

**ESTUDO DA INTERAÇÃO DE PAREDES
DE ALVENARIA ESTRUTURAL
COM VIGAS
DE CONCRETO ARMADO**

Palmira Cordeiro Barbosa

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 de Estruturas.

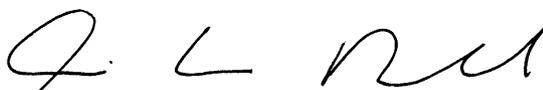
ORIENTADOR: Prof. Dr. Marcio Antonio Ramalho

São Carlos
2000

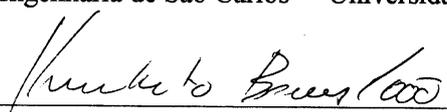
FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidata: Engenheira **PALMIRA CORDEIRO BARBOSA**

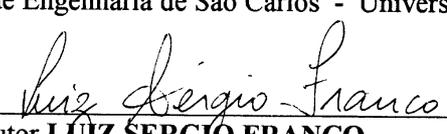
Dissertação defendida e aprovada em 21-12-2000
pela Comissão Julgadora:



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



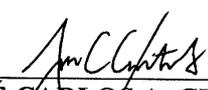
Prof. Doutor **HUMBERTO BREVES CODA**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



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



Profa. Doutora **ANA LÚCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS**
Coordenadora do Programa de Pós-Graduação
em Engenharia de Estruturas



JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

*À minha mãe Josélia,
por sua adorável capacidade de transformar
minhas catástrofes em inesperados troféus.*

*À minha irmã Giovanna,
que, no seu jeito de ser,
me ensina que na vida, existem várias lógicas
e que nenhuma delas tem razão de ser.*

*Ao meu esposo Agnaldo,
a escolha mais perfeita,
uma imagem nítida no meio de tantas
outras desfocadas.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus, por ter me guiado durante estes dois anos tornando possível a obtenção deste título.

Reconheço o grande e valioso empenho do Prof. Marcio Antonio Ramalho neste trabalho e agradeço, não só pela orientação, mas também pela amizade e compreensão.

Através deste trabalho, conheci duas pessoas muito especiais: Ana Cláudia e Patrícia Garcia. Agradeço a elas pela inesquecível convivência diária, através da qual partilhamos não só nossas dívidas, mas também nossas vidas.

Dentre tanto professores que, de uma forma ou de outra, ajudaram no desenvolvimento deste trabalho, gostaria de destacar a participação dos professores Marcio R. S. Correia e Ana Lúcia El Debs, pela cooperação e sugestões.

Agradeço aos Professores Libânio M. Pinheiro e Humberto B. Coda, que avaliaram este projeto em sua fase inicial contribuindo assim, com sugestões muito importantes no desenvolvimento do trabalho.

De forma muito especial, agradeço a Suzana C. Peleteiro, pelo importante auxílio técnico fornecido principalmente, na parte de modelagem numérica.

Não poderia deixar de agradecer também à minha turma de mestrado: Ana Cláudia, Patrícia Garcia, Patrícia Lizi, Yuri, Roberto, Valentim, Rejane, Rodrigo, Eduardo, Marcelo e George. Pelo constante incentivo, amizade, e também pelas inúmeras contribuições técnicas.

Agradeço a todos os funcionários do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, em especial a Maria Nadir Minatel, pela ajuda proporcionada na redação das referências bibliográficas.

Reconheço que muitas outras pessoas, familiares e amigos, mesmo distantes fisicamente, torceram muito pelo sucesso nesta etapa de minha vida. A eles, minha gratidão.

Agradeço à Tecsof Engenharia de estruturas, pela disponibilização dos projetos estruturais dos edifícios apresentados neste trabalho.

Agradeço à Ávila Engenharia de Estruturas que, neste último ano, demonstrou grande compreensão concretizada através da concessão de licença para desenvolvimento do trabalho.

Agradeço também ao CNPQ, pelo auxílio financeiro concedido durante dois anos, sem o qual não teria sido possível a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	iv
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	vi
LISTA DE SÍMBOLOS	vii
RESUMO	ix
ABSTRACT	x
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 ASPECTOS HISTÓRICOS	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 JUSTIFICATIVAS	3
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	4
2. ASPECTOS TEÓRICOS	5
2.1 INTRODUÇÃO	5
2.2 EFEITO ARCO	6
2.2.1 Características do sistema parede-viga	6
2.2.2 Rigidez relativa do sistema parede-viga	8
2.2.3 Influência da altura da parede no efeito arco	10
2.3 CONTATO	10
3. PARÂMETROS DA MODELAGEM	13
3.1 INTRODUÇÃO	13
3.2 Definição do coeficiente de atrito e da tensão máxima de cisalhamento	14
3.2.1 Estudos experimentais	14
3.2.2 Especificações da norma inglesa BS 5628 (1978)	16
3.2.3 Especificações da norma americana ACI (1992)	16
3.2.4 Especificações da norma australiana AS 3700 (1998)	17
3.2.5 Especificações da norma brasileira NB-1228 (1989)	17

3.2.6 Valores adotados	17
3.3 DEFINIÇÃO DAS RESTRIÇÕES	17
3.4 CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS	20
3.4.1 Elementos para discretização da parede e da viga	20
3.4.2 Elementos de contato	21
3.4.3 Definição do Coeficiente de rigidez normal do elemento de contato	24
4. PAREDES SEM ABERTURAS SOBRE VIGAS BIAPOIADAS	25
4.1 INTRODUÇÃO	25
4.2 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS	26
4.3 PAREDE 1B	29
4.3.1 Modelos numéricos	29
4.3.2 Definição da rede	30
4.3.3 Análise de resultados	31
4.4 PAREDE 7	34
4.4.1 Modelos numéricos	34
4.4.2 Definição da rede	35
4.4.3 Análise de resultados	35
4.5 CONCLUSÕES	38
5. PAREDES COM ABERTURAS SOBRE VIGAS BIAPOIADAS	40
5.1 INTRODUÇÃO	40
5.2 TRABALHOS DESENVOLVIDOS SOBRE O TEMA EM QUESTÃO	40
5.3 ASPECTOS TEÓRICOS	41
5.4 DADOS EXPERIMENTAIS	43
5.5 MODELOS NUMÉRICOS	44
5.6 ANÁLISE DE RESULTADOS	46
5.6.1 Parede 5	46
5.6.2 Parede 6	46
5.6.3 Parede 7	50
5.6.4 Parede 8	52
5.6.5 Parede 9	54
5.7 CONCLUSÕES	56
6. MODELOS MATEMÁTICOS SIMPLIFICADOS	58
6.1 INTRODUÇÃO	58
6.2 MODELOS MATEMÁTICOS SIMPLIFICADOS DE B. STAFFORD SMITH E J. R. RIDDINGTON	58

6.2.1 Modelo A	58
6.2.2 Modelo B	62
6.2.3 Conclusões	64
6.3 MODELO MATEMÁTICO SIMPLIFICADO DE S.R. DAVIES E A.E. AHMED	64
6.3.1 Cálculo da tensão vertical máxima	65
6.3.2 Cálculo da tração máxima na viga	66
6.3.3 Cálculo da tensão cisalhante máxima na parede	66
6.3.4 Cálculo do momento fletor na viga	67
6.3.5 Cálculo da flecha no centro da viga	68
6.3.6 Conclusões	68
6.4 APLICAÇÕES DOS MODELOS MATEMÁTICOS SIMPLIFICADOS	68
6.4.1 Parede 1b	69
6.4.1.1 Segundo B. Stafford Smith e J. R. Riddington - Método A	69
6.4.1.2 Segundo B. Stafford Smith e J. R. Riddington - Método B	69
6.4.1.3 Segundo S.R. Davies e A.E. Ahmed	70
6.4.1.4 Análise de resultados	71
6.4.2 Parede 7 de Rosenhaupt	72
6.4.3 Parede 5	73
6.5 CONCLUSÕES	75
7. PAREDES SOBRE PAVIMENTOS DE CONCRETO	76
7.1 INTRODUÇÃO	76
7.2 EDIFÍCIO SANTA MARIA	78
7.2.1 Descrição dos modelos numéricos	78
7.2.2 Análise de resultados	81
7.3 EDIFÍCIO ITÁLIA	91
7.3.1 Descrição dos modelos numéricos	91
7.3.2 Análise de resultados	94
7.4 CONCLUSÕES	101
8. CONCLUSÕES	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	106
BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	109

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1** - Configuração do arco em paredes sobre apoios discretos
- Figura 2.2** - Edificação em alvenaria estrutural sobre pilotis em concreto armado
- Figura 2.3** - Tensões verticais de tração na interface parede-viga
- Figura 2.4** - Distribuição de tensões no sistema parede-viga
- Figura 2.5** - Esforços na viga
- Figura 2.6** - Dois sistemas parede-viga com carregamento equivalente
- Figura 2.7** - Comportamento não-linear
- Figura 3.1** - Lei de atrito de Coulomb
- Figura 3.2** - Relação τ x σ obtida através dos ensaios desenvolvidos por Hendry e Sinha.
- Figura 3.3** - Modelos numéricos para análise da posição da restrição
- Figura 3.4** - Esforços de tração na viga para diferentes condições de restrição
- Figura 3.5** - Configuração dos elementos de contato de superfície
- Figura 3.6** - Penetração de uma superfície de contato numa superfície alvo controlada por FKN
- Figura 4.1** - Deformação da estrutura parede-viga segundo modelos com elementos de contato e sem elementos de contato
- Figura 4.2** - Arranjo experimental de Rosenhaupt
- Figura 4.3** - Redes estudadas para a Parede 1b
- Figura 4.4** - Deformações na Parede 1b para três opções de rede diferentes
- Figura 4.5** - Parede 1b – Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga
- Figura 4.6** - Parede 1b – Separação, deslizamento e distribuição de tensões verticais
- Figura 4.7** - Rede adotada pela Parede 7
- Figura 4.8** - Parede 7 – Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga
- Figura 4.9** - Parede 7 – Distribuição de tensões verticais na parede (10^{-2} kN/cm²)
- Figura 4.10** - Parede 7 – Separação e deslizamento na interface parede-viga (mm)
- Figura 5.1** - Concentrações de tensões numa parede com abertura da porta
- Figura 5.2** - Flechas obtidas a partir dos ensaios descritos em DAVIES&AHMED(1976)

- Figura 5.3** - Flechas obtidas a partir dos ensaios descritos em MO TING-BIN et al (1988)
- Figura 5.4** - Características das paredes ensaiadas por Davies e Ahmed
- Figura 5.5** - Redes adotadas nos modelos numéricos com aberturas
- Figura 5.6** - Parede 5 – Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga
- Figura 5.7** - Parede 6 – Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga
- Figura 5.8** - Parede 6 – Separação, deslizamento e distribuição de tensões verticais
- Figura 5.9** - Parede 7 (Davies e Ahmed) – Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga
- Figura 5.10** - Parede 7 (Davies e Ahmed) – Distribuições de tensões verticais na parede (10^{-1} kN/cm²)
- Figura 5.11** - Parede 8 – Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga
- Figura 5.12** - Parede 8 – Distribuição de tensões verticais na parede (10^{-1} kN/cm²)
- Figura 5.13** - Parede 9 – Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga
- Figura 5.14** - Parede 9 - Separação, deslizamento e distribuições de tensões verticais
- Figura 6.1** - Distribuições aproximadas de tensões adotadas por Smith e Riddington
- Figura 6.2** - Resultados das análises numéricas descritas em STAFFORD SMITH & RIDDINGTON (1977)
- Figura 6.3** - Cálculo dos coeficientes α , γ e β segundo a variação de H/L
- Figura 6.4** - Distribuições aproximadas de tensões adotadas por Davies e Ahmed
- Figura 6.5** - Distribuições de tensões verticais de acordo com o parâmetro R
- Figura 7.1** - Casos particulares de sistemas parede-viga
- Figura 7.2** - Elementos SHELL63 e BEAM4
- Figura 7.3** - Forma do Edifício Santa Maria
- Figura 7.4** - Modulação da alvenaria do Edifício Santa Maria
- Figura 7.5** - Edifício Santa Maria - Modelo 1
- Figura 7.6** - Edifício Santa Maria - Modelo 2
- Figura 7.7** - Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V02 do Edifício Santa Maria
- Figura 7.8** - Esforços na viga V02 do Edifício Santa Maria
- Figura 7.9** - Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V12 do Edifício Santa Maria
- Figura 7.10** - Esforços na viga V12 do Edifício Santa Maria
- Figura 7.11** - Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V19 do Edifício Santa Maria
- Figura 7.12** - Esforços na viga V19 do Edifício Santa Maria

