que seja utilizada a equação (3.1), na qual φ é o ângulo total de desaprumo, em radianos, e H é a altura da edificação, em metros.

$$\varphi = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (3.1)$$

A força horizontal equivalente ao desaprumo é, então, calculada pela equação (3.2), em que F_d é a força horizontal equivalente ao desaprumo, a qual deve ser somada aos esforços devidos ao vento e ΔP é o peso total do pavimento considerado.

$$F_d = \Delta P \varphi \quad (3.2)$$

Estas forças horizontais atuantes nas edificações são transferidas aos painéis de contraventamento pelas lajes dos pavimentos, que são consideradas como diafragmas rígidos em seu próprio plano. Um diafragma rígido proporciona a todos os elementos verticais a mesma deflexão, o que

significa dizer – segundo Silva et al. (2003) – que “cada elemento resistirá à parcela da força lateral compatível com a proporção da rigidez que este elemento tem em relação à rigidez total da parede no mesmo nível e na mesma direção”. Assim, no dimensionamento das estruturas de alvenaria é importante garantir o funcionamento das lajes como diafragmas rígidos. Se a hipótese do diafragma rígido não for atendida e as lajes trabalharem como diafragmas flexíveis – considerados menos rígidos que as paredes de contraventamento – a distribuição das forças é feita de maneira análoga a uma viga contínua, segundo a área de influência da parede e não na proporção direta de sua rigidez.

A Figura 3-1 representa a atuação das ações horizontais nas edificações e sua transferência às paredes de contraventamento, de acordo com a rigidez de cada elemento, com as lajes consideradas como diafrágmãs rígidos.

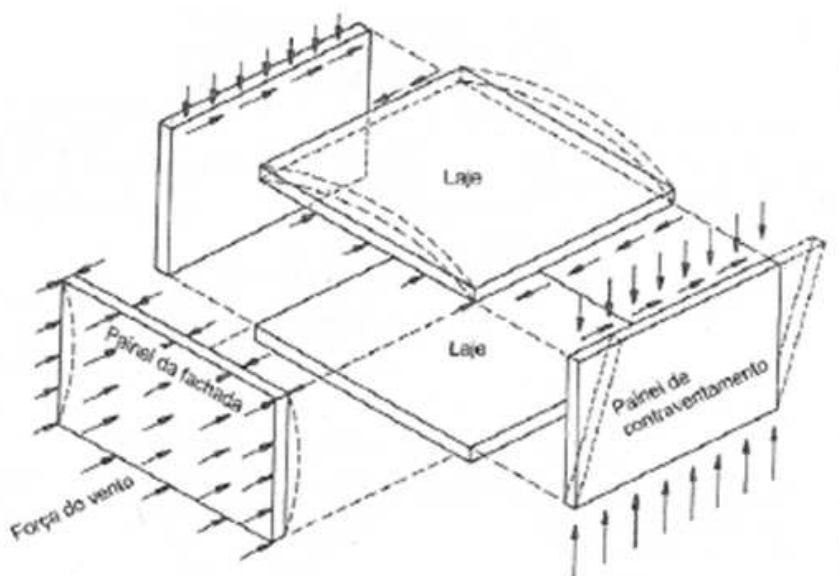


Figura 3-1: Distribuição das ações horizontais nas estruturas
Adaptado de Hendry et al. (1997)

Para a obtenção da rigidez lateral dos painéis, a norma ABNT NBR 10837:1989 permite a consideração de abas (ou flanges) para painéis tipo I ou L (ver Figura 3-2), o que contribui para o aumento da rigidez do painel de contraventamento. A contribuição das flanges é, entretanto, limitada ao valor de seis vezes a espessura da parede (ver Figura 3-3).

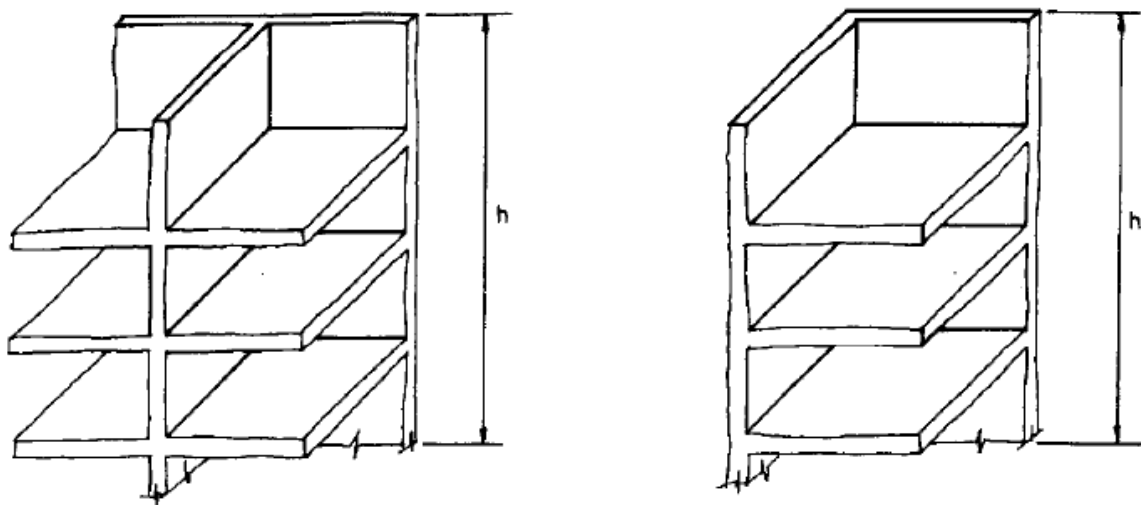
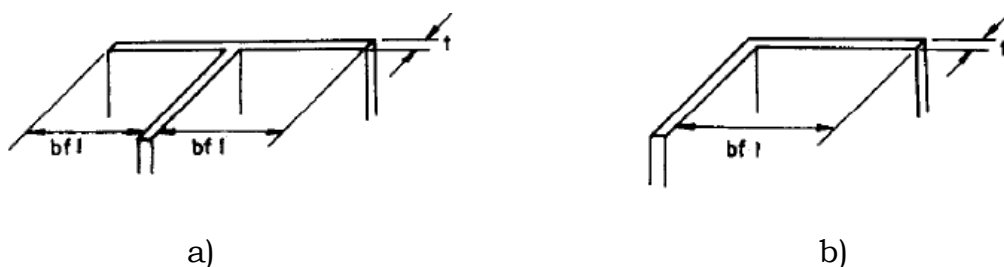


Figura 3-2: Contribuição das flanges nas estruturas de contraventamento

ABNT NBR 10837:1989



a)

b)

Figura 3-3: Contribuição das Abas / Flanges: a) Paredes tipo I; b) Paredes tipo L

ABNT NBR 10837:1989

3.2 Modelos Matemáticos para Avaliação das Estruturas de Contraventamento

Hendry et al. (1997) e Hendry (1998) apresentam métodos teóricos para a determinação da rigidez lateral dos painéis de alvenaria estrutural, considerando apenas a teoria da flexão para painéis simétricos e sem aberturas, conforme descrito na equação (3.3). Nesta equação, Δ é a deflexão no topo da parede, W é a força lateral atuando individualmente na parede, A é a área, h a altura, E o módulo de elasticidade, G o módulo de elasticidade transversal, I o momento de inércia e λ o coeficiente para consideração da força cortante (1,2 para seções retangulares e 1,0 para seções com flanges).

$$\Delta = \frac{W_1 h^3}{3EI} + \frac{\lambda W_1 h}{AG} \quad (3.3)$$

Para painéis com aberturas – muito mais complexos (Figura 3-4), segundo os autores – são apresentados cinco métodos básicos para estimativa das tensões devidas às ações horizontais e da deflexão no topo dos elementos, sendo:

- i) aproximação por uma associação plana de painéis, na qual a ação das forças horizontais é dividida entre os painéis na proporção de suas rigidezes.
- ii) aproximação por pórtico equivalente, em que os painéis são substituídos por colunas e vigas com a mesma rigidez das paredes a que vão representar.

- iii) aproximação do pórtico equivalente, com trechos rígidos (nós de dimensões finitas), que representa um refinamento na aproximação pelo processo da analogia do pórtico equivalente.
- iv) aproximação pela técnica do meio contínuo, no qual o sistema discreto de lajes e barras conectadas é substituído por um painel de contraventamento equivalente e
- v) método dos elementos finitos, no qual a estrutura é dividida em um número finito de pequenos triângulos ou retângulos, assumindo conexões apenas entre os nós.

Os modelos descritos podem ser melhor entendidos com o auxílio da Figura 3-4.

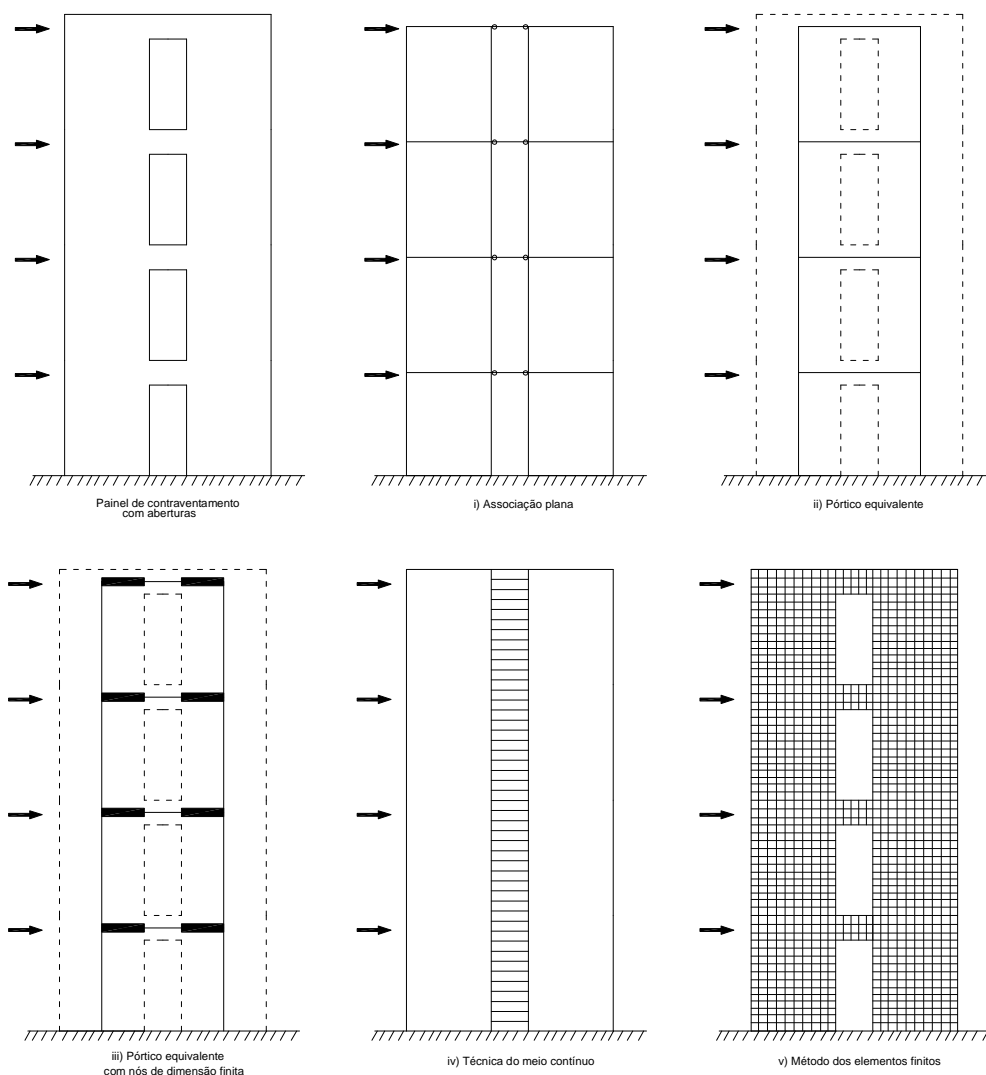


Figura 3-4: Modelos para estimar tensões e deflexões devidas ao vento

Adaptado de Hendry (1998)

Corrêa e Ramalho (1994) estudaram o efeito das aberturas usuais (portas e janelas) em painéis de alvenaria estrutural, visando identificar quando os painéis podem ser considerados íntegros. Os painéis verificados foram submetidos a carregamentos verticais e horizontais. As análises foram consideradas em regime elástico-linear, com o auxílio do método dos elementos finitos, com a utilização de elementos planos quadrilaterais numa

análise e com a utilização de elementos de barra dispostos na vertical, com e sem a consideração da deformação por cisalhamento, nas outras análises.

Quanto às ações verticais, segundo Corrêa e Ramalho (1994), as aberturas funcionam como interruptores totais ou parciais dos painéis, adquirindo grande importância à medida que uma uniformização das ações pode conduzir a grandes variações na tensão atuante. A medida de uniformização das tensões é o principal objetivo do estudo das ações verticais.

Corrêa e Ramalho (1994), para a análise das ações horizontais, produziram modelos com aberturas (portas e janelas) e um modelo sem abertura para comparação. O modelo básico para comparação é uma parede sem aberturas, engastada na base e livre no topo, modelada por elementos finitos planos quadrilaterais e também por barras, com e sem deformação por cisalhamento. O segundo modelo consiste em uma estrutura retilínea com momento de inércia equivalente (denominado de modelo de barras de inércia equivalente), também engastado na base e livre na outra extremidade, o qual apresentou deformações no topo bem menores do que os obtidos nos modelos em elementos finitos. O último modelo era o modelo de pórtico, com utilização de trechos rígidos horizontais. Este último modelo apresentou deslocamentos no topo com pequenas discrepâncias com relação ao modelo em elementos finitos, apresentando boa representatividade para a determinação da rigidez das paredes.

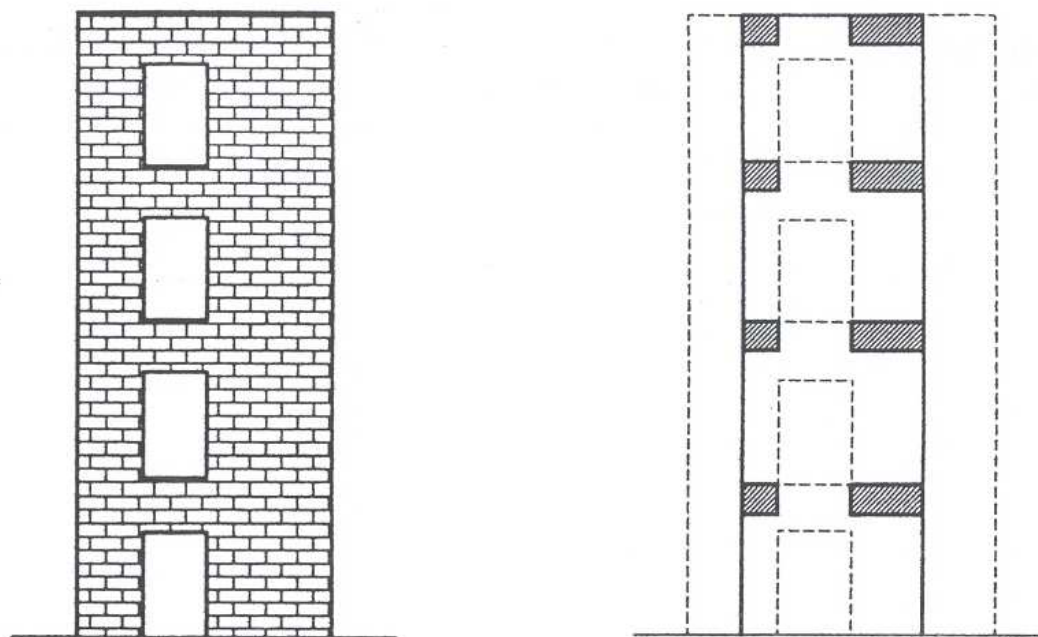


Figura 3-5: Parede com aberturas e modelo de pórtico com trecho rígido

Corrêa e Ramalho (1994)

Silva (1996) realizou um estudo sobre a atuação do vento em edifícios de alvenaria estrutural, modelando os edifícios com programas de pórticos planos tridimensionais. Os painéis de contraventamento foram estudados por processos simplificados, no qual os painéis foram modelados como paredes isoladas, absorvendo parcelas das ações do vento proporcionais às suas rigidezes relativas e por processos que possibilitam a análise dos lintéis² – num processo denominado de matricial, através da idealização de pórticos planos. Também foi considerada a influência da utilização de trechos rígidos na discretização dos elementos. Como principal resultado obtido, tem-se a grande influência dos lintéis na análise, enrijecendo a estrutura (reduzindo-se os deslocamentos), principalmente

² Trechos de paredes existentes entre as aberturas.

quando associados aos trechos rígidos. O estudo realizado por Silva (1996) mostrou que algumas paredes, pouco influentes na absorção dos efeitos do vento, podem ser excluídas da modelagem, além de mostrar que a consideração apenas de paredes isoladas como elementos de contraventamento é suficiente para a modelagem dos edifícios usuais.