Figura 7.13 - Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V23 do Edifício Santa Maria

Figura 7.14 - Esforços na viga V23 do Edifício Santa Maria

Figura 7.15 - Forma do Edifício Itália

Figura 7.16 - Modulação da alvenaria do Edifício Itália

Figura 7.17 - Edifício Itália - Modelo 1

Figura 7.18 - Edifício Itália - Modelo 2

Figura 7.19 - Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V02 do Edifício Itália

Figura 7.20 - Esforços na viga V02 do Edifício Itália

Figura 7.21 - Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V06 do Edifício Itália

Figura 7.22 - Esforços na viga V06 do Edifício Itália

Figura 7.23 - Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V12 do Edifício Itália

Figura 7.24 - Esforços na viga V12 do Edifício Itália

LISTA DE TABELAS

- Tabela 3.1** - Resultados experimentais obtidos para a tensão de aderência e o coeficiente de atrito segundo a relação $\tau = \tau_0 + \mu \cdot \sigma$
- Tabela 3.2** - Resistências das argamassas segundo a BS 5628 (1978)
- Tabela 3.3** - Tensões admissíveis para o cisalhamento na alvenaria não-armada de blocos de concreto segundo NB - 1228
- Tabela 3.4** - Características dos elementos para discretização da parede e da viga
- Tabela 3.5** - Características dos modelos CNN, CNS e CSS segundo o Ansys 5.5
- Tabela 3.6** - Características dos elementos de contato de superfície
- Tabela 4.1** - Propriedades dos materiais utilizados nos ensaios de Rosenhaupt
- Tabela 4.2** - Consumo de materiais para confecção da argamassa utilizada nos ensaios de Rosenhaupt
- Tabela 4.3** - Elementos adotados nos modelos numéricos da Parede 1b
- Tabela 5.1** - Propriedades dos materiais usados nos ensaios de Davies e Ahmed
- Tabela 5.2** - Elementos adotados nos modelos numéricos das Paredes 5, 6, 7, 8 e 9
- Tabela 6.1** - Roteiro para determinação das tensões na parede e momento fletor na viga segundo RIDDINGTON & STAFFORD SMITH (1973)
- Tabela 6.2** - Parede 1b – Dados para aplicação dos modelos matemáticos simplificados
- Tabela 6.3** - Parede 1b – Modelos numéricos considerados na comparação com modelos matemáticos simplificados
- Tabela 6.4** - Parede 1b – Comparação de resultados
- Tabela 6.5** - Parede 7 - Dados para aplicação dos modelos matemáticos simplificados
- Tabela 6.6** - Parede 7 – Modelos numéricos considerados na comparação com modelos matemáticos simplificados
- Tabela 6.7** - Parede 7 – Comparação de resultados
- Tabela 6.8** - Parede 5 – Dados para aplicação dos modelos matemáticos simplificados

Tabela 6.9 - Parede 5 – Modelos numéricos considerados na comparação com modelos matemáticos simplificados

Tabela 6.10 - Parede 5 – Comparação de resultados

Tabela 7.1 - Propriedades dos materiais do Edifício Santa Maria

Tabela 7.2 - Propriedades dos materiais do Edifício Itália

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ACI	- American Concrete Institute
AS	- Australian Standards
BS	- British Standards
NB	- Norma Brasileira
CNN	- Contato de nó a nó
CNS	- Contato de nó a superfície
CSS	- Contato de superfície a superfície

LISTA DE SÍMBOLOS

P	- carga total aplicada no topo da parede
p	- carga uniformemente distribuída no topo da parede
H	- altura da parede
h_v	- altura da viga
L	- distância entre os apoios da viga
K	- rigidez relativa entre a parede e a viga, adotada por Riddington e Smith
K_a	- rigidez axial da viga
R	- rigidez relativa entre a parede e a viga, adotada por Davies e Ahmed
E_p	- módulo de elasticidade longitudinal da parede
E_v	- módulo de elasticidade longitudinal da viga
F_n	- Força normal
F_s	- Força tangencial
I_v	- inércia da viga
t_p	- espessura da parede
σ_{\max}	- tensão vertical máxima na base da parede
σ_{alv}	- tensão vertical na alvenaria
τ_{\max}	- tensão cisalhante máxima na base da parede
τ	- tensão cisalhante na parede
τ_0	- tensão de aderência da alvenaria
T_{\max}	- tração máxima na viga
l	- comprimento de contato utilizado no modelo A de Smith e Riddington
B	- constante para determinação do comprimento de contato l
P_u	- carga última da parede
f_{alv}	- resistência à compressão da alvenaria
f_a	- resistência à compressão da argamassa
f'_{mt}	- resistência à flexão da alvenaria

- A_v - área da seção transversal da viga
- α, γ, β, r e λ - parâmetros utilizados no modelo de Davies e Ahmed
- l_v - comprimento de contato para a tensão vertical
- l_c - comprimento de contato para a tensão cisalhante
- μ - coeficiente de atrito
- ν - coeficiente de Poisson

RESUMO

BARBOSA, P. C. (2000). *Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado*. São Carlos, 2000. 110p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este trabalho apresenta modelos numéricos em elementos finitos, elaborados com o auxílio do programa ANSYS 5.5, de paredes de alvenaria estrutural apoiadas em vigas de concreto armado. São estudados diversos modelos possíveis de serem utilizados, inclusive com a consideração das não-linearidades de contato, ou seja, a separação e o deslizamento que tendem a ocorrer na interface parede-viga por ocasião do efeito arco. Para tanto, são introduzidos elementos de contato nesta interface. Os resultados obtidos são comparados entre si e também com resultados experimentais encontrados na literatura, de modo a se avaliar as características positivas e negativas de cada procedimento.

Palavras-chave: efeito arco, alvenaria, concreto armado.

ABSTRACT

BARBOSA, P. C. (2000). *Study of composite action of masonry walls and reinforced concrete beams*. São Carlos, 2000. 110p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This work describes numerical procedures using ANSYS 5.5 program for modeling masonry walls supported by reinforced concrete beams. Several available procedures for this case are studied, including or not, non-linear effects that can occur at the boundary surface between the masonry wall and the concrete beam, because of the arch effect. So, obtained results for these numerical models are compared among themselves and with experimental results found in papers, in order to obtain some information about their acuity.

Keywords: arch effect, masonry, reinforced concrete.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 ASPECTOS HISTÓRICOS

A alvenaria estrutural existe desde a antiguidade, quando foi largamente empregada na construção de edificações e monumentos. Alguns exemplos famosos do emprego da alvenaria estrutural nesta época são a Pirâmide de Quéops, o Coliseu, a Muralha da China e o Farol de Alexandria.

Mais recentemente, com o surgimento do aço e do concreto armado, que possibilitaram a construção de estruturas mais arrojadas, o uso da alvenaria restringiu-se a obras de pequenos porte. Neste período, os métodos empíricos de dimensionamento da alvenaria estrutural começaram a dar lugar a princípios mais racionais, possibilitando um maior aproveitamento dos materiais e estruturas mais esbeltas.

A partir da década de 50, com a procura de formas alternativas de construção, a alvenaria ganhou novo impulso. Nesta época, muitos edifícios em alvenaria estrutural foram construídos em vários países do mundo como Inglaterra, Alemanha, Austrália e Estados Unidos.

Segundo a ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA (1990), no Brasil, a alvenaria estrutural só começou a se desenvolver de forma concreta na década de 1970. Isto aconteceu juntamente com os esforços das construtoras em reduzir custos e otimizar sistemas construtivos.

Nos últimos anos, o interesse pela alvenaria estrutural cresceu de forma notável, devido às vantagens que se obtêm com a sua utilização. A experiência tem demonstrado que o emprego da alvenaria estrutural pode trazer vantagens técnicas e econômicas como: redução de custos, simplificação das técnicas de execução, menor diversidade dos materiais empregados, redução da mão-de-obra e rapidez na execução. Isso permite uma melhor penetração no mercado, especialmente junto às classes média e baixa.

Dentro do esforço de aprofundar conhecimentos a respeito da alvenaria estrutural, um ponto de grande importância a ser melhor estudado é o comportamento de uma parede de alvenaria sobre vigas com apoios discretos. Pela existência do chamado *efeito arco*, cargas aplicadas pela alvenaria em vigas de concreto armado sobre apoios discretos, como pavimentos de pilotis e fundações sobre estacas, tendem a ser muito diferentes dos valores uniformes usualmente adotados. Assim, pode-se superestimar os esforços nestas estruturas de concreto armado pela adoção incorreta do carregamento a que estarão submetidas. Por outro lado, existirão concentrações de tensões na alvenaria que deixarão de ser consideradas, podendo-se reduzir o coeficiente de segurança a níveis críticos.

Este trabalho faz uma análise da ação conjunta de paredes de alvenaria sobre vigas de concreto armado, evidenciando o *efeito arco*. Este estudo foi desenvolvido através de modelos numéricos em elementos finitos elaborados através do programa ANSYS 5.5, com a consideração da não-linearidade de contato na interface parede-viga. A não-linearidade de contato ocorre quando, durante o processo de deformação, há deslocamento relativo entre pontos de duas ou mais superfícies distintas. No caso de paredes apoiadas em vigas de concreto armado, estas não-linearidades dizem respeito ao deslizamento e à separação que tendem a ocorrer na interface parede-viga.

1.2 OBJETIVOS

Neste estudo, pretende-se alcançar os seguintes objetivos:

- a) Verificar a consideração da não-linearidade de contato na modelagem numérica do sistema parede-viga de modo a sugerir modelos numéricos confiáveis que possam auxiliar de forma concreta no dimensionamento destas estruturas;
- b) Identificar casos de paredes de alvenaria sobre vigas que tenham sido ensaiadas em laboratório e cujos resultados pudessem fornecer indicações sobre a validade dos modelos numéricos desenvolvidos;
- c) Indicar alguns modelos matemáticos simplificados capazes de determinar de forma expedita os principais esforços necessários para o dimensionamento de sistemas parede-viga.

De fato, o trabalho aqui apresentado propõe-se a complementar aquele descrito em TOMAZELLA(1995), onde foram apresentados modelos numéricos lineares do sistema parede-viga. Desta forma, pode-se verificar se as conclusões observadas através dos modelos

numéricos lineares descritos em TOMAZELLA(1995) sofrem alterações quando se considera aberturas e deslizamentos nos modelos numéricos.

1.3 JUSTIFICATIVAS

Apesar da larga utilização da alvenaria estrutural, os seus métodos de dimensionamento são ainda conservadores e não exploram todas as suas potencialidades. Por isso, várias pesquisas têm sido realizadas buscando um conhecimento mais profundo da alvenaria estrutural no que diz respeito às propriedades dos materiais, durabilidade, aplicações, modos de ruptura, procedimentos construtivos e de modelagem numérica.

Quanto às pesquisas mencionadas, deve-se considerar que na Europa e nos Estados Unidos, importantes centros de pesquisa na área de engenharia civil, os sistemas construtivos adotados são ligeiramente diferentes do Brasil. Na Europa, por exemplo, são bastante comuns as estruturas em alvenaria estrutural apoiadas diretamente sobre as fundações. Isto acontece porque, nestes países, a exigência de pavimentos de pilotis não é tão forte quanto no Brasil, onde estes pavimentos são bastante utilizados para garagem e locais de lazer. Assim sendo, é importante que sejam feitas pesquisas que possam auxiliar o desenvolvimento de tecnologias adequadas à construção de edifícios de alvenaria estrutural no Brasil.

Deve-se considerar também que, em relação à modelagem numérica do sistema parede-viga, a maioria das pesquisas faz uma análise linear do problema. É o caso dos estudos apresentados em SAW(1974), PAPIA(1989) e TOMAZELLA(1995), sendo este último, desenvolvido também na Escola de Engenharia de São Carlos.

Em relação à consideração da não-linearidade de contato na interface parede-viga, existem poucos trabalhos disponíveis. Dentre estes trabalhos se pode citar STAFFORD SMITH & RIDDINGTON (1977), que apresenta um modelo numérico que considera a separação, mas despreza o deslizamento.

A elaboração do presente trabalho justifica-se por participar deste esforço de elucidção de detalhes importantes a respeito deste método construtivo de grande viabilidade econômica e interesse social.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Neste capítulo são apresentados alguns dados históricos importantes relacionados com a alvenaria estrutural para inserir o leitor no assunto em questão. Depois são apresentados os objetivos, justificativas e organização do trabalho.

No Capítulo 2 é feita uma abordagem teórica sobre o sistema parede-viga evidenciando os principais fatores que caracterizam o *efeito arco*. Devido a importância da análise do contato no trabalho, são apresentados também alguns aspectos teóricos sobre o assunto.

Para desenvolvimento deste trabalho, foi necessário definir uma série de parâmetros que envolvem escolha de elementos, definição de restrições e análise de coeficientes para simular a não-linearidade de contato. O processo de definição destes parâmetros é apresentado no terceiro capítulo.

Nos Capítulos 4 e 5, são apresentados modelos numéricos de casos experimentais de paredes sobre vigas biapoiadas. O Capítulo 4 apresenta modelos numéricos de paredes sem aberturas, enquanto o Capítulo 5 apresenta modelos numéricos de paredes com aberturas .

Como foi visto anteriormente, é também objetivo do trabalho indicar modelos matemáticos simplificados que forneçam resultados confiáveis para os esforços no sistema parede-viga. Este estudo é feito no Capítulo 6, onde, após a abordagem teórica do assunto, são apresentadas algumas aplicações destes modelos simplificados nos modelos numéricos desenvolvidos.

No Capítulo 7, são apresentadas modelagens numéricas de paredes sobre pavimentos de concreto armado, onde é possível analisar esforços em vigas contínuas.

No Capítulo 8 são apresentadas as conclusões do trabalho e por fim, tem-se a bibliografia consultada para a elaboração do presente trabalho.

CAPÍTULO 2 - ASPECTOS TEÓRICOS

2.1 INTRODUÇÃO

Paredes de alvenaria podem estar sobre apoios contínuos, como sapatas corridas, ou discretos, como fundações sobre estacas e estruturas de pilotis. A transferência de carga vertical da parede para a fundação depende do tipo de apoio. Numa parede sobre apoio contínuo, a carga vertical se distribui de forma praticamente uniforme na sua base, com pequena transferência de carga do centro para as extremidades do vão. Em apoios discretos, a carga da parede tende a caminhar para os apoios de forma bem mais evidente tornando elevada as concentrações de tensões nesta região. É o chamado *efeito arco*, ilustrado na Figura 2.1, onde P é a carga total aplicada sobre a parede.

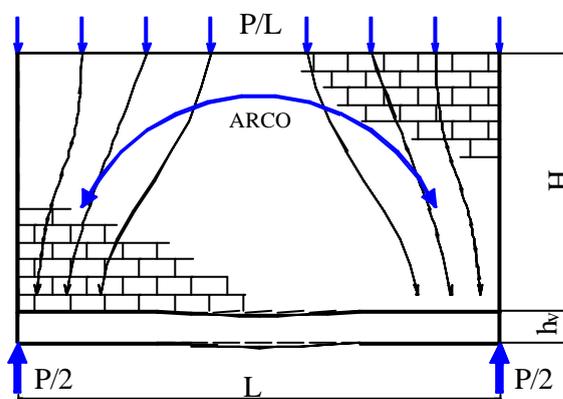


Figura 2.1 Configuração do arco em paredes sobre apoios discretos

O *efeito arco* provoca alterações nas tensões da parede e nos esforços da viga de apoio que precisam ser considerados no dimensionamento. Por essas razões, tenta-se evitar os apoios discretos, embora nem sempre isso seja possível. Muitas vezes, eles se tornam necessários para satisfazer imposições arquitetônicas. Isso acontece quando é preciso deixar grandes vãos livres num pavimento inferior de uma edificação para servir de garagem, salão

de festa ou local de lazer. Para possibilitar a existência destes vãos livres, torna-se necessária a utilização de pavimentos de concreto armado, como mostra a Figura 2.2.

Os apoios discretos também podem acontecer em prédios de alvenaria estrutural construídos em solos que não suportam fundações diretas. Nestes casos, as paredes de alvenaria se apoiam em vigas baldrame, que transmitem a carga para estacas ou tubulões.

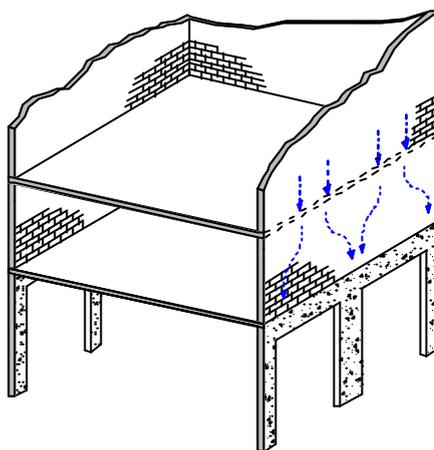


Figura 2.2 Edificação em alvenaria estrutural sobre pilotis em concreto armado

2.2 EFEITO ARCO

2.2.1 Características do sistema parede-viga

No sistema parede-viga surgem tensões normais verticais de tração na interface parede-viga, conforme ilustra a Figura 2.3. Quando estas tensões alcançam o valor máximo que o material pode suportar, pode haver uma separação entre a parede e a viga. Geralmente esta separação, quando acontece, ocorre no meio do vão onde as tensões normais verticais de tração são maiores. A perda do contato no meio do vão acentua a transferência da carga para os apoios.

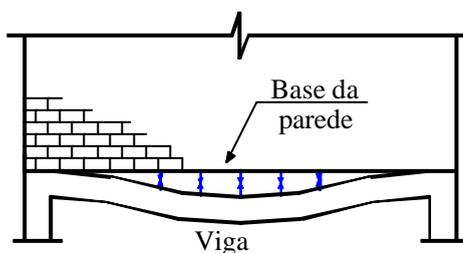
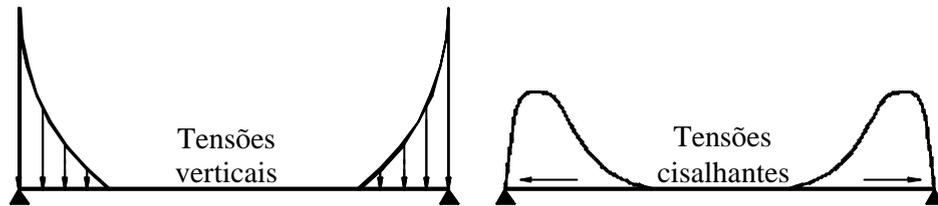
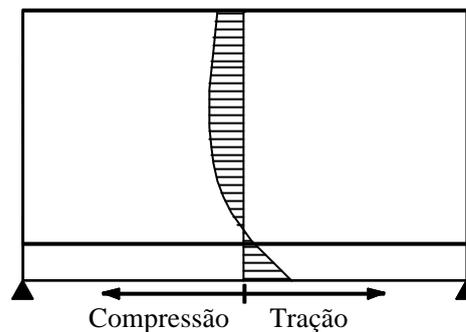


Figura 2.3 Tensões verticais de tração na interface parede-viga

Devido à transferência de carga para os apoios, ocorrem concentrações de tensões de compressão verticais e cisalhantes horizontais na parede conforme ilustra a Figura 2.4(a). Em casos usuais, tanto as tensões verticais quanto as tensões cisalhantes são nulas na região central e crescentes em direção aos apoios.



(a) Concentrações de tensões na base da parede



(b) Tensões horizontais ao longo da linha média do sistema parede-viga

Figura 2.4 Distribuição de tensões no sistema parede-viga

As tensões horizontais se distribuem de forma a compor uma região de tração e outra região de compressão conforme mostra a Figura 2.4(b). A linha neutra pode estar localizada dentro da viga ou na parte inferior da parede. O primeiro caso caracteriza-se por tração na armadura inferior da viga, compressão na armadura superior da viga e compressão ao longo de toda a parede. No segundo caso temos tração nas armaduras inferior e superior da viga e também na base da parede. Os fatores que influenciam na posição da linha neutra são basicamente o carregamento e a relação H/L . Segundo LU et al(1985), para paredes com $H/L \leq 0,5$, antes da viga começar a fissurar, a linha neutra encontra-se abaixo da armadura superior da viga. A medida que as fissuras vão surgindo e se estendendo, a linha neutra sobe de forma a gerar na armadura superior da viga tensões de tração. Para paredes com $H/L > 0,75$, percebeu-se que, desde o início do carregamento, tanto a armadura inferior quanto a armadura superior da viga encontram-se tracionadas.

Devido aos esforços de tração na viga, costuma-se dizer que uma parede sobre viga bi-apoiada sujeita a carregamento vertical comporta-se como um arco atirantado. O arco forma-se na parede e a viga funciona como tirante para impedir que o arco se abra. Os esforços de tração na viga atingem seu valor máximo no centro, conforme ilustra a Figura 2.5(a).

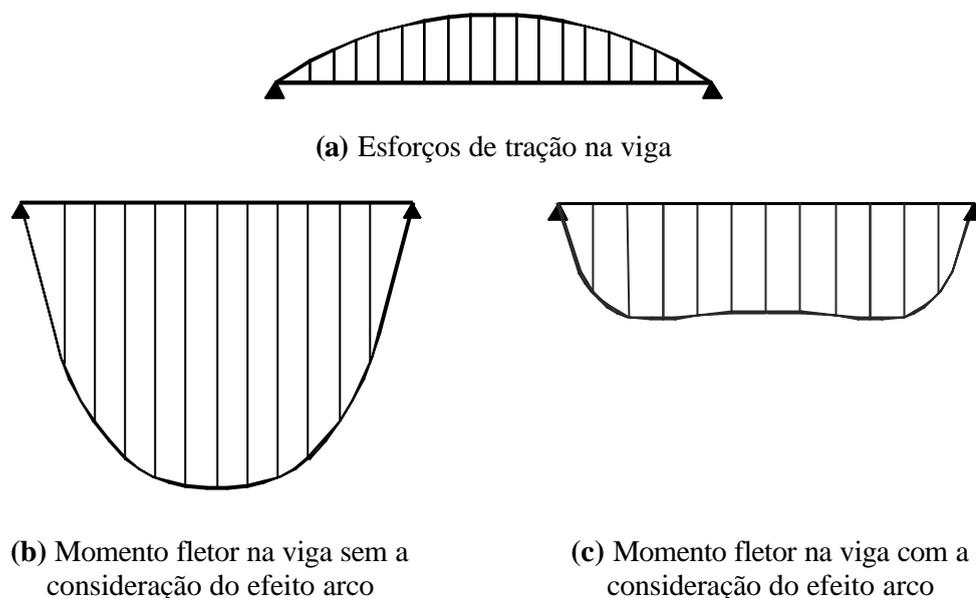


Figura 2.5 Esforços na viga

Através das Figuras 2.5(b) e 2.5(c), pode-se perceber que o *efeito arco* também produz uma drástica redução no momento fletor máximo da viga, em relação ao momento $PL/8$ que seria obtido caso a carga tivesse sido aplicada diretamente sobre a viga. Segundo os ensaios descritos em WOOD(1952), o valor do momento máximo na viga pode variar de $PL/20$ a $PL/274$, dependendo das características dos elementos.

Devido à interação da parede com a viga, as flechas obtidas nestes sistemas são sempre muito pequenas. LU et al(1985) apresentam resultados de 69 ensaios experimentais em paredes de alvenaria sobre vigas de concreto armado. Segundo os autores, os valores das flechas, no momento da ruína, são da ordem de $L/500$ a $L/1000$.