Ainda nesse estudo, Silva (1996), mostrou a influência direta das aberturas no comportamento dos painéis de contraventamento. Verificou-se que a deformada de painéis com aberturas pouco significativas, é semelhante à deformada de uma parede sem aberturas, considerada como coluna engastada na base. Nesse caso, a semelhança entre as duas deformadas indica não ter havido influência significativa da presença de aberturas na resposta obtida (Figura 3-7 (a)). Já quando as aberturas alteram significativamente o comportamento dos painéis, a deformada apresenta diferenças percentuais dos deslocamentos entre pavimentos menores do que no caso da parede isolada (Figura 3-7 (b)). Estes comportamentos podem ser vistos na Figura 3-7. Em alguns casos, os painéis podem apresentar comportamento intermediário aos comportamentos descritos.

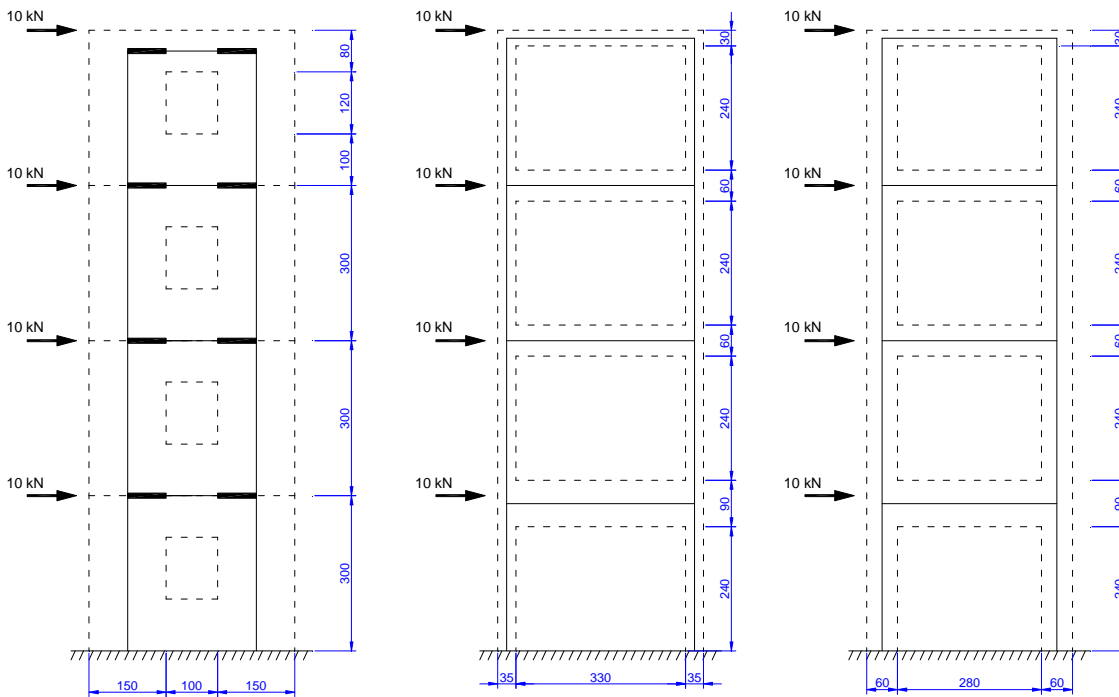


Figura 3-6: Exemplos de Painéis com Aberturas

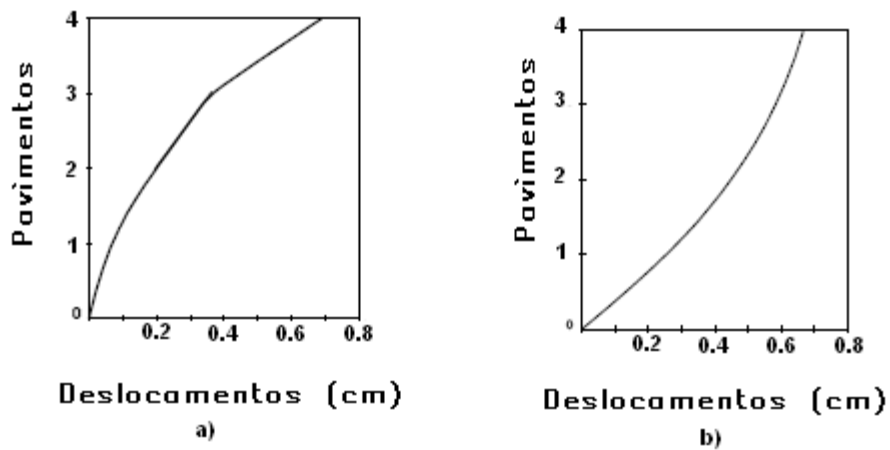


Figura 3-7: Deformada de painéis com aberturas. a) Pequenas aberturas; b) Grandes aberturas

Silva (1996)

Qamaruddin et al. (1996) demonstraram três métodos usuais para determinação da rigidez das paredes. O primeiro método consiste no cálculo do deslocamento total, o qual é obtido considerando-se uma extremidade

engastada (base) e a outra extremidade livre (topo) e com a parede sem aberturas, subtraindo deste deslocamento a parcela relativa às aberturas, também considerando uma extremidade engastada e a outra extremidade livre. As faixas entre aberturas subtraídas no passo anterior são calculadas considerando ambas as extremidades fixas (engastadas) e são adicionadas ao deslocamento total. A rigidez da parede é determinada como o inverso do deslocamento total da parede. O segundo método considera a soma das rigidezes individuais de cada trecho vertical da parede. Leva-se em consideração a influência do momento fletor e da força cortante na obtenção da rigidez. O terceiro método divide a parede em um número de painéis retangulares que formam os elementos verticais e os lintéis. A rigidez de cada painel é obtida com a hipótese de engaste na base e no topo, com consideração do momento fletor e da força cortante. As rigidezes dos painéis são somadas, obtendo a rigidez total do painel.

Qamaruddin, et al. (1996) estudaram a aplicabilidade dos métodos descritos por meio da utilização dos mesmos em quarenta paredes com uma, duas ou três aberturas. Como resultado foi obtida uma grande variação das rigidezes, dependentes do modelo adotado e do número de aberturas do painel. Com vistas a estes resultados, os autores propuseram um novo modelo – com admissão de certa flexibilidade dos lintéis. Este novo modelo proposto apresentou resultados bem diferentes dos três modelos descritos anteriormente, mas em boa concordância com os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos.

Silva et al. (2003) realizaram um estudo sobre paredes de alvenaria estrutural não armadas, dotadas de aberturas e submetidas a carregamento lateral. Para a determinação da rigidez relativa de um elemento de parede de contraventamento, assumindo isotropia (sendo as equações usualmente obtidas a partir do deslocamento por uma carga horizontal unitária) os autores apresentaram duas equações, as equações (3.4) e (3.5), válidas exclusivamente para cargas aplicadas no topo das paredes:

$$\Delta = \Delta_b + \Delta_v = \frac{Hh^3}{12E_m I} + \frac{H}{A_v} \frac{1}{G} h \quad (3.4)$$

$$\Delta = \Delta_b + \Delta_v = \frac{Hh^3}{3E_m I} + \frac{H}{A_v} \frac{1}{G} h \quad (3.5)$$

A Equação (3.4) para o domínio elástico-linear, é utilizada para quando ambas as extremidades do elemento se encontram fixas – ou no caso de paredes entre aberturas. No caso de elementos fixos apenas na base, deve ser utilizada a Equação (3.5) para a determinação do deslocamento total, onde:

Δ_b = deslocamento devido ao momento fletor;

Δ_v = deslocamento devido à força cortante;

A_v = área de cisalhamento da seção transversal do elemento;

I = momento de inércia da seção transversal do elemento na direção da flexão;

G = módulo de elasticidade transversal da alvenaria;

h = altura do elemento.

Silva et al. (2003) diz que a contribuição relativa do momento fletor e da força cortante dependem da relação h/L (altura/comprimento) e, para valores elevados da relação h/L (o que ocorre em edificações altas), o efeito da deformação devida à força cortante tende a ser menor, sendo válido considerar apenas a contribuição do momento fletor no cálculo da rigidez da parede. Para a análise numérica das paredes de contraventamento, os autores apresentaram o método das ligações rígidas, o método das ligações flexíveis e o método das ligações flexíveis modificado.

O método das ligações rígidas é a idealização da parede de alvenaria por pórticos equivalentes, constituído por colunas e vigas conectadas por nós infinitamente rígidos, modelados pela inserção de trechos rígidos). O método das ligações flexíveis também utiliza o conceito do pórtico equivalente, porém faz alteração na consideração dos elementos que ligam as vigas e colunas, os quais passam a ser interligados por meio de elementos flexíveis. O método das ligações flexíveis modificado teve o objetivo de melhorar a precisão do método das ligações flexíveis, de forma a aproximar os resultados com os obtidos das modelagens pelo do método dos elementos finitos, com sucessivas reduções do comprimento dos elementos rígidos nas extremidades dos elementos de viga e coluna.

Silva et al. (2003), ainda enfatizaram que os diversos meios apresentados para a análise dos painéis de alvenaria estrutural apresentam as formulações no regime elástico-linear. Os autores realizaram, então,

estudos em painéis dotados de aberturas diversas representativas de portas e janelas, constituídos de blocos de concreto com 14cm de espessura. O principal objetivo do estudo foi a investigação da distribuição da força cortante para os diversos elementos constituintes da parede de contraventamento. As análises foram realizadas em regime não-linear utilizando macro-modelagem contínua. Também foi estudada a forma de distribuição das ações horizontais aplicadas no topo dos painéis. Os resultados obtidos deste estudo foram comparados aos resultados obtidos de modelos analíticos apresentados na literatura. Os autores concluíram que as aberturas em painéis de contraventamento representam um dano cuja consideração é fundamental para o projeto adequado destes elementos estruturais, sendo que uma estimativa suficientemente precisa da rigidez destes painéis não se constitui em tarefa fácil, devido aos diversos fatores intervenientes no cálculo, tais como: processo de fissuração, geometria, condições de contorno, intensidade de tensão normal, entre outros.

Nascimento Neto e Corrêa (2002) realizaram um estudo sobre o comportamento global do sistema de contraventamento dos edifícios em alvenaria estrutural, adotando comportamento elástico-linear para as análises. O modelo matemático utilizado foi o modelo denominado de pórtico plano tridimensional, baseado no modelo de Yagui (1978) para núcleos estruturais de concreto. Segundo os autores, o modelo de pórticos tridimensionais é considerado um dos mais precisos, no que diz respeito às modelagens com elementos de barras.

No modelo de pórtico tridimensional, Nascimento Neto e Corrêa (2002). discretizaram as estruturas de alvenaria com elementos de barra tridimensional (com seis graus de liberdade em cada extremidade), cujas características geométricas são as das respectivas paredes a que representam, tendo as barras posicionadas no centro de gravidade da seção da parede. Para a correta representação dos elementos, as paredes que se interceptam foram interligadas por barras rígidas, as quais têm o objetivo de simular o efeito do comprimento das paredes (este procedimento permite a consideração da interação que se desenvolve entre as paredes, além de permitir a consideração das excentricidades associadas às forças de interação), sendo as extremidades comuns às paredes consideradas articuladas de modo a permitir apenas a translação vertical desses elementos. Ainda, para o modelo, na consideração dos lintéis (trechos de paredes situados entre aberturas), as extremidades das barras rígidas devem ser contínuas (não devem possuir articulações) e apresentar a seção transversal igual à da seção do lintel a que cada barra rígida representa. As lajes, por sua vez, são idealizadas como diafragmas rígidos fazendo a compatibilização dos deslocamentos horizontais no pavimento.

4 *MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL*

4.1 *Considerações Iniciais*

A resistência às ações horizontais nos edifícios em alvenaria estrutural é obtida pela atuação conjunta das paredes resistentes, com e sem aberturas, as quais recebem os esforços das lajes, que atuam como diafragmas rígidos, de forma proporcional às suas rigidezes relativas. Apesar da forma mais comum de análise desse tipo de estrutura ser a consideração de cada painel de forma isolada, o que significa que as ações horizontais são distribuídas proporcionalmente aos momentos de inércia, há técnicas mais precisas de análise que podem ser utilizadas, como o método dos elementos finitos.

Os elementos básicos existentes nos programas de elementos finitos disponíveis no mercado são: elementos de treliça, de viga, de membrana, de chapa, de placa, de casca e elementos sólidos, que podem ser utilizados conforme a necessidade.

A discretização da estrutura por elementos de chapa é uma das mais precisas na técnica de modelagem em duas dimensões. Entretanto,

apesar de fornecer resultados precisos e permitir encontrar soluções dentro do domínio do elemento finito e não apenas nos seus nós, o uso desse tipo de elemento finito nem sempre é justificado. Isso ocorre, pois o aumento do número de nós e de elementos finitos implica em aumento do custo computacional e do tempo de processamento que as análises requerem. Ainda, se as análises forem não-lineares, também há um acréscimo no tempo de processamento em decorrência do tempo necessário para solucionar o sistema de equações não lineares.

O uso de elementos com muitos nós, mesmo que sejam elementos planos, é outro fator limitante do uso do método dos elementos finitos, pois as funções de interpolação se tornam mais ricas e, assim, maior o tempo e o custo de processamento. Com isso, para estruturas mais simples, nas quais os efeitos localizados da consideração de tensões não necessitam ser considerados, a discretização por elementos de barras com trechos rígidos (nós de dimensões finitas) mostra-se eficiente e de simples realização (Corrêa e Ramalho (1994)).

4.2 Modelos Constitutivos Adotados no PPNL

A análise e o dimensionamento de estruturas são baseados em condições equilíbrio e resultados de ensaios. Os resultados de uma análise linear geralmente são satisfatórios para o dimensionamento, mas podem, por vezes, não traduzir de modo satisfatório o comportamento real das estruturas, principalmente por não reproduzirem efeitos inerentes ao

comportamento não-linear do material, como a fissuração, o amolecimento/endurecimento, estados de tensão multiaxiais, fenômenos que ocorrem na interface de contato dos materiais utilizados (concreto-aço, para alvenaria estrutural armada, com blocos de concreto) e ainda em decorrência das diversas idealizações feitas durante o processo de análise. Métodos matemáticos mais refinados, como o método dos elementos finitos, fornecem uma análise mais racional da estrutura, por permitirem a inclusão dos efeitos acima mencionados.

Um dos principais objetivos das análises mais refinadas em estruturas de concreto e alvenaria é a obtenção das deformações da estrutura sob cargas críticas (cargas-limite). Diversos estudos experimentais foram desenvolvidos ao longo do tempo para simular a ruptura do concreto, com a utilização de um módulo de cisalhamento médio que representasse tanto a interface de ruptura quanto a interface concreto-aço. As tensões de ruptura são consideradas distribuídas no interior do corpo-de-prova.

Para a representação do comportamento não-linear físico das estruturas de alvenaria armada (com blocos de concreto) estudadas neste trabalho, foram utilizados os modelos constitutivos de Kent e Park (1971), para a consideração do acréscimo de tensão provocado pelo confinamento da armadura e o modelo proposto por Figueiras (1983), para a tração e compressão, ambos utilizados em modelos de concreto armado.

Figueiras (1983) descreve o comportamento constitutivo do concreto por meio da teoria plástica com o efeito do encruamento para

modelar o comportamento à compressão. O autor utilizou o estado triaxial de tensões, representado pela Equação (4.1), formulado com base nas duas primeiras tensões invariantes, sendo que apenas dois parâmetros do material foram envolvidos na definição, ou seja:

$$f(I_1, J_2) = [\beta 3J_2 + \alpha I_1]^{1/2} = \sigma_0 \quad (4.1)$$

Na equação (4.1), α e β são os parâmetros do material, I_1 e J_2 são as tensões invariantes e σ_0 é a tensão equivalente admitida como a tensão de compressão em um ensaio de compressão uniaxial.

No modelo plástico perfeito, σ_0 é tomado como a tensão última f'_c , obtida a partir de um ensaio de compressão uniaxial. Uma resposta elástica é assumida até a o valor $\sigma_0 = f'_c$, após o qual uma resposta plástica perfeita segue até a ruptura do material (por esmagamento). No encruamento, a superfície inicial de ruptura é estimada considerando que a tensão efetiva como sendo 30% da tensão de pico f'_c .

A Figura 4-1 ilustra o comportamento plástico perfeito e o encruamento unidimensionnal na compressão. O comportamento de tração encontra-se representado na Figura 4-2.

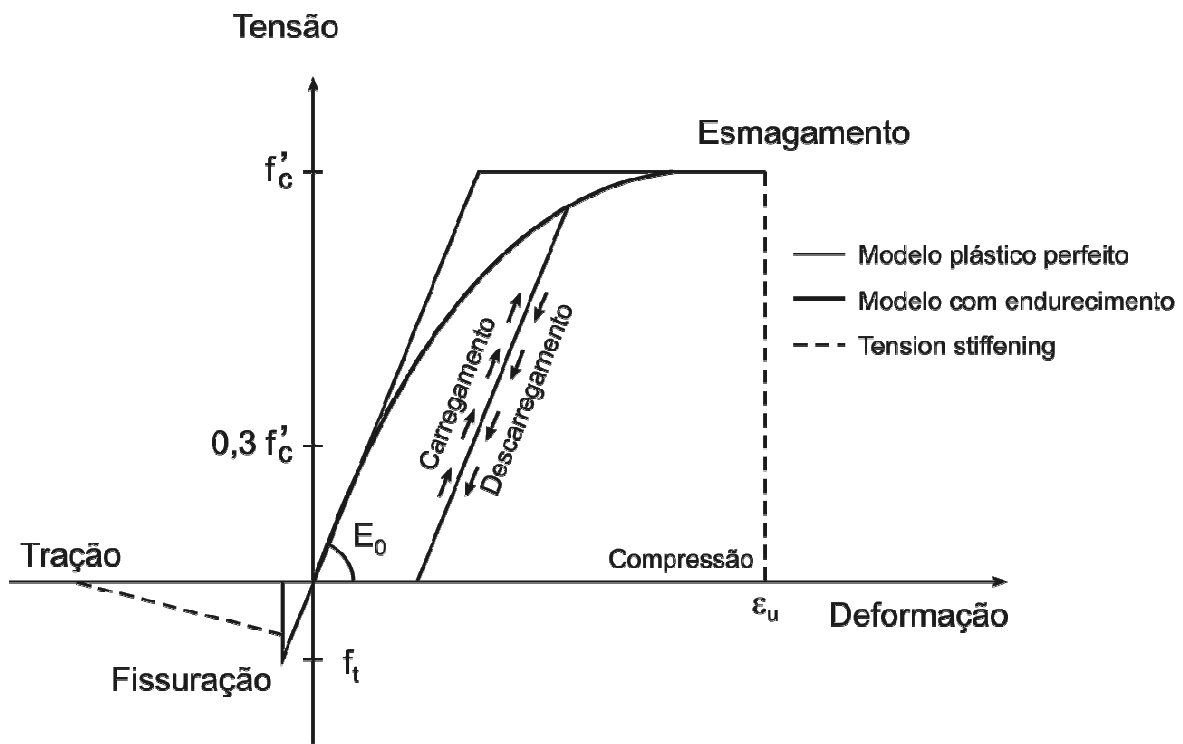


Figura 4-1: Modelo Constitutivo: Concreto Armado – Compressão – Unidimensional Figueiras (1983)

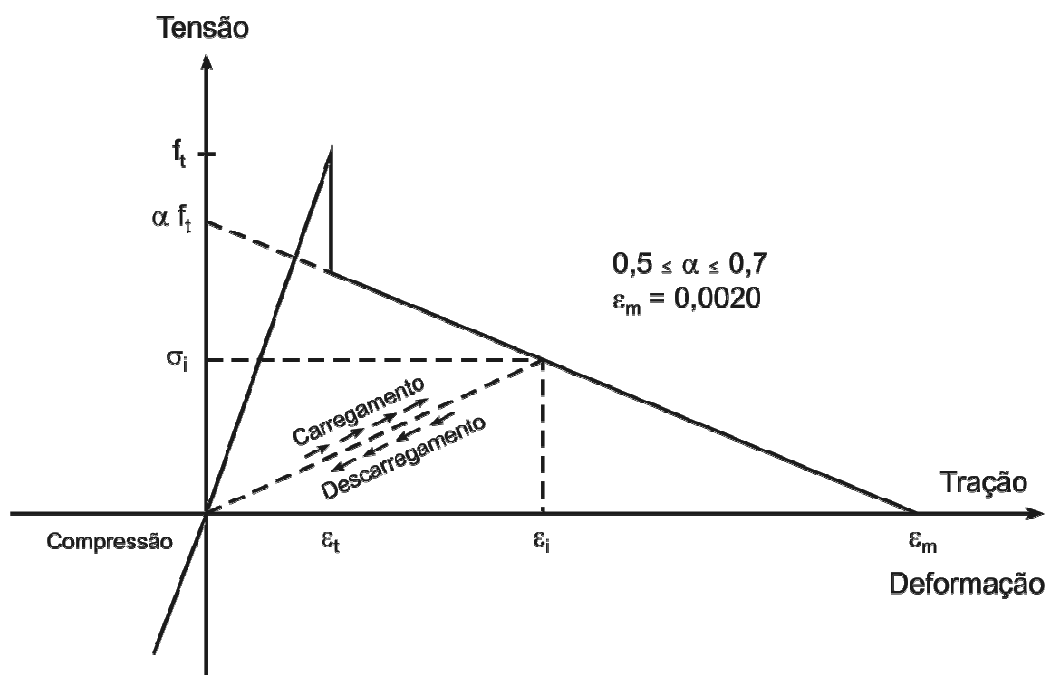


Figura 4-2: Modelo Constitutivo: Tração – Figueiras (1983)

Kent e Park (1971) consideram em seu modelo constitutivo a influência do confinamento das barras de aço no concreto. O concreto confinado é definido como aquele contido na direção perpendicular à tensão aplicada. Diversos estudos mostram que a resistência e a ductilidade do concreto são aumentadas, embora de maneira aparente, se considerados o efeito do confinamento nas análises.

Kent & Park (1971) propuseram um modelo constitutivo para representação do comportamento do concreto com e sem confinamento na compressão. Esse modelo é mostrado na Figura 4-3.

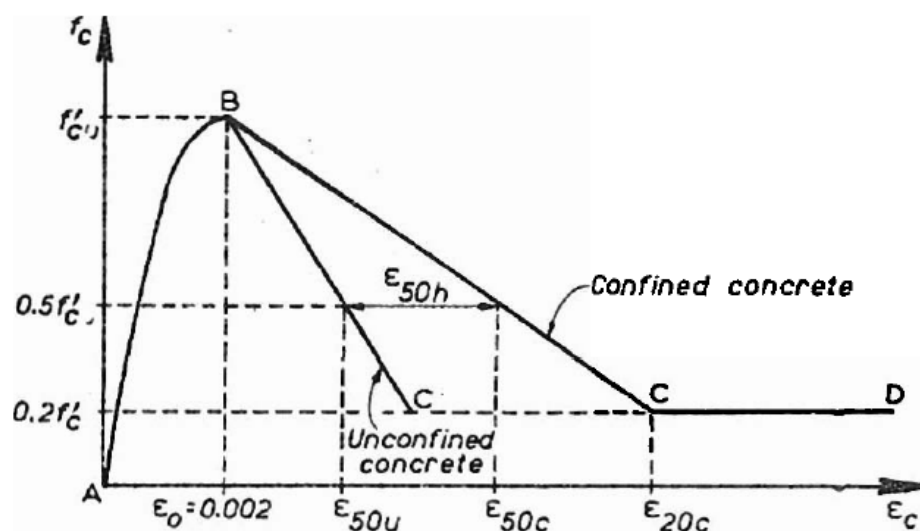


Figura 4-3: Curva Tensão *versus* Deformação: Concreto com e sem confinamento – Kent & Park (1971)

Na região AB da Figura 4-3, tem-se a porção ascendente de uma parábola, em acordo com os diversos estudos realizados para o concreto sem

confinamento. Assume-se que o aço confinado não exerce influência nesta parte da curva. A tensão máxima é considerada como aquela correspondente a uma deformação $\varepsilon_0 = 0,002$.

A região BC, ramo descendente, é assumida linear e sua inclinação é determinada para a deformação obtida a 50% da resistência máxima f'_c . Assume-se que o concreto confinado pode suportar uma tensão constante em $0,2f'_c$ após atingir uma deformação de ε_{50c} – Região CD.

A Figura 4-4 mostra a influência da taxa de armadura na curva tensão *versus* deformação do concreto para um corpo cilíndrico comprimido a 3,500 psi. Observa-se que há uma melhoria no comportamento descendente de acordo com o acréscimo da taxa de aço, mas esta melhoria torna-se menos significativa quanto maior a adição do aço.

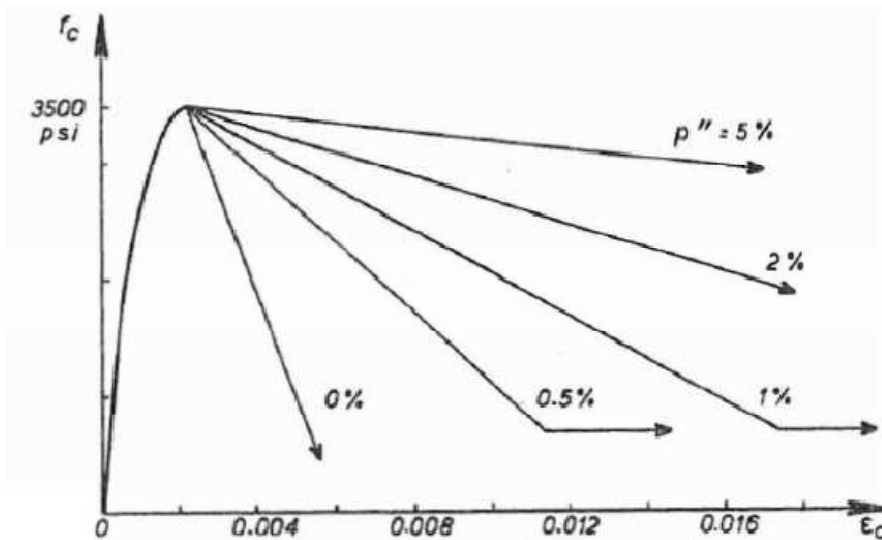


Figura 4-4: Influência da Taxa de Armadura na Curva Tensão-Deformação – Kent & Park (1971)

No programa utilizado nas análises não-lineares foi considerado um valor médio para o deslocamento da fibra localizada no eixo do elemento e, dessa forma, elimina-se as simplificações adicionais indicadas por Silva (1996), para o material em regime elasto-plástico. Ainda, o programa emprega um modelo constitutivo para o concreto capaz de representar não somente o comportamento não linear do concreto na tração e na compressão, mas também o *tension stiffening* e o efeito do confinamento promovido pelos estribos. Todas essas características, tornam o modelo constitutivo adequado para representação do comportamento do concreto.

4.3 Hipóteses Gerais Adotadas

Para a análise das estruturas de contraventamento estudadas, serão realizadas macro-modelagens em pórticos planos para os painéis com aberturas. Os painéis de alvenaria serão discretizados por elementos finitos lineares com três graus de liberdade por nó e serão posicionados no centro de gravidade da seção que representam, de forma que o eixo de cada elemento coincida com o eixo longitudinal da seção representada. Para representar as intersecções entre os elementos será utilizado o trecho rígido (ver Figura 4-5). Os lintéis serão considerados na análise pela inclusão de vigas, as quais são interligadas às colunas por meio de ligações rígidas.

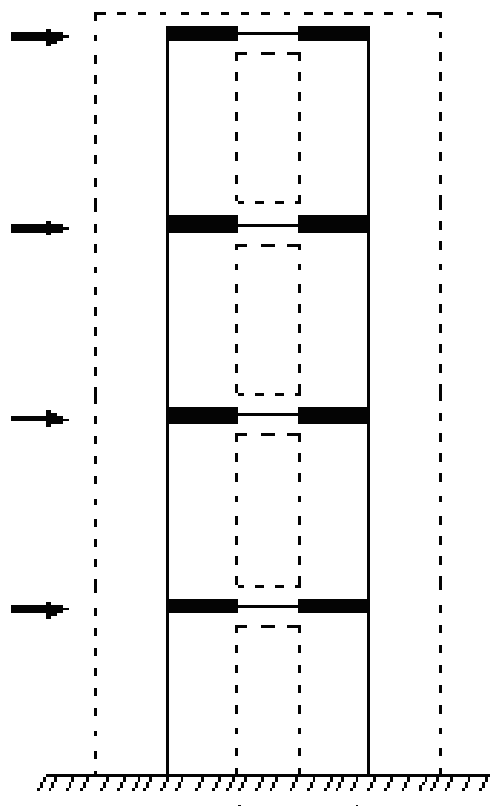


Figura 4-5: Modelo de pórtico plano com nós de dimensões finitas

As análises (lineares e não-lineares) serão realizadas com o programa acadêmico PPNL, Pórtico Plano Não-Linear, desenvolvido no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (SET-EESC), da Universidade de São Paulo (USP) por Rivelli da Silva Pinto. Mais detalhes a respeito desse programa podem ser encontrados em Pinto (2002).

Não será considerada a deformação por cisalhamento nos painéis dos edifícios em estudo, visto que os mesmos possuem elevada relação altura/comprimento, o que tende a diminuir os efeitos do esforço cortante, conforme afirmam Silva (1996) e Silva et al.(2003).

Para a realização das análises, o módulo de elasticidade será considerado variável ao longo dos pavimentos (variação a cada quatro pavimentos), para os painéis de oito, doze e dezesseis pavimentos, conforme prática de projeto de edifícios de alvenaria.

A ação horizontal aplicada aos painéis é obtida a partir da consideração do valor máximo de deslocamento horizontal proposto pela ABNT NBR 6118:2003, para as análises lineares:

$$\delta_{h,tot} = \frac{H}{1700} \quad (4.2)$$

$$\delta_{hi+1} - \delta_{hi} = \frac{h_i}{850} \quad (4.3)$$

Na equação (4.2), $\delta_{h,tot}$ representa o deslocamento horizontal total permitido ao pórtico. Para a equação (4.3), δ_{hi} e δ_{hi+1} representam os deslocamentos de um pavimento e do pavimento imediatamente acima (ver Figura 4-6).