2.2.2 Rigidez relativa do sistema parede-viga

Vários são os fatores que influenciam a distribuição de tensões no sistema parede-viga. Além da carga vertical, essas tensões podem ser influenciadas por fatores como: inércia

e vão da viga, altura da parede, espessura da parede e razão entre os módulos de elasticidade da parede e da viga .

No entanto, estes fatores não costumam ser analisados separadamente e sim, através do conceito de *rigidez relativa* que relaciona propriedades da parede e da viga. A *rigidez relativa* não possui um resultado exato e o seu conceito é bem mais qualitativo do que quantitativo. Segundo RIDDINGTON & STAFFORD SMITH (1978) e DAVIES & AHMED(1977), esta *rigidez relativa* é dada pelas Equações 2.1 e 2.2, respectivamente:

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t_p \cdot L^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (2.1)$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t_p \cdot H^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (2.2)$$

onde:

- E_p e E_v são os módulos de elasticidade longitudinais da parede e da viga respectivamente;
- I_v é a inércia da viga de apoio;
- H e t_p são a altura e a espessura da parede respectivamente;
- L é a distância entre apoios.

Apesar de não serem idênticos, os valores obtidos através destes dois conceitos de *rigidez relativa* têm a mesma função: fornecer indicações sobre a configuração deformada do sistema parede-viga. Observa-se que valores de *rigidez relativa* altos implicam em vigas flexíveis em relação às paredes. Assim, temos que, nos sistemas que apresentam vigas flexíveis, as zonas de separação são maiores. Finalmente, quanto maior a zona de separação, mais acentuado será o *efeito arco*, maiores serão as concentrações de tensões na parede e menor será a parcela de carga vertical transmitida para a viga no meio do vão.

Ao contrário, menores valores de *rigidez relativa* resultam em vigas rígidas em relação às paredes. Nestes casos, as zonas de separação são pequenas resultando em menores concentrações de tensões nos apoios. Observa-se que, quanto menor a *rigidez relativa*, maior será a parcela de carga vertical transmitida para a viga e conseqüentemente, maior será o valor do momento máximo no meio do vão. Em certos casos, este valor pode estar bem próximo daquele obtido caso a carga estivesse uniformemente aplicada sobre a viga.

Dentro deste contexto, é possível questionar quais seriam os efeitos da deformação lenta sobre estes conceitos de rigidez relativa. De fato, a consideração da deformação lenta poderia fazer com que, num certo sistema parede-viga, valores de rigidez relativa observados em estágios iniciais sofressem alterações depois de algum tempo. Isto aconteceria quando, para considerar a deformação lenta, as reduções nos módulos de elasticidade do concreto armado e da parede de alvenaria fossem desiguais.

2.2.3 Influência da altura da parede no efeito arco

Geralmente, paredes mais altas implicam em maiores concentrações de tensões nos apoios. No entanto, à medida que a altura da parede vai aumentando, a sua influência na distribuição de tensões vai se tornando cada vez menor. Segundo RIDDINGTON & STAFFORD SMITH (1978), para paredes com alturas superiores a 70% do vão, mantendo constante a carga total sobre a viga, a configuração do arco permanece inalterada. Nestes casos, o peso da porção de parede acima de $0,7L$ seria considerada apenas como acréscimo de carga. Isto pode ser melhor compreendido com o auxílio da Figura 2.6, que mostra dois casos de carregamento que resultam numa mesma distribuição de tensões.

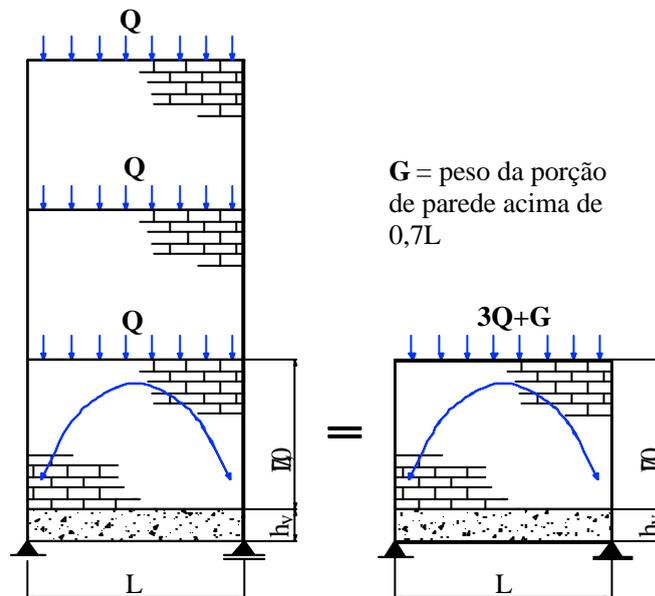


Figura 2.6 Dois sistemas parede-viga com carregamento equivalente

2.3 CONTATO

Uma estrutura apresenta um comportamento não-linear se a sua relação força x deslocamento é não-linear, conforme ilustra a Figura 2.7. Em relação aos motivos que podem ocasionar este comportamento, os problemas de não-linearidade costumam dividir-se em três grupos: não-linearidade física, não-linearidade geométrica e não-linearidade de contato.

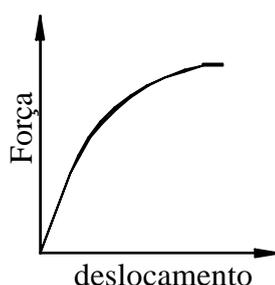


Figura 2.7 Comportamento não-linear

Na não-linearidade física, o comportamento não-linear é provocado por mudanças nas propriedades do material durante o carregamento. A não-linearidade geométrica ocorre quando o equilíbrio da estrutura depende da sua posição deformada. Na não-linearidade de contato, o comportamento não-linear acontece devido às mudanças nas condições de contorno durante o carregamento.

Mudanças nas condições de contorno, durante o carregamento, podem ocorrer em duas situações:

- a) Quando duas ou mais superfícies, do mesmo corpo ou de corpos diferentes, fazem ou perdem contato entre elas ;
- b) Quando duas superfícies, do mesmo corpo ou de corpos diferentes, deslizam uma em relação a outra.

Num problema de contato, pode acontecer apenas uma destas situações ou ambas. Nos casos em que ocorrem as duas situações, pode acontecer de apenas uma delas ser realmente significativa na solução do problema, podendo-se desprezar a outra.

No sistema parede-viga, durante o carregamento, os pontos localizados na região central da interface entre os dois materiais perdem contato entre si. Enquanto isso, os outros pontos localizados nas regiões extremas desta interface continuam em contato, mas deslizam entre si.

Os problemas de contato apresentam duas grandes dificuldades. A primeira é o fato de, muitas vezes, desconhecer-se as regiões onde haverá mudança na condição de contato, até que ele aconteça. A segunda dificuldade é que, na maioria dos problemas, é necessário considerar o atrito, o que pode ocasionar problemas de convergência.

Segundo o ANSYS RELEASE 5.5(1999), os problemas de contato podem se dividir em dois grupos: rígido-flexível e flexível-flexível. No primeiro grupo, tem-se uma superfície bem mais rígida do que as outras com as quais o contato acontece. É o caso das juntas de dilatação em estruturas de concreto onde se tem um material flexível para preencher as juntas, muitas vezes isopor, e outro material rígido que é o concreto. No grupo flexível-flexível, que é bem mais comum, o contato acontece entre corpos de rigidez semelhante. É o caso da alvenaria sobre estrutura de concreto, pois se pode considerar que os dois materiais possuem rigidezes da mesma ordem de grandeza.

CAPÍTULO 3 - PARÂMETROS DA MODELAGEM

3.1 INTRODUÇÃO

Para uma análise numérica em elementos finitos, existem vários parâmetros que precisam ser analisados e definidos para garantir a confiabilidade dos modelos numéricos. No sistema parede-viga, a definição destes parâmetros consiste, basicamente, no que se segue:

- a) Definição dos parâmetros que regem o deslizamento e a separação na interface parede-viga que são: tensão máxima de cisalhamento da parede e o coeficiente de atrito na interface parede-viga;
- b) Definição de restrições que simulem de forma eficiente os apoios da viga;
- c) Escolha dos elementos para discretização da parede e da viga;
- d) Escolha do elemento de contato para a interface parede-viga;
- e) Definição do coeficiente de rigidez normal do elemento de contato.

Existem ainda outros fatores na modelagem numérica que, devido ao enfoque do trabalho, não foram aprofundados. Ou seja, como o objetivo deste trabalho é analisar a modelagem na interface parede-viga, foram feitas as seguintes simplificações:

- a) A alvenaria é considerada como material homogêneo, ou seja, não há uma discretização diferenciada para blocos e argamassas;
- b) A alvenaria e o concreto armado são considerados como materiais isotrópicos.

Assim como foi mencionado na introdução deste trabalho, este capítulo apresenta o processo de definição dos parâmetros citados, sendo abordadas as dificuldades encontradas durante esta etapa.

3.2 DEFINIÇÃO DO COEFICIENTE DE ATRITO E DA TENSÃO MÁXIMA DE CISALHAMENTO

A Figura 3.1(a) apresenta dois corpos em contato. Ao aplicar-se uma força horizontal no corpo de cima, surgem tensões de cisalhamento entre os dois corpos. Enquanto as tensões de cisalhamento forem pequenas, os dois corpos permanecem juntos. Caso contrário, os corpos deslizam entre si.

Conforme mostra a Figura 3.1, segundo a Lei de Coulomb, para que não haja deslizamento ($\tau < \tau_{\max}$), a força tangencial F_s não pode exceder uma determinada fração da força normal F_n como mostra a relação:

$$F_s < \mu \cdot F_n, \text{ onde } \mu \text{ é o coeficiente de atrito.}$$

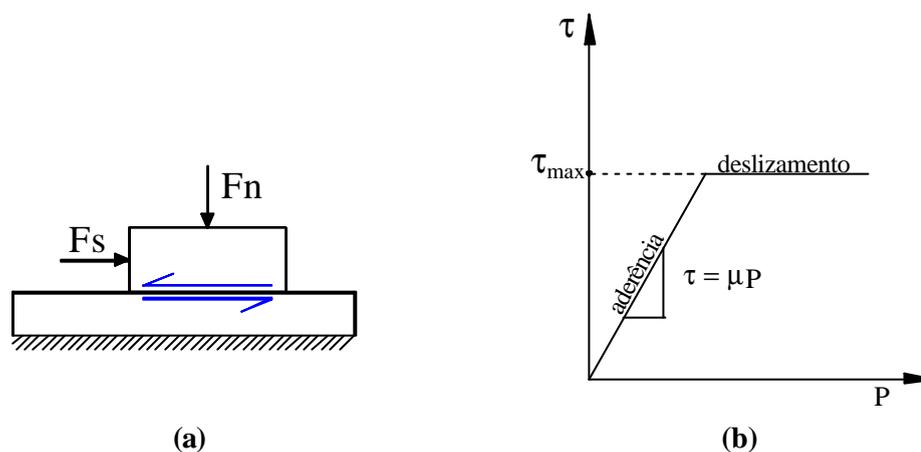


Figura 3.1 Lei de atrito de Coulomb

Para utilização nos modelos numéricos, foram utilizados os valores de coeficiente de atrito e tensão máxima de cisalhamento da alvenaria. Para isso, foi feito um breve estudo sobre o assunto baseado nas normas vigentes e em ensaios experimentais.

No entanto, para que fosse obtido um comportamento mais realista nos modelos numéricos, o ideal seria a obtenção, mediante ensaios experimentais, de valores de coeficientes de atrito e tensão máxima de cisalhamento ocorridos entre alvenaria e concreto.

3.2.1 Estudos experimentais

Vários ensaios já foram desenvolvidos em paredes sujeitas a esforços conjuntos de compressão e cisalhamento para estabelecer tensões limites para projeto. Segundo HENDRY&SINHA(1981), existe uma relação de Coulomb entre a resistência ao cisalhamento τ e a tensão de pré-compressão σ na alvenaria, como mostra a Figura 3.2. As

tensões de pré-compressão são tensões causadas por cargas permanentes como peso próprio. Através da Figura 3.2, percebe-se que as tensões de cisalhamento crescem linearmente com as tensões de pré-compressão, ou seja, uma parede sujeita a maiores tensões de pré-compressão terá uma maior resistência ao cisalhamento.