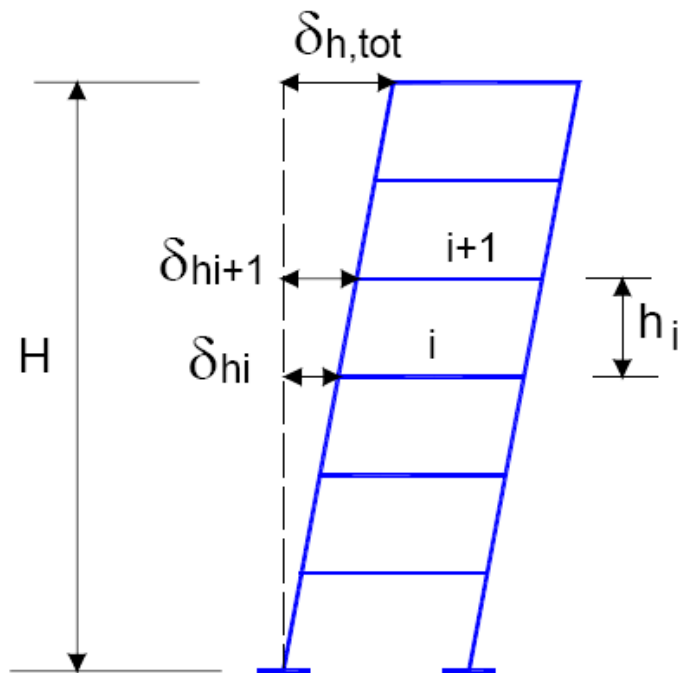


Figura 4-6: Limitações dos Deslocamentos Horizontais (NBR 6118 (2003))

O produto de rigidez à flexão equivalente do conjunto aço-concreto é obtido de forma automática no programa PPNL. Entretanto, diferentemente dos programas que permitem uma análise não-linear física rigorosa, os programas para análise linear, de forma geral, não permitem a obtenção do produto de rigidez à flexão para o conjunto aço-concreto de maneira fácil. Esses programas solicitam ao usuário apenas o valor do módulo de elasticidade, o que é uma prática geral dos programas de análise de estruturas, seja qual for o método numérico usado na análise. As equações (4.4) à (4.9) apresentam, assim, uma formulação simplificada para a obtenção de um módulo de elasticidade equivalente das seções concreto-aço.

$$(EI)_{aa} = (EI)_{alv} + (EI)_{aço} \quad (4.4)$$

Na equação (4.4), $(EI)_{aa}$ é o produto de rigidez característico da seção conjunta alvenaria-aço, $(EI)_{alv}$ é o produto de rigidez característico da seção da alvenaria e $(EI)_{aço}$ é o produto de rigidez característico da seção de aço utilizada.

A parcela de rigidez proporcionada pela seção de alvenaria é dada pela equação (4.5).

$$(EI)_{ALV} = E_{ALV} \cdot I_{ALV} \quad (4.5)$$

$$I_{ALV} = I_{SEÇÃO} \quad (4.6)$$

Na equação (4.5), E_{ALV} é o módulo de elasticidade da alvenaria e I_{ALV} é o momento de inércia da seção utilizada. O momento de inércia da alvenaria utilizado será definido como o momento de inércia da seção bruta de alvenaria para uma seção retangular e será denominado de $I_{SEÇÃO}$, como apresentado na equação (4.6).

A equação (4.7) apresenta a parcela de rigidez devida ao aço das armaduras, sendo que $E_{AÇO}$ é o módulo de elasticidade do aço, fixado em 210000MPa e $I_{AÇO}$ é o momento de inércia da seção de aço utilizada, apresentado na equação (4.8).

$$(EI)_{AÇO} = E_{AÇO} \cdot I_{AÇO} \quad (4.7)$$

$$I_{AÇO} = A \cdot a^2 \quad (4.8)$$

Na equação (4.8), A é a área de aço utilizada para cada face e a^2 é o quadrado da distância da armadura utilizada ao centro geométrico da seção transversal. Ver Figura 4-7.

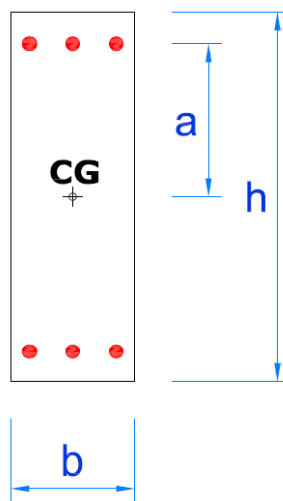


Figura 4-7: Seção transversal genérica

Com isso, o módulo de elasticidade equivalente das seções de alvenaria armada utilizadas nos pórticos para a análise linear é dada pela equação (4.9):

$$E_{eq} = \frac{(EI)_{ALV} + (EI)_{aço}}{I_{SEÇÃO}} \quad (4.9)$$

4.4 Exemplos de Aplicação – Análise Não-Linear Física Rigorosa

Para ilustrar a importância da NLF no comportamento dos painéis de contraventamento em geral, são apresentados os deslocamentos horizontais no topo de um painel de alvenaria estrutural, considerando-se três situações: painel maciço (sem aberturas), painel com aberturas representativas de janelas de 1,00 m de largura, 1,20 m de altura e 1,00 m de peitoril e painel com aberturas representativas de portas com 1,00 m de comprimento e 2,20 m de altura.

Assim, foi considerado um painel de contraventamento hipotético, representativo de um edifício com oito pavimentos. O painel analisado possui 4,00 m de comprimento, 0,14 m de espessura e altura total de 24,00 m (distância piso-piso do pavimento tipo do edifício foi considerada igual a 3,00 m). É considerada apenas a atuação de forças horizontais aplicadas no nível de cada pavimento e dois módulos de elasticidade: 5120 MPa para os quatro primeiros pavimentos ($f_p=6,4$ MPa) e 2560 MPa para os quatro últimos pavimentos ($f_p=3,2$ MPa).

Para o painel sem aberturas, apenas em caráter ilustrativo, foi realizada uma análise linear no *software* livre FTOOL. Neste *software*, que faz apenas análises lineares, o módulo de elasticidade do material é suficiente para caracterizar o material, sendo necessária a homogeneização prévia da seção para que o módulo de elasticidade equivalente do conjunto aço-concreto possa ser informado.

Para o regime elástico linear, foram utilizados os seguintes parâmetros e valores para representação do comportamento mecânico da alvenaria:

- Resistência dos prismas, para os quatro pavimentos iniciais: 6,4 MPa
- Resistência dos primas, para os quatro últimos pavimentos: 3,2 MPa
- Coeficiente de Poisson: 0,15.

Para considerar a não-linearidade física da alvenaria, foram considerados os seguintes parâmetros:

- Módulo de elasticidade da alvenaria: 512 kN/cm² para os quatro pavimentos iniciais e 256 kN/cm² para os quatro últimos pavimentos;
- Resistência à compressão: 0,122 kN/cm² para os quatro pavimentos iniciais e 0,061 kN/cm² para os quatro últimos pavimentos;
- Resistência à tração: 0,01 kN/cm²
- Deformação máxima da alvenaria à compressão: 0,0035 (3,5%)
- Parâmetro redutor da tensão de tração na alvenaria tracionada após a abertura de fissuras: 20
- Tensão de escoamento do aço: 43,5 kN/cm²
- Módulo de elasticidade do aço no trecho elástico: 210 GPa
- Módulo de elasticidade do aço após o escoamento: 1 GPa
- Deformação máxima do aço: 0,01 (10%)

Outros parâmetros adotados, que dizem respeito à modelagem, são apresentados a seguir:

- Número de fatias: 10
- Número de camadas de aço: 2
- Número de pontos de Gauss: 3
- Número de incrementos de cargas: 10
- Número de iterações: 20
- permitido para a norma de forças: 0,001
- Erro em deslocamentos: 0,001
- Área de aço: 0,2% da área da seção transversal.

O pavimento típico dos painéis descritos são apresentados na Figura 4-8.

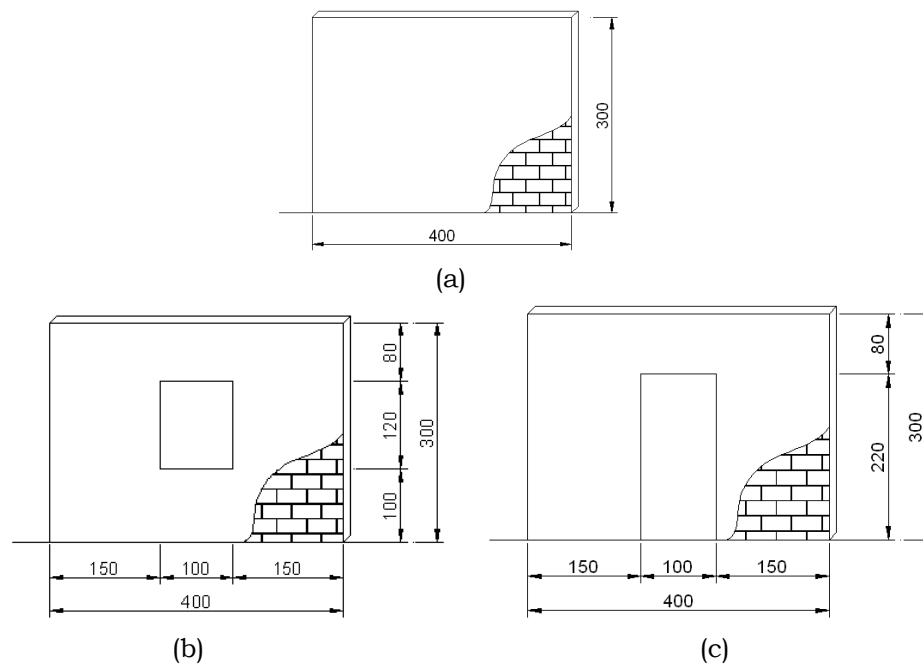


Figura 4-8: Exemplo de Aplicação: (a) painel sem aberturas, (b) painel com abertura representativa de janela e (c) painel com abertura representativa de porta.

4.4.1 Painel sem aberturas

O primeiro exemplo analisado correspondeu a um painel de dimensões: 24,00 m de altura por 4,00 m de largura e 0,14 m de espessura. Este painel foi discretizado em nove nós e oito elementos finitos de barras, com 3,00 m de comprimento cada, conforme mostra a Figura 4-9. Foi aplicada uma ação horizontal igual a 1 kN (com direção paralela à direção X) no nó superior de cada elemento finito simulando um painel de um edifício de oito pavimentos. Foram desprezadas as contribuições das ações verticais nas análises.

O carregamento e a deformada do painel estudado encontram-se indicados também na Figura 4-9.

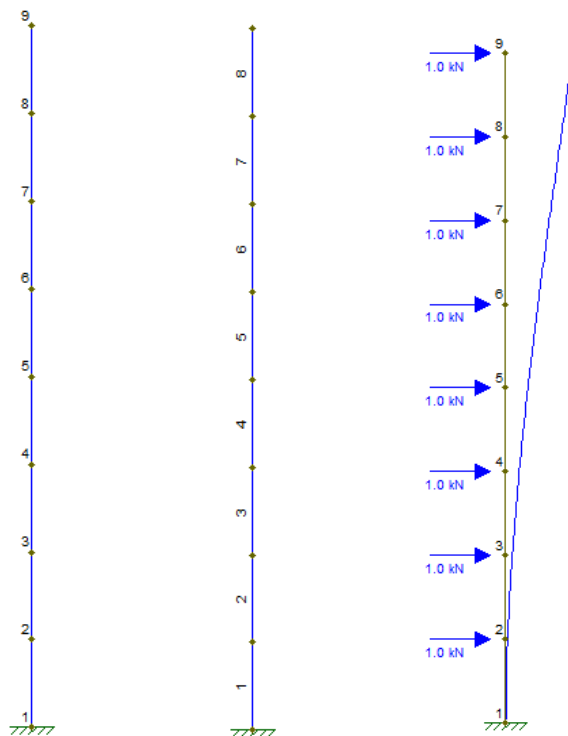


Figura 4-9: Painel sem aberturas – Discretização, carregamento e deformada

Nas análises, a ação horizontal foi aplicada em dez incrementos de carga (a cada 10% da ação), para a taxa de armadura de 0,2%.

A Tabela 4-1 apresenta os deslocamentos obtidos nas análises realizadas, os quais são graficamente representados na Figura 4-10. Observa-se que os deslocamentos da ANL foram 288% superiores aos obtidos pela AL (valor médio).

Tabela 4-1: Exemplo de aplicação – Painel sem aberturas – Deslocamento horizontal (mm) ALxANL

Pav.	Deslocamentos (mm)		
	F = 1 kN		
	AL PPNL	AL FTOOL	ANL PPNL
1	0,098	0,102	0,233
2	0,361	0,376	0,819
3	0,750	0,781	1,597
4	1,227	1,279	2,475
5	1,779	1,859	3,429
6	2,387	2,506	4,440
7	3,025	3,187	5,480
8	3,673	3,881	6,531

Com a utilização da formulação simplificada para homogeneização da seção concreto-aço, dos dados apresentados, afere-se que a diferença média entre os valores obtidos pelas análises realizadas foi em torno de 4,4%, podendo a formulação simplificada apresentada ser utilizada com segurança.

A Figura 4-10 compara os deslocamentos obtidos das análises não-linear rigorosa, e das análises lineares realizadas pelo PPNL e pelo FTOLL (com a homogeneização da seção aço-concreto).

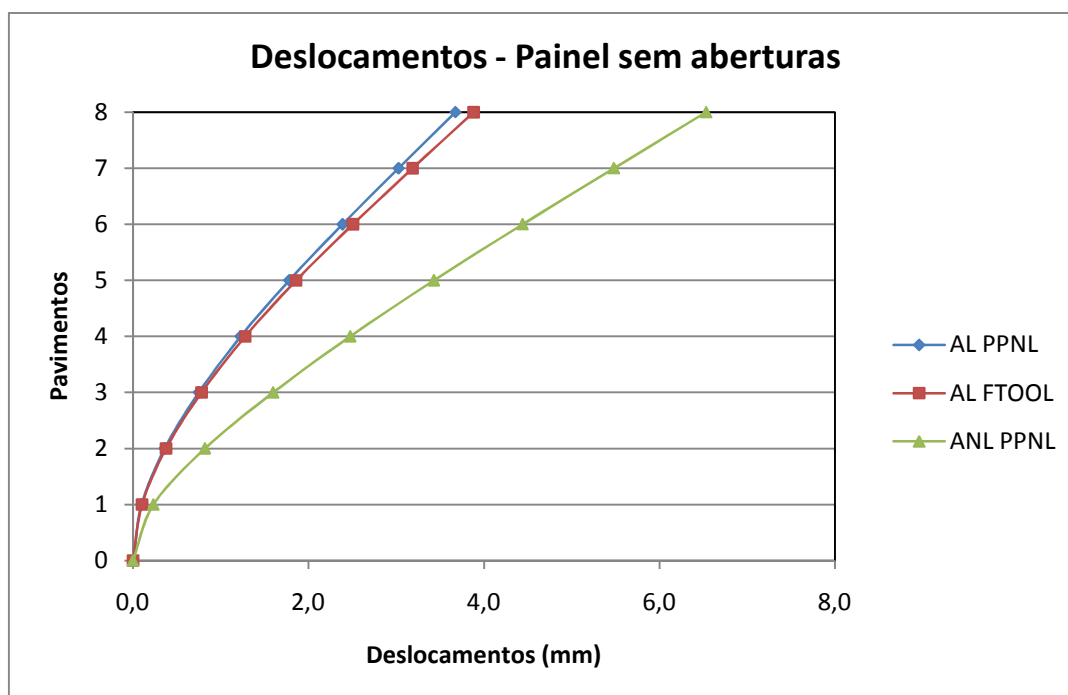


Figura 4-10: Painel sem aberturas – Deslocamentos (mm)

4.4.2 Painel com aberturas representativas de janelas

O segundo exemplo analisado consistiu de um painel de dimensões: 24,00 m de altura e 4,00 m de largura com 0,14 m de espessura. Neste painel, encontram-se aberturas representativas de janelas com 1,00 m de altura, 1,20 m de largura e peitoril de 1,00 m.

Este painel foi discretizado em dezoito nós e vinte e quatro elementos finitos de barras, sendo dezesseis elementos finitos dispostos na vertical (paralelamente ao eixo cartesiano Y) com seção transversal de 0,21 m² (1,50m x 0,14m). Os outros oito elementos de barras estão dispostos na horizontal (paralelamente ao eixo cartesiano X), com seção transversal de 0,252 m² (1,50m x 0,14m) e representam a porção de alvenaria entre as aberturas. Foi aplicado um carregamento horizontal, paralelo à direção X, de 1 kN ao nó do topo de cada elemento finito, como mostra a Figura 4-11.

Não foram aplicadas cargas verticais nas paredes em análise. A discretização dos elementos finitos encontra-se também indicada na Figura 4-11. Para a análise não-linear foi utilizada uma taxa de armadura igual a 0,20% da área da seção transversal.

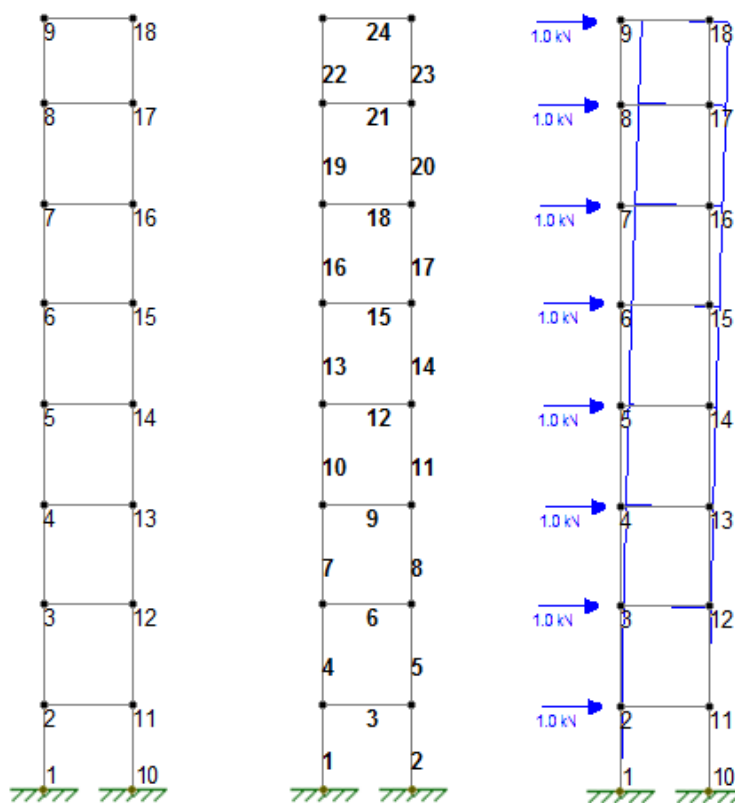


Figura 4-11: Painel com pequenas aberturas – Discretização, carregamento e deformada

O painel em estudo, com aberturas representativas de janelas apresentou os deslocamentos horizontais indicados na Tabela 4-2. A ANL apresentou deslocamentos horizontais médios 630% superiores que os deslocamentos horizontais médios obtidos da AL.

Tabela 4-2: Painel com aberturas representativas de janelas – Deslocamento horizontal dos pavimentos

Pavimentos	Deslocamentos (mm)	
	AL	ANL
1	0.108	0.529
2	0.423	2.052
3	0.872	4.095
4	1.412	6.318
5	2.047	8.633
6	2.738	11.006
7	3.450	13.400
8	4.044	15.395

Comparando os resultados dos painéis sem aberturas com os resultados dos painéis com aberturas representativas de janelas, para a mesma intensidade de ação horizontal, observa-se que o painel sem aberturas apresentou um deslocamento na AL de 18,367 mm e de 67,549 mm na ANL, para o último pavimento. Quando uma pequena abertura foi inserida nesse painel, reduzindo assim sua rigidez, estes deslocamentos aumentaram em 10,1% para a AL e em 104,7% para a ANL.

4.4.3 Painel com aberturas representativas de portas

O terceiro exemplo analisado representa um painel de dimensões: 24,00 m de altura e 4,00 m de largura com espessura de 0,14 m. Neste painel encontram-se aberturas de 2,20 m de altura e 1,00 m de largura, simulando a presença de portas.

Este painel foi discretizado em dezoito nós e vinte e quatro elementos finitos de barras, sendo dezesseis elementos finitos dispostos na vertical (paralelamente ao eixo cartesiano Y) e com seção transversal de 0,21 m² (1,50m x 0,14m); os outros oito elementos estão dispostos na horizontal (paralelamente ao eixo cartesiano X) e com seção transversal de 0,252 m² (1,80m x 0,14m), representando a porção de alvenaria entre as aberturas. Foi aplicado um carregamento horizontal de 5 kN ao nó de topo de cada elemento finito, conforme mostra a Figura 4-12. Foram desprezadas as contribuições das ações verticais nas análises.

A discretização e o carregamento também encontram-se indicados na Figura 4-12. Para a análise não-linear será utilizada uma taxa de armadura de 0,20% da área da seção transversal.

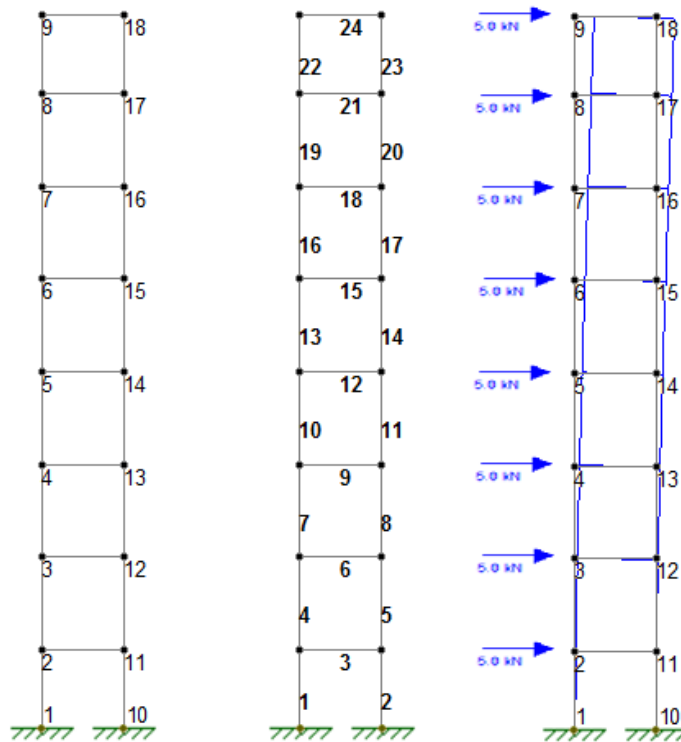


Figura 4-12: Painel com grandes aberturas – Discretização, carregamento e deformada

Os deslocamentos horizontais do painel analisado para a ação horizontal de 5kN e taxa de armadura de 0,2%A para o painel com aberturas representativas de portas foram apresentados na Tabela 4-3. Foi obtido um deslocamento médio 591% superior das ANL em relação às AL.

Tabela 4-3: Painel com aberturas representativas de portas – Deslocamento horizontal dos pavimentos

Pavimentos	Deslocamentos (mm)	
	AL	ANL
1	0,910	6,835
2	3,425	24,962
3	6,747	47,985
4	10,498	73,333
5	14,673	99,930
6	19,044	126,425
7	23,311	152,156
8	27,363	177,195

A Figura 4-13 apresenta o gráfico força *versus* deslocamento para os painéis em estudo.

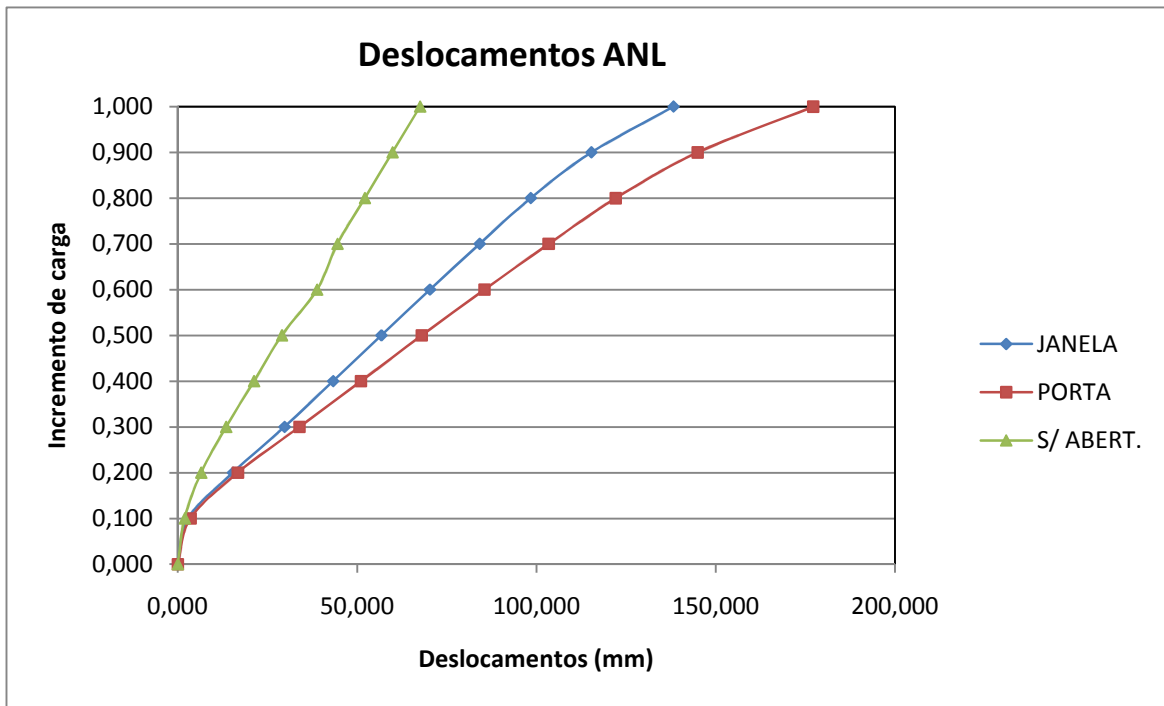


Figura 4-13: Exemplo de Aplicação - Deslocamentos do Último Pavimento

As respostas obtidas para os exemplos analisados (painel sem aberturas, painel com aberturas representativas de janelas e painel com aberturas representativas de portas) concordaram com as respostas obtidas por Silva (1996) quanto aos deslocamentos dos pavimentos. Segundo a autora, quando as aberturas não alteram de forma significativa o comportamento do painel de contraventamento os deslocamentos no nível de cada pavimento são descritos por uma curva concava, semelhante à curva que descreve os deslocamentos de uma coluna engastada na base e livre na outra extremidade. No caso contrário, os deslocamentos no nível de cada pavimento são descritos por uma curva convexa.

Para os painéis exemplo, o painel com aberturas representativas de janelas e o painel com aberturas representativas de portas apresentaram curva semelhante, enquanto que o painel sem aberturas apresentou uma mudança de curvatura, indicando que as aberturas existentes alteraram de forma significativa o comportamento do mesmo.

Os resultados dos exemplos analisados mostram a grande importância da realização de modelos não-lineares quando a estrutura é considerada deslocável (pouco rígida), uma vez que os valores dos deslocamentos horizontais para o último pavimento da ANL apresentaram-se muito superiores aos valores encontrados da AL quando da presença de grandes aberturas na estrutura.

5 ANÁLISE NÃO-LINEAR FÍSICA

5.1 Introdução

Neste capítulo serão apresentados os resultados das análises lineares (AL) e das análises não-lineares físicas rigorosas (ANLF) realizadas em painéis de contraventamento de alvenaria estrutural. Os painéis em estudos foram sem aberturas, representados por elementos finitos lineares e compreenderam alturas representativas de oito, doze e dezesseis pavimentos.

Na sequência, são apresentados os resultados obtidos para o produto de rigidez equivalente (EI_{eq}) das análises lineares e não-lineares, necessários para a obtenção de um coeficiente único a ser utilizado para a redução média da inércia bruta dos elementos estruturais em alvenaria armada para a consideração do efeito da não-linearidade física em análises simplificadas.

As análises lineares foram realizadas sem a consideração da parcela de rigidez proporcionada pela armadura, visto que o objetivo do estudo é a obtenção do produto de rigidez a ser utilizado nas análises lineares convencionalmente realizadas.

É definido um coeficiente redutor da inércia bruta para painéis em alvenaria estrutural para ser utilizado na realização de uma análise global

da estrutura e não o estabelecimento de coeficientes para análises locais (análise por membros isolados), (Pinto, 2002).

A adoção de um coeficiente único de redução do produto de rigidez à flexão, segundo Pinto (2002), facilita a implementação dos processos simplificados, uma vez que “dispensa realização de um modelo estrutural, com as inércias reduzidas, exclusivamente para avaliação dos efeitos não-lineares da estrutura”.

Os resultados analisados neste trabalho compreendem:

- deslocamentos horizontais no último pavimento obtidos das análises lineares e não-lineares;
- influência do número de pavimentos e da taxa de armadura adotada nos resultados das análises não-lineares, necessários para a obtenção de um coeficiente redutor do produto inércia bruta para a consideração do efeito da não-linearidade física nas análises simplificadas.

5.2 Geometria dos Modelos Analisados

Foram estudados seis painéis de contraventamento de alvenaria estrutural: dois painéis com oito pavimentos, dois painéis com com doze pavimentos e dois painéis com dezesseis pavimentos, todos sem a presença de aberturas. As geometrias típicas dos pavimentos adotados para os painéis são apresentadas na Figura 5-1.

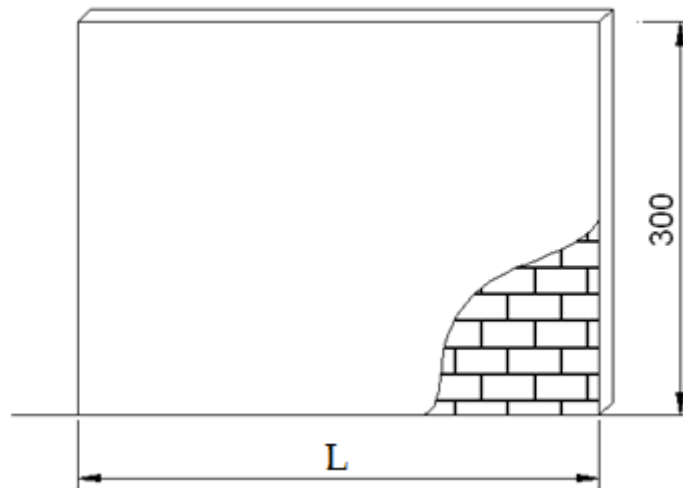


Figura 5-1: Geometria Típica do Pavimento dos Painéis (Dimensões em cm)

Na Figura 5-1, a largura L é definida por 400 cm para uma primeira análise e por 150 cm para uma segunda análise.

5.3 Ações Horizontais e Armaduras Adotadas

Para realizar análises paramétricas nos painéis, foi aplicada uma ação horizontal ao topo de cada pavimento, para duas diferentes taxas de armaduras adotadas (utilizadas apenas na realização das ANLF). A ação horizontal foi denominada de w e as taxas de armaduras foram denominadas $A1$ e $A2$, com $A1 < A2$.

A ação horizontal aplicada foi determinada limitando-se o deslocamento da análise linear no topo do painel em $H/3500$ (valor igual a aproximadamente o dobro do valor proposto pela ABNT NBR 6118:2003, de $H/1700$). Foram adotadas as taxas de armadura: 0,1% e 0,2%.

Para a ação vertical, foi aplicado o valor de 3 kN/m por pavimento, representando a reação de uma laje no pavimento.

As intensidades das ações horizontais aplicadas, bem como a taxa de armadura adotada nas análises, estão descritas na Tabela 5-1 e na Tabela 5-2.