Como se pode ver, para pré-compressão nula, existe uma tensão de cisalhamento inicial τ_0 que depende da adesão entre os blocos e a argamassa. Torna-se importante então, definir esta tensão de aderência τ_0 e o coeficiente de atrito μ .

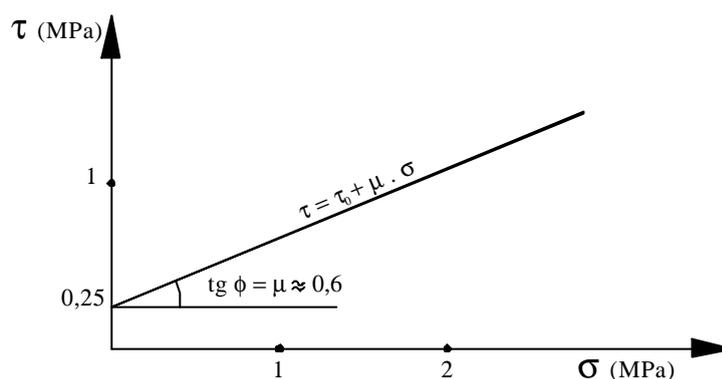


Figura 3.2 Relação τ x σ obtida através dos ensaios desenvolvidos por Hendry e Sinha. Fonte: HENDRY & SINHA (1981)

Hendry e Sinha fizeram uma série de ensaios em paredes de contraventamento para estudar o assunto, como se pode ver em HENDRY(1981). Outros ensaios similares foram feitos por Chiwah, por Pieper e Trautsch e por Schneider chegando todos a mesma expressão da Figura 3.2. HENDRY & SINHA (1981) reuniu os resultados de Hendry e dos outros pesquisadores citados e criou a Tabela 3.1.

Tabela 3.1 Resultados experimentais obtidos para a tensão de aderência e o coeficiente de atrito segundo a relação $\tau = \tau_0 + \mu \cdot \sigma$

FONTE	Tipo de bloco	Argamassa	τ_0 (MPa)	μ
Hendry e Sinha	laminado	1 : ¼:3	0,30	0,50
Chinwah	laminado	1 : ¼:3	0,25	0,34
Pieper e Trautsch	sílico-calcáreo	1 : 2 : 8	0,20	0,84
Pieper e Trautsch	sílico-calcáreo	1 : 0 : 4	0,70	1,04
Schneider	concreto leve	1 : 1 : 6	0,14	0,30

Fonte: HENDRY & SINHA (1981)

3.2.2 Especificações na norma inglesa BS 5628 (1978)

A BS 5628 estabelece que a tensão de cisalhamento da alvenaria para blocos de concreto é dada por:

$$\begin{cases} t = 0,35 + 0,6s & \text{para arg amassas do tipo (i), (ii) e (i ii) com } t_{\max} = 1,75 \text{ MPa} \\ t = 0,15 + 0,6s & \text{para argamassas do tipo (iv) com } t_{\max} = 1,40 \text{ MPa} \end{cases}$$

onde:

- μ é o coeficiente de atrito que vale 0,6;
- s é a tensão vertical normal na parede;
- as características das argamassas encontram-se na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 Resistência das argamassas segundo a BS 5628 (1978)

Tipos de argamassas	Traço em volume	Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	
	Cimento : cal : areia	Testes em laboratório	Testes in loco
(i)	1 : 0 a ¼ : 3	16,0	11,0
(ii)	1 : ½ 4 a 4 ½	6,5	4,5
(iii)	1 : 1 : 5 a 6	3,6	2,5
(iv)	1 : 2 : 8 a 9	1,5	1,0

3.2.3 Especificações da norma americana ACI (1992)

A tensão máxima de cisalhamento deve ser o menor dos quatro valores:

a) $1,5\sqrt{f_{\text{alv}}}$ onde f_{alv} é a resistência à compressão da alvenaria;

b) 0,84 MPa;

c) $\tau_0 + 0,45 \sigma$ onde:

$$- \tau_0 = \begin{cases} 0,42 \text{ MPa, para alvenarias grauteadas com amarração} \\ 0,26 \text{ MPa, para alvenarias não grauteadas com amarração} \\ 0,26 \text{ MPa, para alvenarias grauteadas sem amarração} \end{cases}$$

- σ é a tensão vertical normal na parede

d) 0,105 MPa para alvenarias com formas de amarração não padronizadas.

3.2.4 Especificações na norma australiana AS 3700 (1998)

Segundo a norma australiana, a tensão de cisalhamento da alvenaria na direção vertical, para quaisquer blocos, exceto de concreto leve, obedece a relação seguinte:

$$0,15 \text{ MPa} \leq \tau = 1,25 f_{mt} \leq 0,35 \text{ MPa}$$

onde f_{mt} é a resistência à flexão da alvenaria.

3.2.5 Especificações da norma brasileira NB-1228 (1989)

A norma brasileira não considera a contribuição da pré-compressão no cálculo da tensão admissível de cisalhamento, fornecendo, assim, valores muito conservadores. Esse fato pode ser observado na Tabela 3.3 que mostra os valores de tensão cisalhante máxima para alvenaria não armada de blocos de concreto.

Tabela 3.3 Tensões admissíveis para o cisalhamento na alvenaria não-armada de blocos de concreto segundo NB-1228

SOLICITAÇÃO	BLOCOS VAZADOS		BLOCOS MAÇICOS	
	$12 \leq f_a \leq 17$	$5 \leq f_a \leq 12$	$12 \leq f_a \leq 17$	$5 \leq f_a \leq 12$
Cisalhamento	0,25 MPa	0,15 MPa	0,25 MPa	0,15 MPa

f_a = resistência à compressão da argamassa

3.2.6 Valores adotados

Como se pode perceber, os valores da norma brasileira e da norma australiana para a tensão máxima cisalhante são bem menores do que os valores das outras normas estrangeiras. Observando-se os valores experimentais apresentados na Tabela 3.1, pode-se concluir que a norma inglesa BS fornece valores para a tensão máxima de cisalhamento mais realistas do que os valores propostos pela norma brasileira. Devido a isto, nos modelos numéricos que serão apresentados neste trabalho, são adotados os valores de tensão máxima cisalhante e coeficiente de atrito propostos pela norma inglesa BS.

3.3 DEFINIÇÃO DAS RESTRIÇÕES

A consideração das restrições no sistema parede-viga tem muita influência nos resultados finais e por isso, deve ser muito bem analisada. Isto é particularmente importante

quando se faz a modelagem numérica de sistemas ensaiados em laboratório, pois nestes casos, as restrições devem representar da forma mais realista possível os pontos de apoio da viga. Caso isto não seja observado, pode haver acréscimo nas diferenças entre resultados experimentais e teóricos.

A rigidez do apoio é um dos pontos que devem ser considerados quando se deseja buscar precisão na modelagem numérica. Num sistema parede-viga, é normal haver alguma restrição rotacional nos apoios, principalmente em apoios largos. STAFFORD SMITH & RIDDINGTON (1977) apresenta vários modelos numéricos de paredes sobre vigas biapoiadas nos quais é avaliada a influência da largura do apoio nos resultados. Segundo o autor, a consideração da largura do apoio leva à redução de flechas, momentos fletores e tração na viga, além de reduzir as concentrações de tensões na parede.

Nos modelos numéricos baseados em casos experimentais, buscou-se observar se o sistema de apoio concebido nos ensaios permite a rotação livre em torno do ponto de apoio ou se há algum tipo de impedimento. Nos modelos numéricos sobre vigas biapoiadas, foram considerados apoios simétricos com restrição à translação vertical Y . Para evitar movimento de corpo rígido, houve necessidade de colocar também uma restrição horizontal X na linha média da parede.

Outro ponto importante é a distância do apoio ao extremo do vão. Quando se realiza o ensaio de uma parede sobre viga biapoiada, os apoios podem não estar localizados nos pontos extremos do vão e sim, recuados certa distância. Isto precisa ser considerado na modelagem.

No caso da viga ser representada por elementos de chapa ou elementos sólidos, existe ainda outra consideração a fazer que se relaciona com a posição da restrição ao longo da altura da viga. Este fato se torna particularmente importante nos casos que apresentam vigas altas.

Com o objetivo de analisar melhor a influência da posição da restrição, foram elaborados quatro modelos numéricos do sistema parede-viga apresentado na Figura 3.3(a), onde p é a tensão aplicada no topo da parede. Nestes modelos, os dados de geometria, carregamento e propriedades dos materiais são constantes variando-se apenas as posições das restrições, de acordo com a Figura 3.3(b), (c), (d) e (e). Para melhor avaliação, foram elaborados modelos com duas alturas de viga diferentes: 30cm e 60cm.

A variação na posição da restrição modifica os valores de tensões máximas na parede, flechas e momentos fletores na viga. No entanto, a sua maior influência parece estar nos esforços de tração na viga e por isso, este será o alvo da discussão dos resultados.

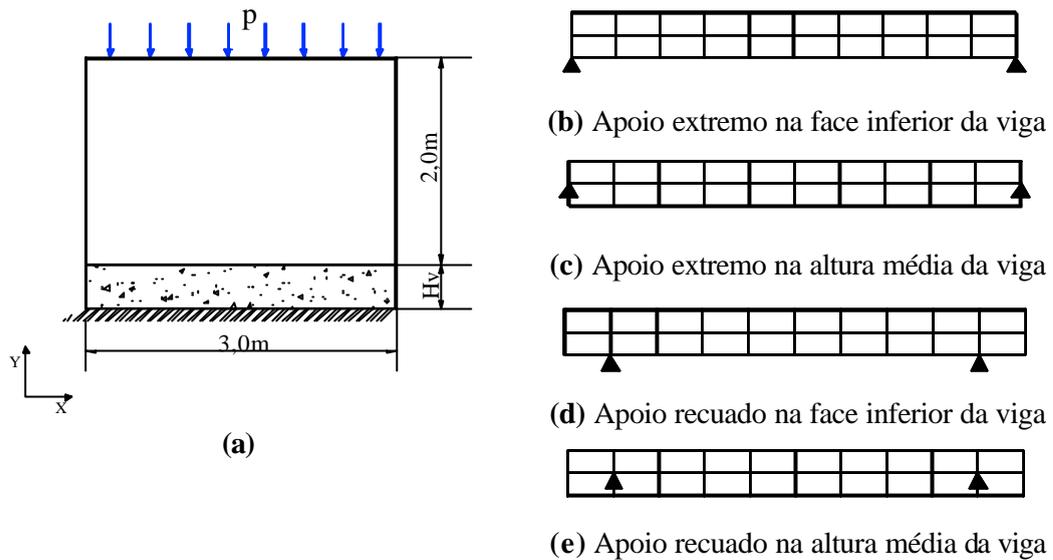


Figura 3.3 Modelos numéricos para análise da posição da restrição

Através das Figuras 3.4(a) e 3.4(b), percebe-se que, de forma geral, todos os modelos numéricos apresentam valores não nulos de tração nos extremos do vão, contradizendo referências teóricas que propõem valores nulos nestes pontos. No entanto, para a viga de 30 cm, as perturbações são bem menores do que para a viga de 60cm. Para a viga de 60cm, a localização da restrição na base da viga gera esforços de tração nos extremos do vão que são incompatíveis com a realidade.