Tabela 5-1: Ações horizontais aplicadas e alturas totais dos painéis

Painel	Altura Total H (cm)	Ação Horizontal w (kN)	
		L = 400 cm	L = 150 cm
8 pavimentos	2400	L = 400 cm	1,500
		L = 150 cm	0,080
12 pavimentos	3600	L = 400 cm	0,680
		L = 150 cm	0,036
16 pavimentos	4800	L = 400 cm	0,250
		L = 150 cm	0,020

Tabela 5-2: Taxa de armadura adotada

Painel	Taxa Geométrica de Armadura (%)	
	A1	A2
Todos	A1	0,1
	A2	0,2

5.4 Propriedades Mecânicas dos Painéis Analisados

Os materiais foram considerados no regime elasto-plástico com amolecimento (decréscimo gradual da resistência mecânica do material sob um acréscimo contínuo da deformação).

Os dados necessários à entrada de dados do programa PPNL seguem descritos abaixo:

- Módulo de elasticidade: foi adotado o valor proposto por Ramalho e Corrêa (2003), ou seja: $E_{alv} = 800 \cdot f_p$, onde f_p é a resistência do prisma.
- Resistência dos prismas: a resistência dos prismas foi considerada variando a cada quatro pavimentos, conforme indicado na Figura 5-2:

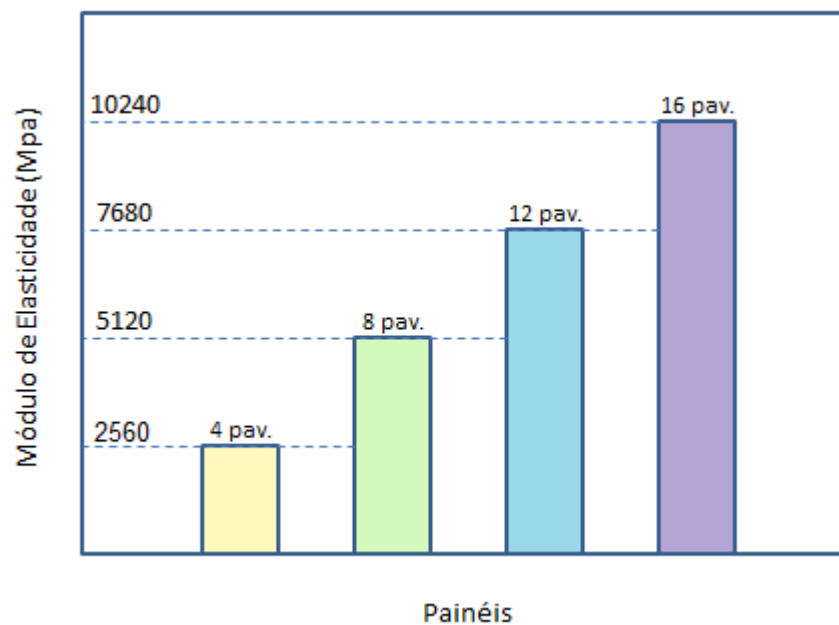


Figura 5-2: Módulo de elasticidade x Pavimento

- Resistência à compressão da alvenaria: foi adotada como resistência à compressão a tensão admissível definida pela Equação (2.5) de acordo com a NBR 10837:1989:

$$\bar{f}_{alv,c} = \alpha f_p R \quad (2.5)$$

Substituindo o valor de α por 0,225 (para alvenarias armadas) e R por

$R = 1 - \left[\frac{h}{40t} \right]^3$, tem-se a Equação (5.1):

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,225 \cdot f_p \cdot \left(1 - \left[\frac{h}{40t} \right]^3 \right) \quad (5.1)$$

Para os painéis em estudo, $h = 300\text{cm}$ e $t = 14\text{cm}$.

Os valores módulo de elasticidade dos painéis em alvenaria encontram-se descritos na Tabela 5-3.

Tabela 5-3: Propriedades dos materiais

Resistência do prisma (MPa)	Resistência do bloco (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
12,8	16	10240
9,6	12	7680
6,4	8	5120
3,2	4	2560

- Deformação máxima à compressão: para os painéis dos edifícios em estudo neste trabalho foi adotado o valor de $\varepsilon_{alv} = 0,0035$ (3,5%), recomendado pelo Eurocode-6 (1995);
- Resistência à tração: foi definida com base na Tabela 2-2, tendo sido adotado o valor de 0,1 MPa para os painéis em estudo;
- Tensão de escoamento do aço: não deve exceder a 435 MPa (equivalente ao aço CA 50);
- Módulo de elasticidade do aço no regime elástico: 210 GPa;

- Módulo de elasticidade do aço no trecho após o escoamento: 1 GPa;
- Deformação máxima admitida para o aço: $\varepsilon_s = 0,01$ (10‰);
- Número de fatias: 10 fatias. Este valor corresponde ao número de fatias de concreto usadas na discretização da seção transversal, para a homogeneização do material;
- Número de pontos de Gauss: 03 pontos. Corresponde ao número de pontos do elemento finito para integração numérica da seção transversal.

5.5 Análise Não-Linear Física Simplificada

Os edifícios, em geral, apresentam resposta estrutural diferente daquela encontrada em uma análise linear, o que ocorre devido ao comportamento não-linear da estrutura, principalmente se a estrutura for considerada como deslocável (nós deslocáveis).

A não-linearidade considerada neste trabalho refere-se apenas ao comportamento não-linear dos materiais presentes na análise (concreto e aço), isto é, a não-linearidade física (NLF).

Devido ao fato de uma análise que considere o efeito da não-linear física envolver grandes recursos computacionais, tempo e profissionais experientes para inserção de dados e interpretação dos resultados obtidos, diversos estudos foram realizados para a obtenção de procedimentos simplificados para a consideração de não-linearidades desse tipo, como a fissuração.

Para a consideração da NLF de forma simplificada, o principal método de análise consiste em uma redução média na inércia bruta da seção transversal dos elementos estruturais (Pinto, 1997), por meio da multiplicação de um coeficiente de redução pelo produto de rigidez à flexão (EI).

A ABNT NBR 6118:2003 estabelece, para estruturas em concreto armado, que os efeitos de 2ª ordem decorrentes da não-linearidade física podem ser considerados de maneira aproximada através da redução do produto de rigidez à flexão dos elementos estruturais, para estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos. Para estruturas de contraventamento compostas exclusivamente por vigas e pilares – e quando o coeficiente γ_z (coeficiente indicativo de não-linearidade geométrica) for menor que 1,3 – é permitido o cálculo da rigidez das vigas e pilares por:

$$(EI)_{sec} = 0,7 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (5.2)$$

Na equação (5.2), E_{ci} é o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto e I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto.

Para obtenção do coeficiente redutor da inércia bruta para consideração dos efeitos não-lineares físicos de forma simplificada, foi utilizado o conceito de produto de rigidez equivalente adotado em Pinto (2002):

$$EI_{eq} = \frac{RL_{iNL}}{RL_{iEL}} = \frac{\delta_{iEL}}{\delta_{iNL}} \quad (5.3)$$

Onde:

EI_{eq} = Produto de rigidez equivalente;

RL_{iNL} = Rigidez lateral para uma ação i , não-linear;

RL_{iEL} = Rigidez lateral para uma ação i , linear;

δ_{iEL} = Deslocamento lateral para uma ação horizontal i , linear;

δ_{iNL} = Deslocamento lateral para uma ação horizontal i , não-linear.

5.6 Análise dos Resultados

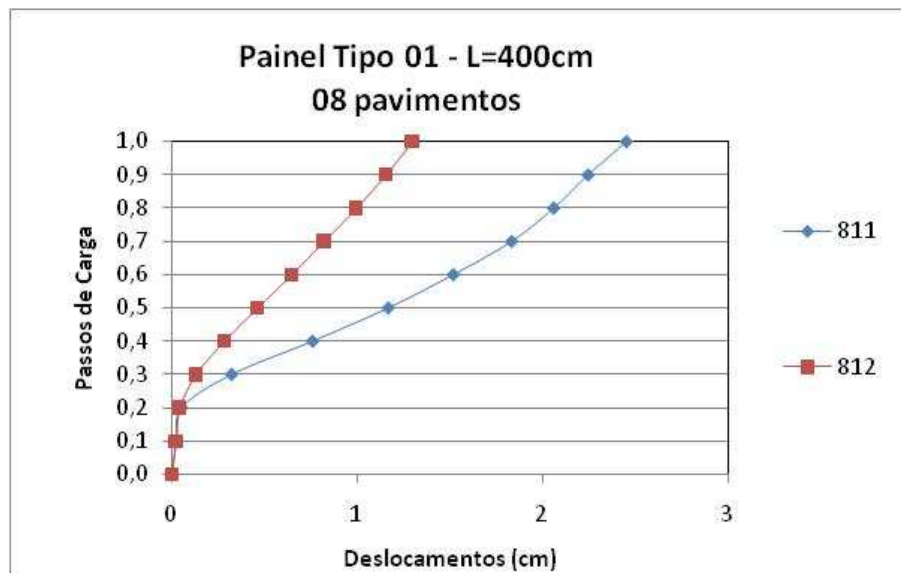
Os comportamentos dos painéis foram semelhantes para carregamentos e taxas de armaduras equivalentes, assim como ocorrido com os pórticos em concreto armado analisados por Pinto (2002). Os painéis estudados apresentaram as mesmas tendências na distribuição dos esforços (momentos fletores e esforços cortantes), não tendo sido os valores destes esforços descritos neste trabalho, uma vez que não são necessários ao cálculo do produto de rigidez equivalente.

Nas análises realizadas, a influência do número de pavimentos e da taxa de armadura adotada para a obtenção do coeficiente multiplicador da rigidez à flexão para considerar os efeitos da não-linearidade física de maneira simplificada foi avaliada separadamente para cada altura de pavimento adotada (oito, doze ou dezesseis).

Com relação à nomenclatura, os painéis foram denominados de 8ab, 12ab e 16ab, para o valor de a igual à largura do painel em estudo (1 para $L = 400$ cm e 2 para $L = 150$ cm) e b igual à taxa de armadura adotada (1 = 0,1% e 2 = 0,2%). Assim, o painel 822, por exemplo, representa o painel de 8 pavimentos, com largura $L = 150$ cm e taxa de armadura de 0,2%.

5.6.1 Deslocamentos no último pavimento

A Figura 5-3 apresenta os gráficos dos deslocamentos do último pavimento para os painéis de oito pavimentos para os 10 passos de carga considerados na ANL.



(a)

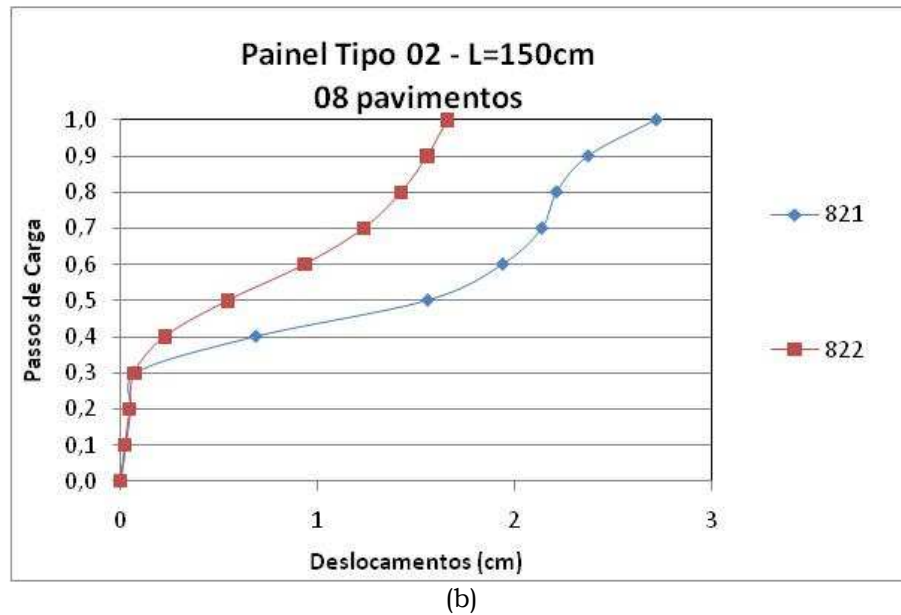
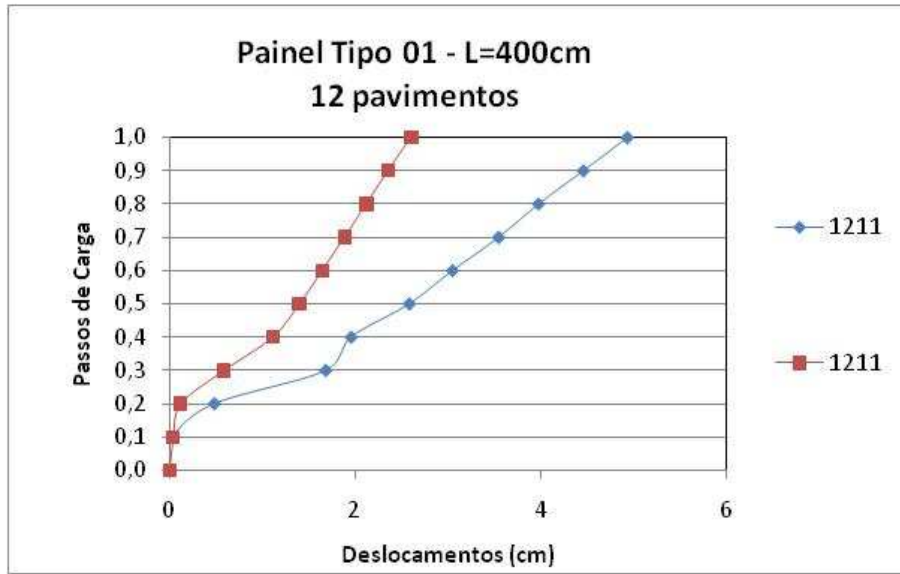


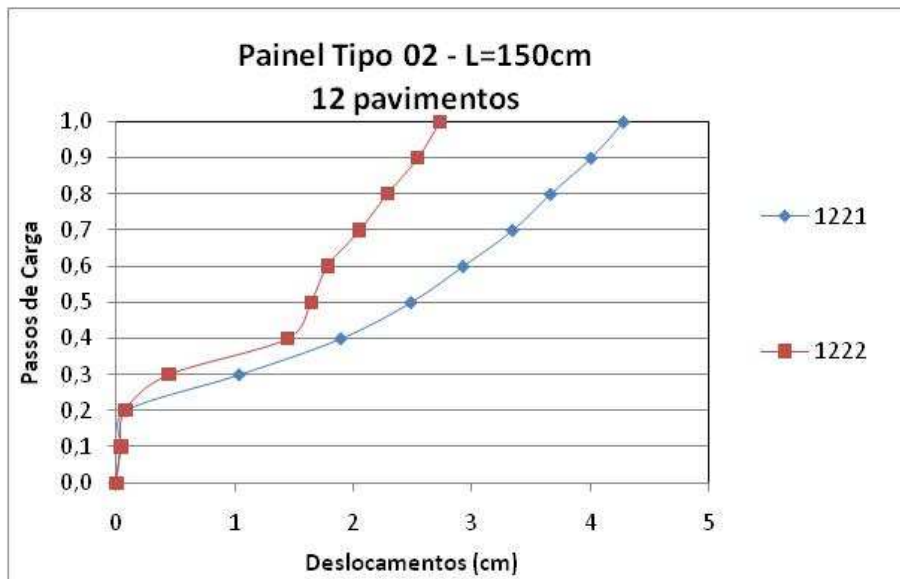
Figura 5-3 – Curvas força *versus* deslocamento para os painéis com oito pavimentos.
(a) L = 150cm; (b) L = 400 cm

Observa-se da Figura 5-3 que para as ações que painéis tiveram comportamentos semelhantes, para as rigidezes e taxas de armadura utilizadas.