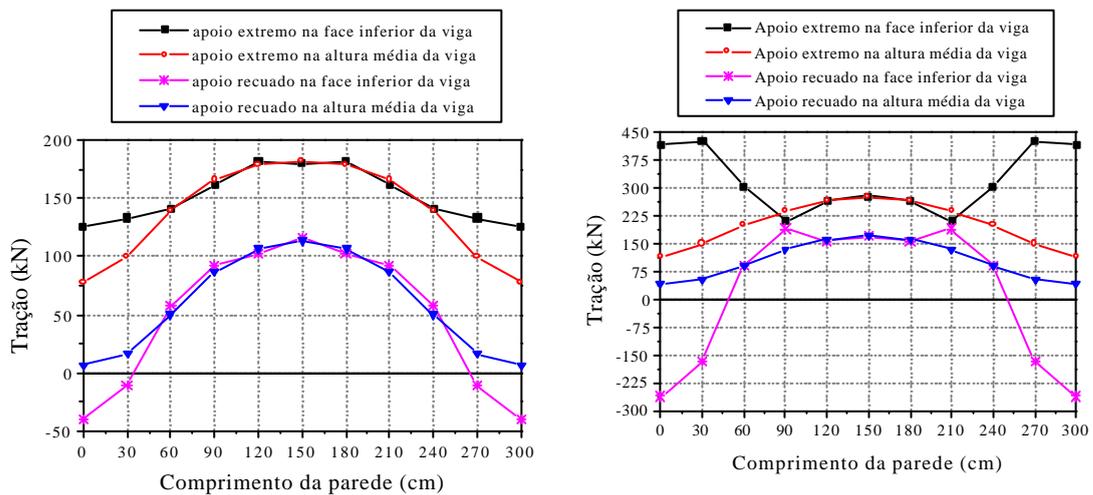


Figura 3.4 Esforços de tração na viga para diferentes condições de restrição

Para a restrição colocada na altura média da viga, os pontos superior e inferior da viga se deformam livremente tornando menores as perturbações nos esforços de tração.

De uma forma geral, as restrições na altura média da viga geraram resultados mais uniformes e por isso, este foi o modelo de apoio adotado no trabalho.

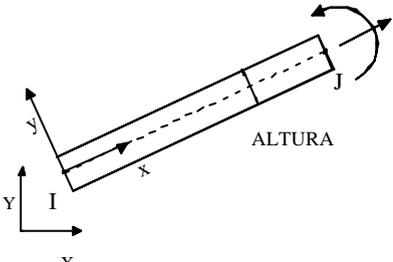
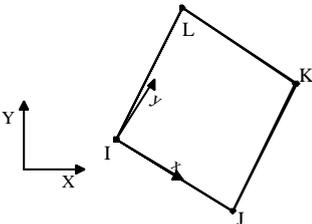
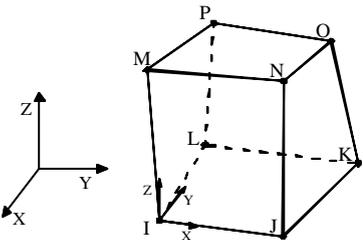
3.4 CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS

O programa Ansys 5.5 fornece várias opções de elementos para discretização da parede e da viga, além de uma série de elementos de contato. Para aplicação neste trabalho, foram estudados alguns elementos cujas características serão descritas neste item.

3.4.1 Elementos para discretização da parede e da viga

Para discretização da parede foram estudados os elementos PLANE42 e SOLID45, enquanto para discretização da viga, foram estudados os elementos BEAM3, PLANE42 e SOLID45. O comportamento destes elementos já é bastante conhecido e suas propriedades básicas encontram-se na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 Características dos elementos para discretização da parede e da viga

	CONFIGURAÇÃO	CARACTERÍSTICAS
BEAM3		<ul style="list-style-type: none"> a) Elemento de barra 2D b) Tem resistência a tração, compressão e flexão. c) Possui 2 nós com três graus de liberdade cada um: U_x, U_y e R_z. d) Tensões são determinadas para linha neutra localizada a $1/2$da altura do elemento.
PLANE42		<ul style="list-style-type: none"> a) Elemento de chapa 2D b) Pode ser utilizado como elemento plano (EPT ou EPD) ou elemento axissimétrico. c) Possui 4 nós com 2 graus de liberdade cada um: U_x e U_y.
SOLID45		<ul style="list-style-type: none"> a) Elemento sólido 3D b) Possui oito nós tendo três graus de liberdade cada um: U_x, U_y e U_z. c) As direções das tensões e deformações são paralelas às direções do sistema local de coordenadas.

3.4.2 Elementos de contato

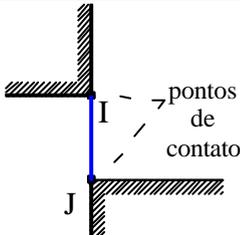
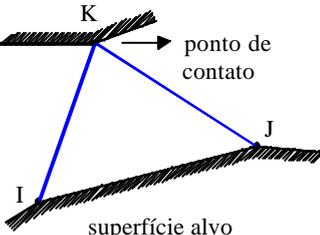
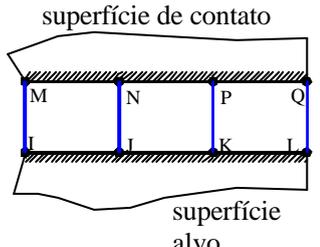
Quanto às características dos elementos de contato, será feita uma abordagem um pouco mais detalhada, explicando os conceitos de modelo de contato e elemento de contato.

Uma situação de contato pode acontecer entre pontos, entre superfícies ou entre pontos e superfícies. Em relação a estes pontos de contato, o programa Ansys 5.5 apresenta três modelos de contato:

- Contato de nó a nó (CNN);
- Contato de nó a superfície (CNS);
- Contato de superfície a superfície (CSS).

Cada modelo de contato é específico para determinado tipo de problema, como mostra a Tabela 3.5. Portanto, para definir qual destes modelos é o mais adequado para o caso que se quer estudar, é necessário identificar as regiões que entrarão em contato.

Tabela 3.5 Características dos modelos CNN, CNS e CSS segundo o Ansys 5.5

	CONFIGURAÇÃO	CARACTERÍSTICAS
CNN		<ol style="list-style-type: none"> Pontos de contato devem ser conhecidos Pode resolver problemas CSS se os nós das superfícies forem coincidentes Pequenos deslizamentos relativos e pequenas rotações. Ex: nós de uma treliça
CNS		<ol style="list-style-type: none"> Pontos de contato não precisam ser conhecidos Os nós das superfícies não precisam ser coincidentes Resolve problemas CSS unindo nós de uma superfície com segmentos de outra. Ex: encontro de vigas perpendiculares
CSS		<ol style="list-style-type: none"> Pontos de contato não precisam ser conhecidos Os nós das superfícies não precisam ser coincidentes Em geral, é a melhor opção para modelar duas superfícies em contato Ex: parede sobre viga

Para cada modelo de contato existem vários elementos de contato disponíveis. Dependendo do elemento, há a possibilidade de considerar ou não o atrito. Para os modelos que não consideram o atrito, a análise do contato baseia-se no controle de aberturas ou penetrações. Quando se considera o atrito, o controle do deslizamento é feito de acordo com o elemento adotado. Os elementos de contato estudados neste trabalho foram:

a) CONTAT12

Este elemento é utilizado para representar o contato entre dois pontos (CNN) ou entre duas superfícies (CNS). É definido por 2 nós no plano XY com dois graus de liberdade para cada nó que são translações nas direções X e Y. Ele suporta compressão na direção normal e cisalhamento na direção tangencial, por meio das rigidezes K_n e K_t , respectivamente. A sua configuração é semelhante à configuração apresentada na Tabela 3.5, para o caso CNN. Para este elemento, o controle da separação e do deslizamento consiste na parametrização dos coeficientes de rigidez.

b) CONTA171 / TARGE169 e CONTA173 / TARGE170

Estes dois pares de elementos trabalham associados para estabelecer um par de contato. Eles representam o modelo de contato CSS e possuem propriedades idênticas, sendo um deles utilizado no caso bidimensional e outro no caso tridimensional. Os elementos CONTA171 e TARGE169 são utilizados para modelos em duas dimensões enquanto os elementos CONTA173 e TARGE170 são utilizados em modelos em três dimensões. Para estes elementos, é muito importante conhecer o princípio de *superfície alvo* e *superfície de contato*.

Quando se tem duas superfícies em contato, precisa-se definir qual das duas é a mais rígida. A superfície definida como rígida será chamada de *superfície alvo* enquanto a outra superfície, considerada deformável em relação à primeira, será chamada *superfície de contato*. O contato ocorre quando um elemento da *superfície de contato* penetra num elemento da *superfície alvo*.

A superfície alvo deve ser discretizada por elementos TARGE169 (2D) ou TARGE170 (3D). A superfície de contato deve ser discretizada por elementos CONTA171 (2D) ou CONTA173 (3D). A Figura 3.5 ilustra as configurações destes elementos enquanto a Tabela 3.6 apresenta as suas propriedades básicas.

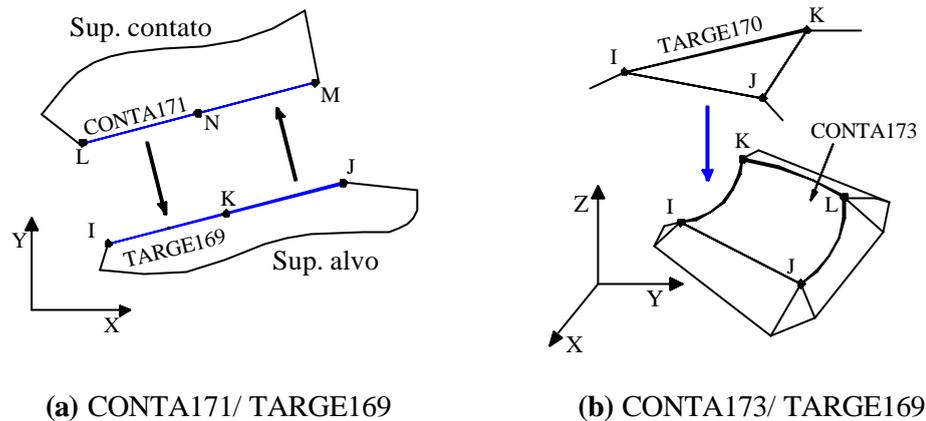


Figura 3.5 Configuração dos elementos de contato de superfície

Tabela 3.6 Características dos elementos de contato de superfície

CARACTERÍSTICAS	
CONTA171/TARGE169	<p>a) A forma do elemento TARGE169 é definida por 1, 2 ou 3 nós e pode ser uma linha, arco, parábola ou círculo;</p> <p>b) O elemento CONTA171 localiza-se na superfície de sólidos, chapas ou barras sem nós intermediários;</p> <p>c) O elemento TARGE169 pode estar localizado em superfícies que possuam ou não nós intermediários;</p> <p>d) Possuem dois graus de liberdade por nó: U_x e U_y.</p>
CONTA173/TARGE170	<p>a) O elemento TARGE170 pode assumir formas triangulares, quadrangulares, cônicas, esféricas, cilíndricas e outras;</p> <p>b) O elemento CONTA173 localiza-se na superfície de sólidos ou placas sem nós intermediários e pode ser quadrangular ou triangular;</p> <p>c) O elemento TARGE170 pode estar localizado em superfícies que possuam ou não nós intermediários;</p> <p>d) Possuem três graus de liberdade por nó: U_x, U_y e U_z.</p>

Para o caso particular do sistema parede viga, a face superior da viga foi considerada a superfície alvo enquanto a base da parede foi considerada a superfície de contato. Esta consideração foi adotada devido ao fato das restrições estarem aplicadas nos nós da viga mantendo-a indeslocável.

3.4.3 Definição do coeficiente de rigidez normal dos elementos de contato CSS

Todos os elementos de contato de superfície utilizam um coeficiente de rigidez normal entre as duas superfícies, como mostra a Figura 3.6. A intensidade da penetração ou separação entre as duas superfícies depende dessa rigidez. Valores maiores de rigidez normal diminuem a penetração e abertura, mas pode acarretar dificuldades de convergência.

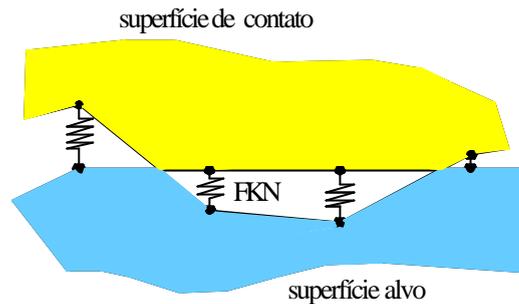


Figura 3.6 Penetração de uma superfície de contato numa superfície alvo controlada por FKN

O ANSYS faz uma estimativa para a rigidez normal baseada nas características do material deformável ao qual está ligado. Nos dados de entrada é necessário fornecer um valor para o coeficiente de rigidez normal FKN. Este coeficiente multiplicará o valor estimado pelo programa para obter a rigidez final que será utilizada nos cálculos, como se pode ver:

$$R_{\text{final}} = \text{FKN} \cdot R_{\text{est}}$$

onde:

- R_{est} é a rigidez estimada pelo Ansys 5.5
- R_{final} é a rigidez final de cálculo

O programa limita um intervalo para FKN entre 0,01 e 100. Segundo ANSYS RELEASE 5.5 (1999), o valor ideal para o coeficiente de rigidez normal é aquele que produz pequenas penetrações sem ocasionar problemas de convergência, o que é um conceito muito vago. De fato, esta rigidez normal Kn trata-se de um recurso utilizado pelo programa para tentar contornar problemas de convergência do próprio programa.