A Figura 5-4 e a Figura 5-5 apresentam os gráficos dos deslocamentos do último pavimento para o painel com doze pavimentos e com dezesseis pavimentos, respectivamente, para os 10 passos de carga considerados na ANL.

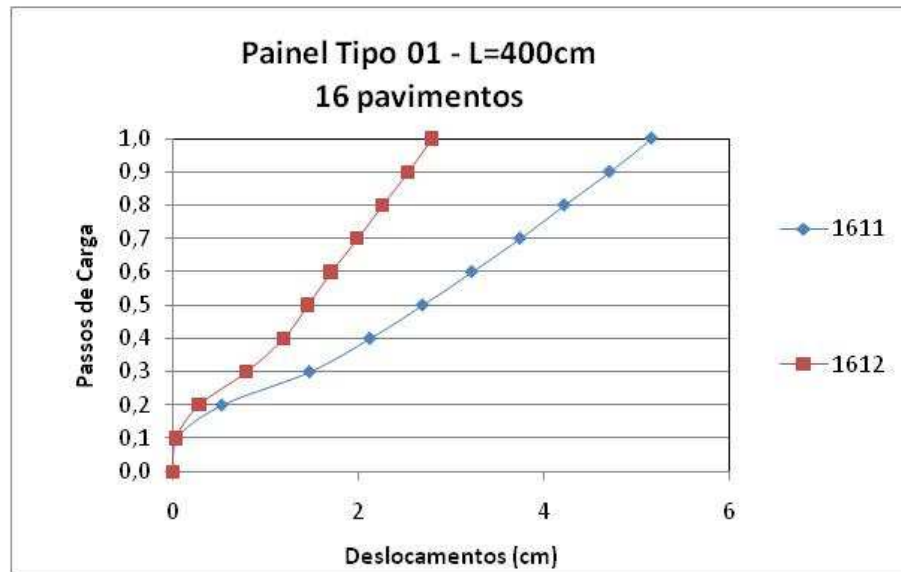


(a)

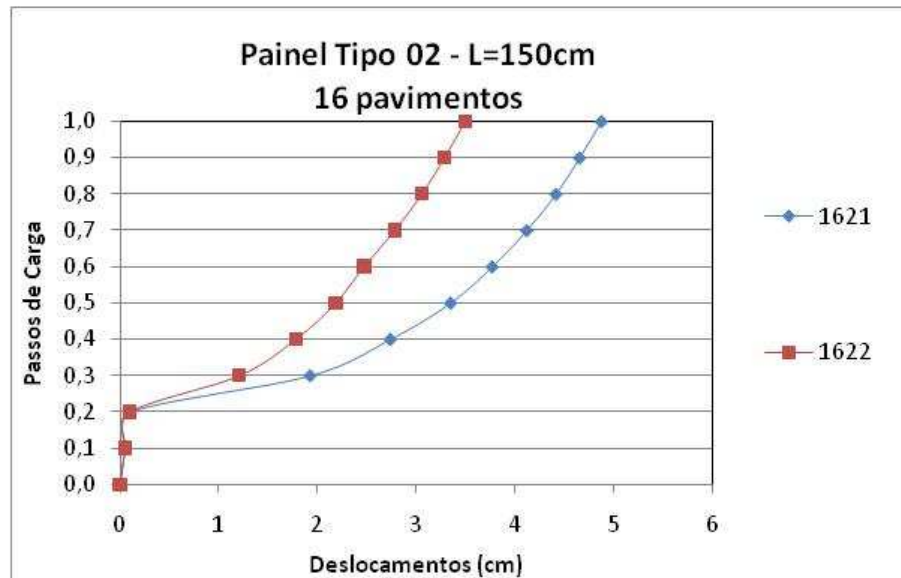


(b)

Figura 5-4 - Curvas força *versus* deslocamento para os painéis com doze pavimentos
(a) L = 150cm; (b) L = 400 cm



(a)



(b)

Figura 5-5 – Curvas força *versus* deslocamento para os painéis com dezesseis pavimentos (a) L = 150cm; (b) L = 400 cm

Assim como para os painéis de oito pavimentos, os painéis com doze e com dezesseis pavimentos apresentaram comportamento semelhante para rigidezes e taxas de armaduras proporcionais.

Os deslocamentos do último pavimento dos painéis em análise para as duas taxas de armadura utilizadas encontram-se na Tabela 5-4 e na Tabela 5-5.

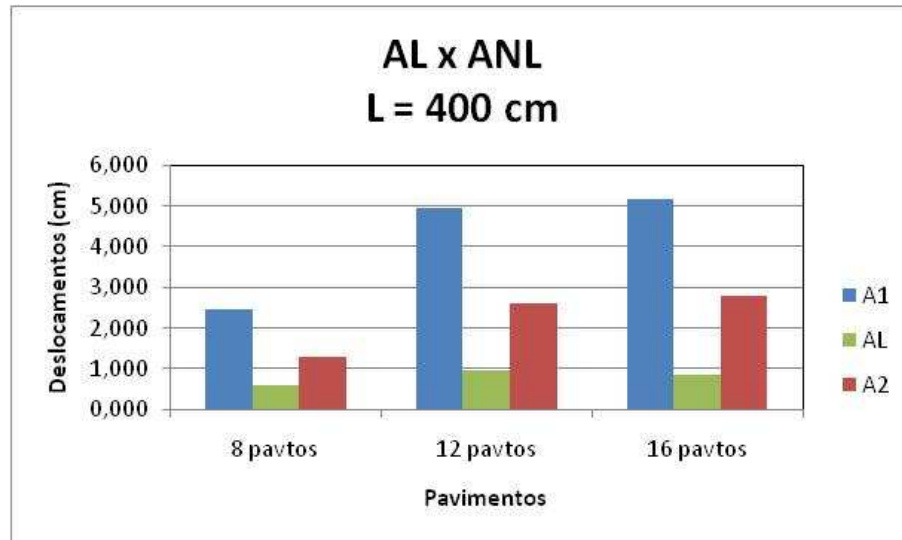
Tabela 5-4: Deslocamentos para o último pavimento: L=400 cm

Passos de carga	Deslocamentos (cm)					
	811	812	1211	1212	1611	1612
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.025	0.022	0.039	0.036	0.035	0.033
0.2	0.052	0.045	0.478	0.120	0.523	0.280
0.3	0.322	0.131	1.681	0.584	1.468	0.789
0.4	0.759	0.284	1.954	1.111	2.118	1.188
0.5	1.169	0.464	2.583	1.400	2.686	1.452
0.6	1.520	0.648	3.048	1.646	3.217	1.701
0.7	1.835	0.822	3.546	1.886	3.736	1.985
0.8	2.063	0.996	3.976	2.122	4.212	2.252
0.9	2.249	1.156	4.460	2.355	4.700	2.530
1.0	2.456	1.297	4.936	2.605	5.154	2.782

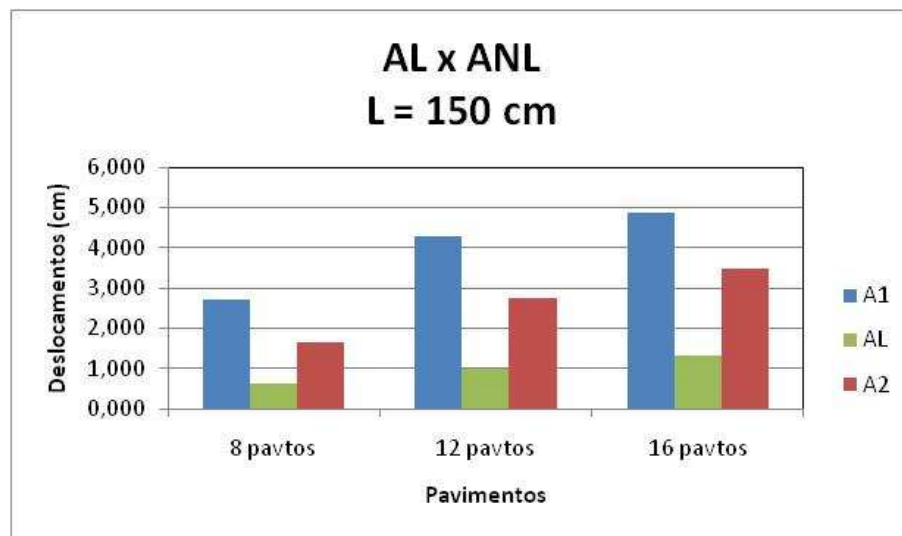
Tabela 5-5: Deslocamentos para o último pavimento: L=150 cm

Passos de Carga	Deslocamentos (cm)					
	821	822	1221	1222	1621	1622
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.026	0.024	0.040	0.037	0.053	0.051
0.2	0.051	0.047	0.079	0.074	0.105	0.101
0.3	0.076	0.071	1.038	0.444	1.930	1.204
0.4	0.686	0.225	1.897	1.445	2.742	1.778
0.5	1.558	0.546	2.488	1.643	3.353	2.182
0.6	1.938	0.935	2.929	1.782	3.773	2.470
0.7	2.136	1.234	3.347	2.054	4.123	2.781
0.8	2.211	1.422	3.666	2.286	4.419	3.056
0.9	2.371	1.554	4.009	2.545	4.657	3.285
1.0	2.717	1.656	4.283	2.731	4.880	3.496

A Figura 5-6 apresenta a comparação dos deslocamentos obtidos das análises lineares com os deslocamentos das análises não-lineares para o último pavimento dos painéis em estudo.



(a)



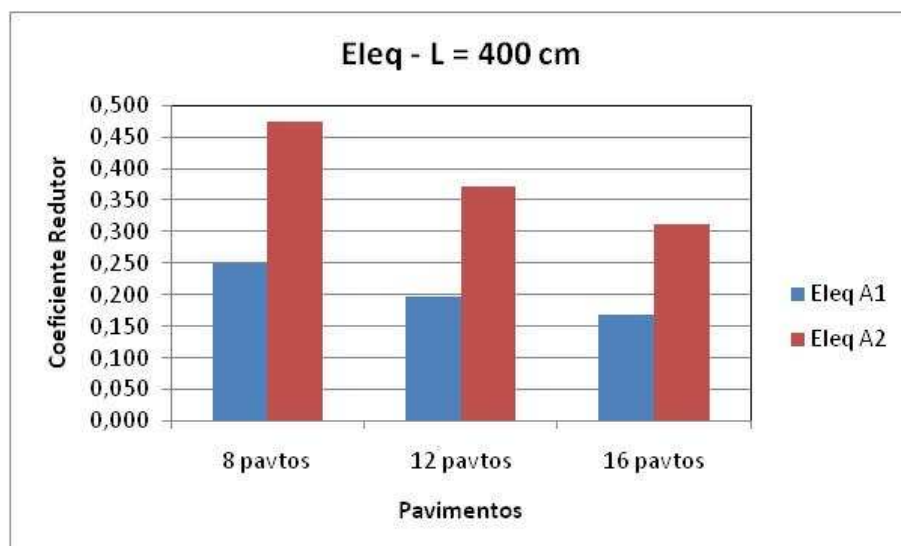
(b)

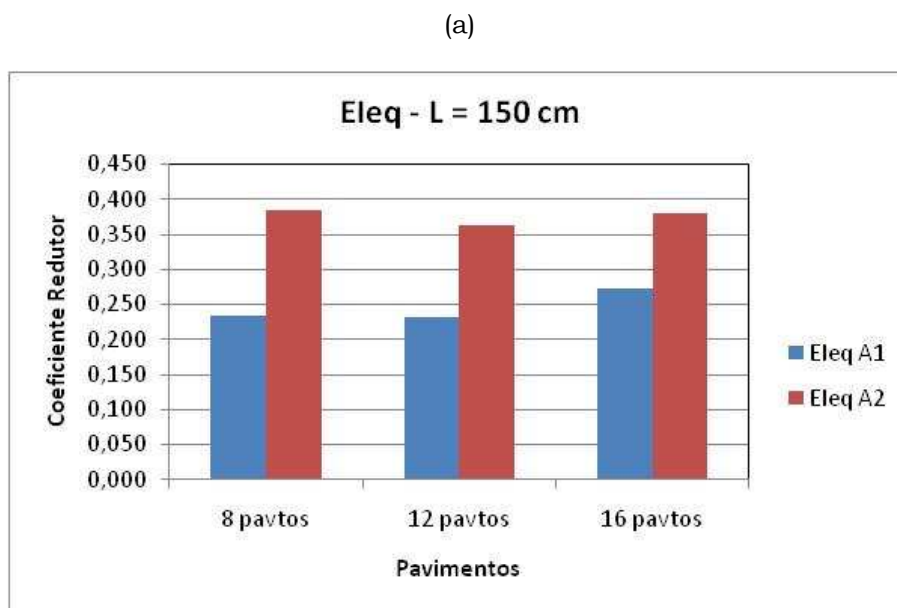
Figura 5-6 – AL x ANL
(a) L = 400 cm; (b) L = 150 cm

A utilização do dobro da taxa de armadura nos painéis não reduziu à metade os deslocamentos, conforme pode ser visto nos valores presentes na Tabela 5-4 e Tabela 5-5 e nos gráficos da Figura 5-6 (a) e (b). Enquanto que para os painéis com $L = 400$ cm a redução dos deslocamentos apresentada foi em torno de 47%, para os painéis com $L = 150$ cm esta redução apresentada com a análise para o dobro da taxa de armadura foi em torno de 35% (média).

5.6.2 Coeficientes redutores do produto de inércia equivalente

Quando aplicada a equação (5.2) para obtenção do coeficiente redutor do produto de rigidez à flexão aos deslocamentos obtidos para os painéis com $L = 400$ cm e $L = 150$ cm, encontraremos dois valores para cada altura de painel, correspondentes às duas diferentes taxas de armaduras adotadas. Esses valores de produto de rigidez podem ser vistos no gráfico da Figura 5-7.





(b)

Figura 5-7 – Eieq
(a) L = 400 cm; (b) L = 150 cm

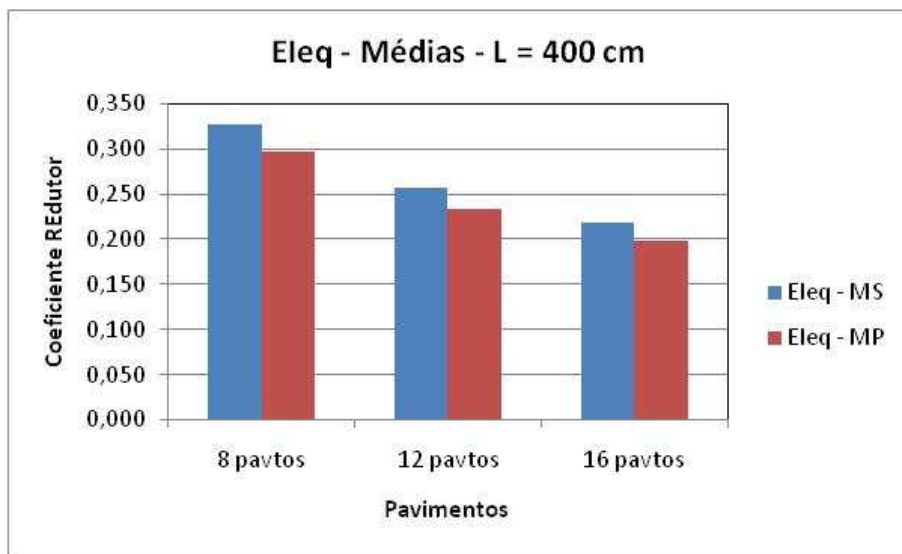
A Figura 5-7 tipo (a) apresenta os valores do coeficiente de redução do produto de rigidez à flexão para os painéis com L = 400 cm. A Figura 5-7 tipo (b) apresenta os valores do coeficiente de redução do produto de rigidez à flexão para os painéis com L = 150 cm. Conforme pode ser visto, a média do coeficiente redutor para os painéis com L = 400 cm foram de 0,20 para a taxa de armadura A1 e de 0,39 para a taxa de armadura A2. Para os painéis com L = 150 cm estes valores foram de 0,25 e 0,38, para a taxa de armadura A1 e para a taxa de armadura A2, respectivamente.