Neste trabalho, a definição de Kn foi feita através de sucessivos processamentos incrementando o valor de FKN até obter valores de penetração que se pode considerar desprezíveis. Para os modelos aqui apresentados foi adotado um coeficiente FKN que produza uma penetração máxima da ordem de 0,1mm.

CAPÍTULO 4

PAREDES SEM ABERTURAS SOBRE VIGAS BIAPOIADAS

4.1 INTRODUÇÃO

Uma vez definidos os parâmetros da modelagem, torna-se necessária a elaboração de modelos baseados em ensaios experimentais objetivando comparar o comportamento da estrutura segundo as análises experimental e numérica.

Alguns ensaios de paredes sem aberturas sobre vigas biapoiadas encontram-se em ROSENHAUPT (1962), BURHOUSE (1969), NAVARATNARAJAH (1981) e STAFFORD SMITH & KHAN & WICKENS (1977).

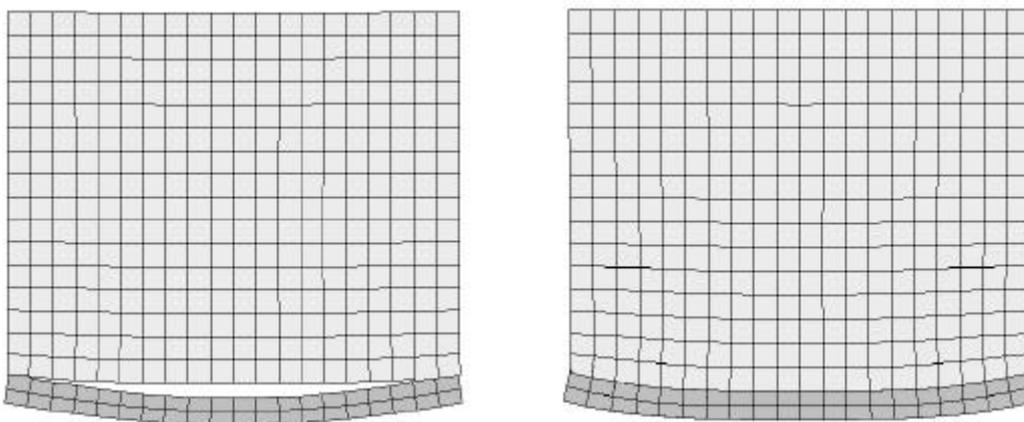
Neste capítulo são apresentados modelos numéricos relativos a duas paredes sobre vigas de concreto armado biapoiadas mencionados em ROSENHAUPT (1962). Para a primeira parede, foram elaborados diversos modelos numéricos utilizando-se elementos de contato e um modelo numérico sem elementos de contato. Conforme mostra a Figura 4.1, no modelo sem elementos de contato, na interface parede-viga, os nós da parede e da viga permanecem unidos durante todo o carregamento. Os modelos com elementos de contato, por sua vez, admitem a separação e o deslizamento na interface parede-viga. Deste modo, pôde-se verificar a influência da consideração da não-linearidade de contato na distribuição de esforços da estrutura.

Diante dos resultados da primeira parede, pôde-se analisar, dentre os vários modelos com elementos de contato, qual deles representava melhor a separação e o deslizamento na interface parede-viga. Deste modo, para a segunda parede só foram elaborados dois modelos numéricos: um modelo com elementos de contato e outro modelo sem elementos de contato.

Em todos os modelos numéricos apresentados neste capítulo, foram utilizados os parâmetros descritos no capítulo anterior, ou seja:

- a) Coeficiente de atrito $\mu = 0,6$;

- b) Tensão máxima de cisalhamento segundo a norma inglesa BS 5628. Neste caso, equivale a $0,14 \text{ kN/cm}^2$;
- c) Coeficiente de Poisson do concreto adotado $\nu_c = 0,20$;
- d) Coeficiente de rigidez normal do elemento de contato referente a penetração de $0,1\text{mm}$.



(a) Modelo com elementos de contato

(b) Modelo sem elementos de contato

Figura 4.1 Deformação da estrutura parede-viga segundo modelos com elementos de contato e sem elementos de contato

Para comparação de resultados, serão analisados os seguintes fatores, devido a sua importância no dimensionamento do sistema parede-viga:

- a) Tensão vertical e tensão cisalhante máxima na parede;
- b) Deformação vertical máxima na base da parede;
- c) Deformação horizontal máxima na linha vertical média da parede;
- d) Momento fletor, esforço normal de tração e flecha na viga.

4.2 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

Em 1962, Saky Rosenhaupt ensaiou 12 paredes de alvenaria estrutural sobre vigas simplesmente apoiadas até a ruptura. As paredes foram submetidas a carregamento vertical uniformemente distribuído no seu topo. Os objetivos destes ensaios foram:

- a) Estudo do comportamento da parede durante a sua fase elástica;
- b) Comparação de resultados com cálculos numéricos;
- c) Determinação dos modos e cargas de ruptura ;

- d) Analisar a influência de alguns fatores sobre a estrutura como: altura da parede, material da parede, e armadura da viga.

O arranjo experimental adotado por ROSENHAUPT (1962) foi o mostrado na Figura 4.2, onde se podem se distinguir 3 elementos diferentes: a viga de apoio, a parede e a cinta superior que recebe a carga vertical. A altura da viga de apoio e da cinta são constantes para todos os ensaios e iguais a 15 e 7,5cm respectivamente. A armadura da cinta superior também se manteve constante em todos os ensaios e igual a $1\phi 6\text{mm}$.

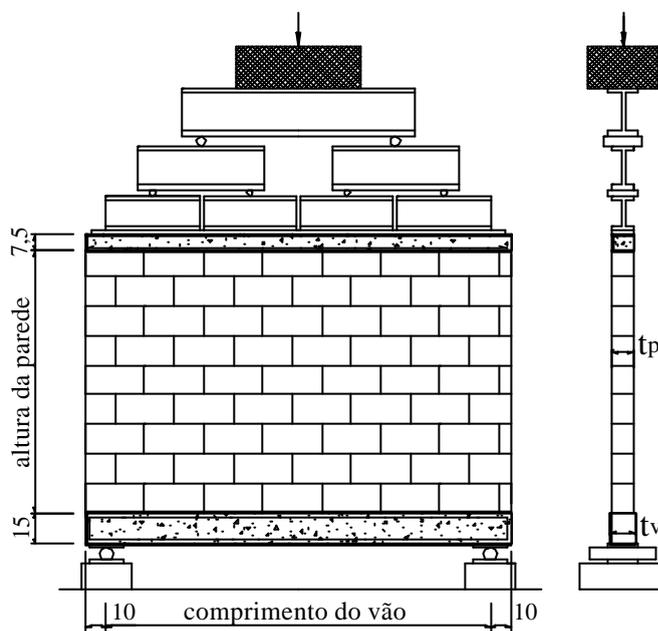


Figura 4.2 Arranjo experimental de Rosenhaupt

Devido à disponibilidade de informações mais completas sobre os modelos e resultados obtidos, apenas as paredes intituladas **1b** e **7** foram aproveitadas. Sendo assim, as informações ligadas às outras paredes não serão mencionadas neste trabalho. Observa-se que foi mantida a mesma nomenclatura de paredes apresentada em ROSENHAUPT (1962). As propriedades dos materiais utilizados nos ensaios destas paredes encontram-se na Tabela 4.1. Percebe-se que as Paredes 1b e 7 possuem propriedades bem diferentes para permitir a análise da influência do material da parede na distribuição de esforços da estrutura.

O módulo de elasticidade do concreto foi determinado em ensaios de prismas de $10 \times 10 \times 50\text{cm}$ sobre compressão axial até 100kN . O módulo de elasticidade do concreto apresentado na Tabela 4.1 corresponde a uma compressão de 50kN . O módulo de elasticidade das paredes foi medido em prismas de $65 \times 62\text{cm}$ para blocos vazados de

concreto e 50,5x62cm para blocos de concreto celular. Os módulos de elasticidade das paredes apresentados na Tabela 4.1 correspondem a tensões menores do que 0,1 kN/cm².

A argamassa utilizada foi preparada segundo as proporções apresentadas na Tabela 4.2. A resistência característica à compressão da argamassa aos 28 dias foi de 0,0452 kN/cm² e a resistência característica à tração foi de 0,0335 kN/cm².

Tabela 4.1 Propriedades dos materiais utilizados nos ensaios de Rosenhaupt

DADOS DOS ENSAIOS	PAREDES	
	1b	7
Tipo de bloco	Concreto celular 7,5x15x25 cm	Vazados de concreto 10x10x20 cm
Peso do bloco	2,24 kg p/ bloco	650 kg/m ³
Resistência a compressão do bloco (kN/cm ²)	0,32	0,145
Espessura da parede e cinta (cm)	7,5	10,0
Altura da parede (cm)	126,5	126,0
Comprimento da parede (cm)	205,0	207,0
Comprimento do vão (cm)	185,0	187,0
Armadura da viga de apoio	2 ϕ 8	2 ϕ 8
Seção da viga de apoio (cm ²)	7,5 x 15	7,5 x 15
Resistência a compressão da parede (kN/cm ²)	0,12	0,194
Coeficiente de Poisson da parede	0,2	0,18
E _{bloco} (kN/cm ²)	Falta de dados	107
E _{parede} (kN/cm ²)	69	200
E _{viga} (kN/cm ²)	2350	2350
E _{cinta} (kN/cm ²)	1750	1750

Tabela 4.2 Consumo de materiais utilizados na confecção da argamassa utilizada nos ensaios de Rosenhaupt

Materiais	Consumo por m ³
Cimento	100 kg
Areia	1270 kg
Cal	380 kg

4.3 PAREDE 1b

4.3.1 Modelos numéricos

Como foi visto no capítulo anterior, o programa Ansys 5.5 apresenta várias opções de elementos para modelagem da parede e da viga e vários elementos de contato. A Parede 1b foi utilizada para se verificar o comportamento da estrutura quando modelada com esses diferentes elementos. Os diversos modelos numéricos desenvolvidos para a Parede 1b estão descritos na Tabela 4.3. A tensão aplicada no topo da Parede 1b foi de $0,02\text{kN/cm}^2$.

Vale salientar que será apresentado apenas um modelo numérico que não considera a não-linearidade de contato. Isto decorre do fato de haver pouca diferença nos resultados dos modelos lineares quando se modificam os elementos da parede e da viga.

Tabela 4.3 Elementos adotados nos modelos numéricos da Parede 1b

Modelos	Parede	Viga	Contato
Modelo 1	PLANE42	BEAM3	CONTA171/TARGE169
Modelo 2	PLANE42	PLANE42	CONTA171/TARGE169
Modelo 3	PLANE42	PLANE42 c/ferro	CONTA171/TARGE169
Modelo 4	SOLID45	SOLID45	CONTA173/TARGE170
Modelo 5	PLANE42	BEAM3	Nenhum

Nos modelos bidimensionais, para discretização da parede, foi adotado o elemento de chapa PLANE42. A escolha deste elemento vem do fato deste já ter sido bastante utilizado nesse tipo de discretização, apresentando sempre bons resultados.

Para discretização da viga nos modelos bidimensionais, foram testados elementos de barra BEAM3 e elementos de chapa PLANE42. Para a viga, o elemento de barra possui uma vantagem em relação ao elemento de chapa que é a determinação automática dos valores dos esforços de tração e momento fletor. Para o elemento de chapa, são fornecidos apenas valores de tensões sendo necessário integrar estes valores ao longo da altura do elemento para se obter os valores de tração e momento fletor.