Afim de obter-se um valor único para o coeficiente de redução do produto de rigidez à flexão, os valores dos deslocamentos correspondentes às duas diferentes taxas de armaduras adotadas foram transformados em um único valor. Foram aplicadas aos valores dos deslocamentos:

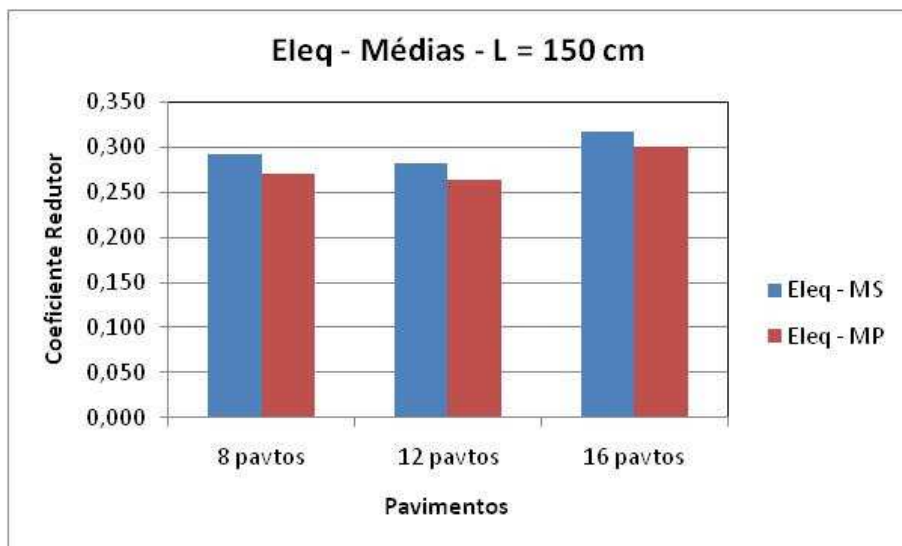
- Média aritmética simples aos valores dos deslocamentos referentes às taxas de armadura A1 e A2;

- Média aritmética ponderada aos valores dos deslocamentos referentes às taxas de armadura A1 e A2, com os pesos de 1 para A1 e 0,5 para A2.

O coeficiente redutor do produto de rigidez à flexão pode ser visto nos gráficos da Figura 5-8, para os painéis com L = 400 cm e L = 150 cm.



(a)



(b)

Figura 5-8 – Eleq: Aplicação de Médias
(a) L = 400 cm; (b) L = 150 cm

Percebe-se, pelos gráficos tipo (a) e (b) da Figura 5-8, que os valores encontrados para o coeficiente de redução do produto de rigidez à flexão (Eleq) foram muito próximos para as duas médias aplicadas aos deslocamentos das análises não-lineares (média simples e média ponderada).

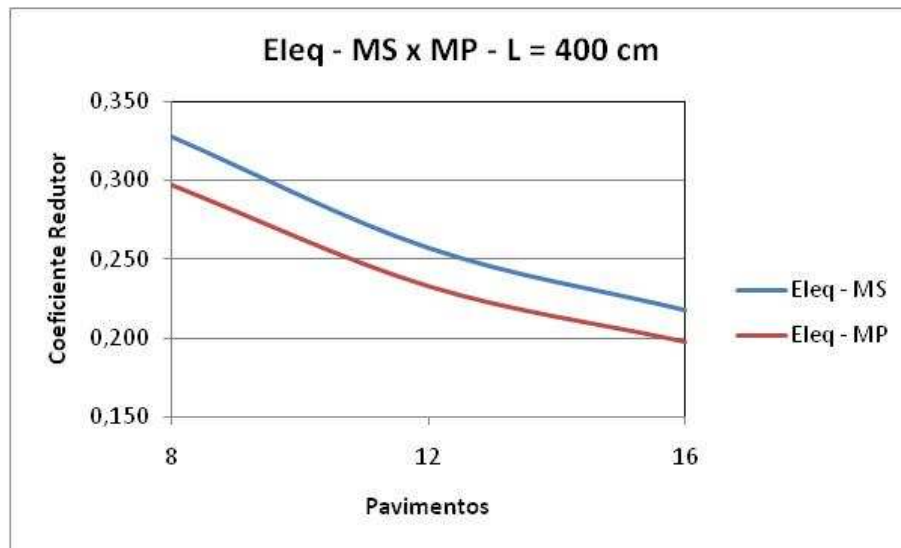
Dos gráficos apresentados, o gráfico tipo (a) refere-se aos painéis com $L = 400$ cm e os gráficos tipo (b) referem-se aos painéis com $L = 150$ cm. A primeira coluna apresenta os valores com a aplicação da média aritmética simples aos valores dos deslocamentos das análises não-lineares, enquanto que os valores presentes na segunda coluna apresentam os valores dos deslocamentos das análises não-lineares quando da aplicação de uma média ponderada.

Observa-se, ainda do gráfico da Figura 5-8, que as análises lineares obtiveram, como esperado, valores muito inferiores aos obtidos das análises não-lineares, fato que vem justificar a necessidade da realização de análises não lineares, sejam elas rigorosas ou simplificadas.

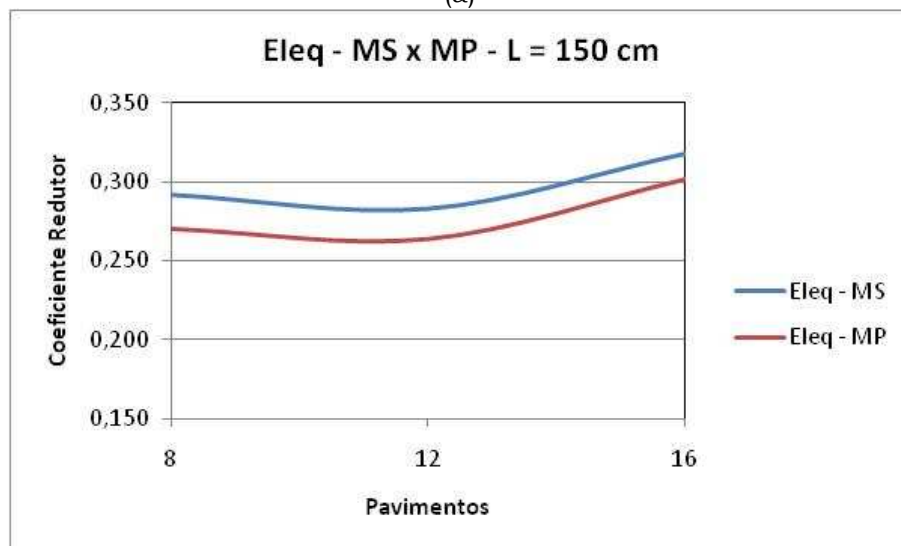
A Tabela 5-6 apresenta o coeficiente de redução do produto de inércia equivalente para os painéis em estudo.

Tabela 5-6: Coeficiente redutor do produto de rigidez à flexão – Eleq

Pavimentos	L = 400 cm		L = 150 cm	
	Eleq - MS	Eleq - MP	Eleq - MS	Eleq - MP
8 pavtos	0.327	0.297	0.292	0.270
12 pavtos	0.257	0.233	0.283	0.263
16 pavtos	0.218	0.198	0.318	0.301



(a)



(b)

Figura 5-9: Eleq: MS x MP
a) L = 400 cm; (b) L = 150 cm

Para os painéis estudados, observa-se que os coeficientes redutores do produto de rigidez à flexão apresentados da Figura 5-9 tipo (a) e tipo (b) foram muito baixos, se comparados com o valor de Eleq para pórticos em concreto armado, dado pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2003) como 0,7.

6 CONCLUSÕES

6.1 Generalidades

Neste trabalho foram analisados os deslocamentos horizontais de painéis de contraventamento de alvenaria estrutural, no regime não-linear rigoroso, apenas com considerações dos efeitos devido à não-linearidade física.

A alvenaria foi representada por um meio contínuo e homogêneo. Os painéis de contraventamento estudados não foram dotados de aberturas e as análises foram realizadas pelo método do pórtico plano, no qual cada parede foi discretizada por elementos lineares com três graus de liberdade por nó (dois deslocamentos e uma rotação). A laje foi idealizada como um diafragma rígido em seu plano.

Os painéis foram carregados e armados de forma paramétrica, com duas diferentes taxas de armaduras ($A1$ e $A2$), para uma ação horizontal w , a qual limita o deslocamento horizontal ao topo do painel em $H/3500$. As ações verticais utilizadas simularam a reação de uma laje de pavimento com o peso próprio e as sobrecargas de utilização.

As análises foram realizadas com a utilização do programa PPNL, desenvolvido por Pinto (2002), com as devidas atualizações. Foi apresentada uma formulação simplificada para consideração da rigidez do conjunto

concreto-aço, para utilização em softwares comerciais para análise linear, para quando houver a necessidade da consideração do acréscimo de rigidez dado pelas armaduras. Os deslocamentos obtidos pelo método simplificado para obtenção da rigidez conjunta concreto-aço foram comparados com os resultados obtidos da análise linear exata pelo PPNL, os quais apresentaram bons resultados (diferença entre os métodos ficou em menos de 1%).

A alteração principal no programa PPNL foi possibilitar a definição de diferentes módulos de elasticidade para diferentes elementos, o que é fundamental em edifícios de alvenaria estrutural, nos quais a resistência do bloco usado em cada pavimento é definida em função do carregamento naquele pavimento. Assim, cada pavimento trabalha com um módulo de elasticidade diferente, o qual é definido pela resistência do bloco.

6.2 Resultados

Foram apresentados os resultados dos deslocamentos das análises lineares rigorosas no capítulo 5. Os deslocamentos apresentaram grande variabilidade entre as análises lineares, que são frequentemente empregadas nos escritórios de projeto, e a análise não-linear, demonstrando a necessidade da realização de análises que considerem os efeitos das não-linearidades para edifícios altos, principalmente para ações horizontais de grande intensidade e/ou quando a estrutura apresentar baixa rigidez.

Entretanto, por uma análise não-linear rigorosa demandar muito tempo, recursos computacionais avançados e profissionais especializados, surge a necessidade da utilização de ferramentas que simplifiquem estas análises.

Para a consideração da NLF em análises simplificadas, o método mais empregado é a utilização de um coeficiente redutor do produto de rigidez obtido das análises lineares para a aproximação dos resultados com as análises não-lineares rigorosas.

Este estudo identificou, assim, uma faixa de valores para o coeficiente de redução do produto de rigidez à flexão para ser utilizado nas análises não-lineares físicas simplificadas. Não teve o objetivo, porém, de identificar os critérios para se determinar a necessidade da realização ou não de uma análise não linear (simplificada ou rigorosa), bem como não foram considerados os efeitos devidos à NLG nas análises.

A metodologia sugerida para o cálculo do coeficiente multiplicador da rigidez à flexão em função do número de pavimentos e da taxa de armadura do painel forneceu valores extremamente baixos desse coeficiente, quando comparados os valores ao valor aplicado à estruturas de concreto armado, dados pela NBR 6118 (ABNT, 2003). Em geral, para este coeficiente:

- Para uma mesma taxa de armadura e mesma intensidade da ação horizontal, o coeficiente que multiplica a rigidez à flexão tende a diminuir com o número de pavimentos, indicando que a não-

linearidade física é mais evidente em edifícios altos (maiores momentos);

- Para uma mesma taxa de armadura, esse coeficiente diminui com o aumento da intensidade da ação horizontal atuante, mostrando que o aumento da armadura leva a uma diminuição dos efeitos da não-linearidade física, uma vez que a armadura combate a fissuração do concreto. Levando em conta que o valor de w_2 corresponde ao dobro do valor de w_1 e que w_3 corresponde ao quádruplo do valor de w_1 , verifica-se que a relação entre essas reduções e a intensidade da ação horizontal não é linear.

6.3 Trabalhos futuros

Para complementação desta pesquisa, sugere-se a realização de novas pesquisas que utilizam um modelo constitutivo mais refinado que o atual modelo utilizado neste trabalho, substituindo os trechos retos da curva tensão-deformação utilizados por curvas suaves.

Como os valores apresentados nos resultados foram extremamente baixos, sugere-se a realização de novas análises com a utilização de elementos finitos mais refinados – como elementos finitos planos (chapas/placas) para representação geométrica dos painéis também é recomendada para uma análise mais real dos dados.

Sugere-se a realização de análises em outros diferentes painéis, com diferentes geometrias, elevando a intensidade das ações horizontais, para analisar os efeitos da não-linearidade física quando a estrutura estiver próxima ao colapso, uma vez que este estudo utilizou ações horizontais de baixa intensidade (limite de deformações no regime linear).

Sugere-se, também, a utilização do programa PPNL a edifícios de alvenaria usuais, com a aplicação simultânea de carregamentos verticais e ações horizontais, para verificar os valores de redução do produto de rigidez encontrados neste estudo.

Referências

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

_____ (1989). NBR 10839: *Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro.

_____ (2003). NBR 6118: *Projeto e execução de obras de concreto armado – procedimento*. Rio de Janeiro.

BULL, J. W. (2001). *Computational Modelling of Masonry, Brickwork and Blockwork Structures*. s.l. : Saxe-Coburg Publications.

CAMACHO, J. S. (1995). Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica. *Tese (Doutorado)*. São Paulo : Escola Politécnica - Universidade de São Paulo.

CORRÊA, M. R. S. and RAMALHO, M. A. (1994). *Efeitos de aberturas em painéis de alvenaria estrutural*. Florianópolis : 5th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, p. 359-367.

Eurocode-6. (1995). Eurocode 6 - Design of Masonry Structures. *Part 1-1: General Rules for Buildings. Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry*. ENV : s.n.

FIGUEIRAS, J.A. (1983). *Ultimate Load analysis of anisotropic and reinforced concrete plates and shells*. Swansea. Ph.D. Thesis, - Department of Civil Engineering, University College of Swansea.

HENDRY, A. W. (1981). *Structural Brickwork*. s.l. : The Macmilan Press.

_____. (1998). *Structural Masonry*. The Macmilan Press.

HENDRY, A. W., SINHA, P. B. and DAVIES, S. R. (1997). *Design of Masonry Structures*. University of Edinburg : Department of Civil Engineering.

KENT, D. C.; PARK, R. (1971). *Flexural members with confined concrete*. Journal of Structural Division (ASCE), v.97, n. ST7, p1969-1990, July.

NASCIMENTO NETO, J. A. and CORRÊA, M. R. S. (2002). Análise tridimensional de edificios em alvenaria estrutural submetidos à ação do vento. São Carlos : Caderno de Engenharia de Estruturas. n. 19, pp. 81-100.

PELETEIRO, S. C. (2002). Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural. *Tese (doutorado)*. São Carlos : Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

PINTO, R. S. (1997). *Não-linearidade física e geométrica no projeto de edificios usuais de concreto armado*. *Dissertação (Mestrado)*. São Carlos : SET/EESC.

_____. (2002). *Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios de concreto armado*. Tese (Doutorado). São Carlos : SET/EESC.

QAMARUDDIN, M., AL-ORAIMI, S. and HAGO, A. W. (1996). Mathematical model for lateral stiffness of shear walls with openings. south bend, Indiana, USA : University of Notre Dame. p. 605-615.

RAMALHO, M. A. and CORRÊA, M. R. S. (2003). *projeto de edifícios de alvenaria estrutural*. São Paulo: Pini.

SILVA, F. A. N., LOURENÇO, P. B. and OLIVEIRA, R. A. (2003). *Paredes de alvenaria estrutural não-armadas dotadas de aberturas e submetidas a carregamentos laterais*. Universidade do Minho: Departamento de Engenharia Civil.

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

YAGUI, T. (1978). *Análise de estruturas de edifícios constituídas de núcleo de concreto armado e pilares ou pendurais de aço (carregamento crítico de instabilidade)*. Tese (Livre docência). Campinas: Unicamp.