Nos modelos tridimensionais, para discretização da parede e da viga, foi adotado o elemento sólido SOLID45.

Por meio da Figura 4.2, percebe-se que o sistema de apoio concebido nos ensaios de Rosenhaupt permite rotação livre em torno do ponto de apoio. Por isso, em todos os modelos numéricos, foram colocadas apenas restrições verticais nos pontos de apoio e restrições horizontais na linha vertical média do sistema para impedir movimento de corpo rígido.

Para considerar a armadura no Modelo 3, foi inserido um elemento de treliça ao nível do cobrimento inferior com a área da seção transversal igual à área de aço presente na viga.

Foram elaborados também alguns modelos utilizando o elemento de contato CONTAT12. No entanto, não houve sucesso no processamento destes modelos devido à ocorrência de movimento de corpo rígido. Tentou-se contornar o problema através do ajuste das rigidezes normal e transversal do elemento de contato, o que não ofereceu um resultado satisfatório.

4.3.2 Definição da rede

Para definição da rede a ser adotada foram processados alguns modelos com três discretizações diferentes para a Parede 1b, conforme ilustra a Figura 4.3. Nestes modelos foram utilizados elementos de chapa PLANE42 para a parede, elementos de barra BEAM3 para a viga e o par de contato CONTA171/TARGE169.

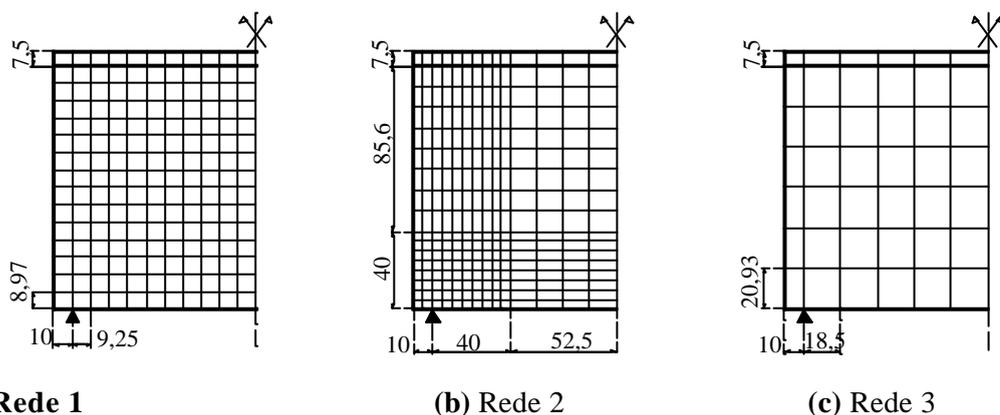


Figura 4.3 Redes estudadas para a Parede 1b. Medidas em centímetros.

A Figura 4.4 apresenta as deformações verticais na base da parede e as deformações horizontais ao longo da linha vertical média da parede para as três discretizações analisadas.

Em relação às deformações verticais, percebe-se que as alterações na rede não geraram diferenças significativas nos resultados. Apenas nos extremos, pode-se visualizar pequenas diferenças de um modelo para outro. A Rede 3 apresentou menor valor na deformação vertical máxima. Em relação à deformação horizontal, as três redes forneceram valores praticamente iguais.

Em vista das poucas diferenças observadas entre as três redes, optou-se pela adoção da Rede 3 para a Parede 1b, que contém um menor número de elementos e portanto, torna mais simples a geração dos modelos.

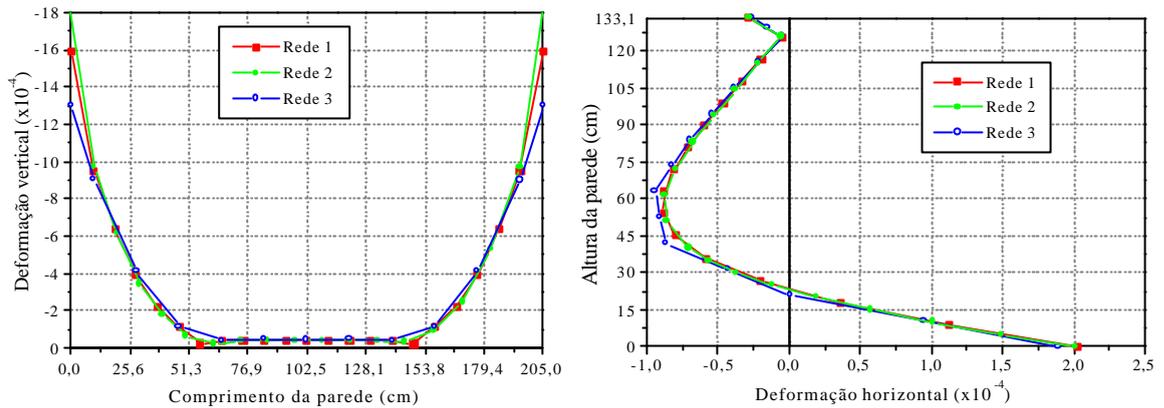


Figura 4.4 Deformações na Parede 1b para três opções de rede diferentes

4.3.3 Análise de resultados

Observando-se a Figura 4.5, percebe-se que os valores das deformações verticais obtidos para as diversas modelagens são muito semelhantes. Todos os modelos sugerem uma forma parabólica com valor nulo no centro e crescendo em direção aos apoios. O Modelo 5 gerou pequenas deformações verticais de tração na região central da parede. Isso acontece devido à influência da viga que, deformando-se, tende a tracionar a porção inferior da parede. Esse comportamento não se repete quando são utilizados elementos de contato, pois estes permitem o descolamento entre a parede e a viga.

Os valores numéricos das deformações verticais vão se distanciando bastante dos valores experimentais à medida que se aproximam dos apoios. A diferença máxima ocorre nos extremos onde o resultado proposto pelos Modelos 1 e 4 é 62% maior do que o valor experimental.

Em relação às deformações horizontais, percebe-se uma grande diferença de configuração entre os valores experimentais e os valores obtidos nas modelagens numéricas. Nos modelos numéricos, ocorreram deformações de tração na base da parede. Este fenômeno, no entanto, é bem mais evidente nos modelos com elementos de contato. No modelo experimental, ao contrário dos modelos numéricos, surgiram apenas deformações horizontais de compressão ao longo de toda a altura da parede. Este resultado experimental é, de certo modo, surpreendente, pois seria esperada alguma deformação de tração na base da parede devida à flexão.

A Figura 4.5 também apresenta os resultados das tensões verticais na base da parede, para o modelo experimental e para os modelos numéricos. Percebe-se que as tensões verticais apresentam curvas semelhantes às curvas de deformações verticais. Observa-se mais uma vez, para o Modelo 5, a existência de tensões de tração na região central.

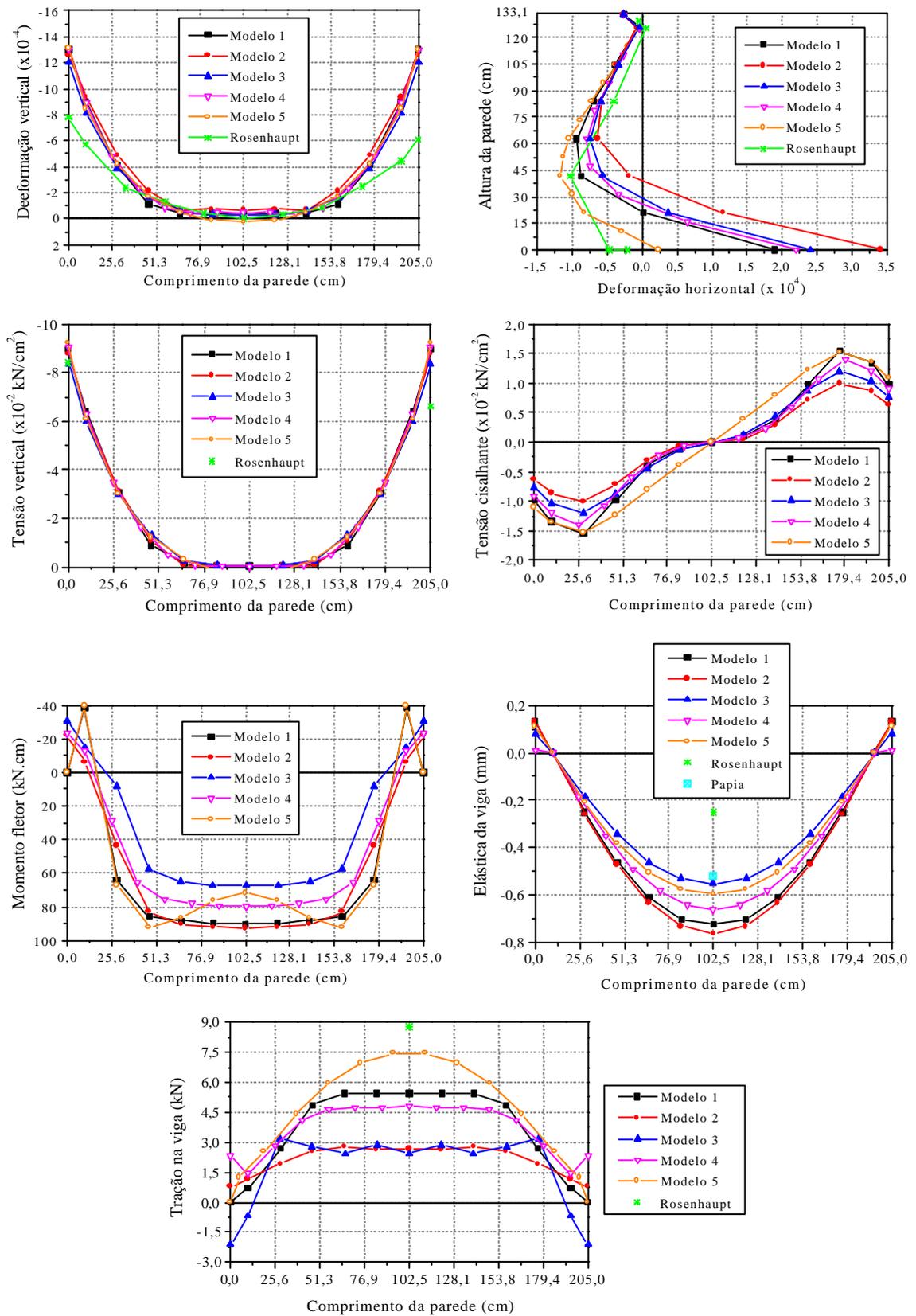


Figura 4.5 Parede 1b - Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga

Os modelos numéricos apresentaram valores semelhantes para a tensão vertical máxima, em torno de $0,09 \text{ kN/cm}^2$. Já no modelo experimental, estes valores são um pouco inferiores. Na extremidade direita, a diferença de resultado entre o modelo experimental e os modelos numéricos é de 36%. Na extremidade esquerda, esta diferença é de 7%.

Em relação às tensões de cisalhamento na base da parede, são apresentados apenas os resultados dos modelos numéricos, devido à inexistência de informações sobre os resultados experimentais. Como se pode ver, as tensões de cisalhamento apresentam curvas semelhantes para os dois modelos numéricos. Em todos os modelos, a curva apresenta valores máximos em torno do apoio e valores nulos no meio do vão. Dentre todos os modelos numéricos, o Modelo 2 apresentou o menor valor de tensão máxima de cisalhamento que é $0,01 \text{ kN/cm}^2$. O maior valor para a tensão máxima de cisalhamento ocorreu no Modelo 1 e foi de $0,015 \text{ kN/cm}^2$.

Ainda na Figura 4.5, pode-se observar que o esforço máximo de tração ocorre no centro da viga e vai diminuindo em direção aos apoios. O valor experimental de $8,8 \text{ kN}$ está mais próximo do resultado obtido para o Modelo 5, sem elementos de contato, onde a diferença é de 18%. Os Modelos 2 e 3 apresentaram valor máximo de tração em torno de 3 kN que são valores excessivamente distantes dos valores experimentais.

Uma vez observado que, nos modelos numéricos com elementos de contato, as tensões de cisalhamento estavam elevadas e os esforços de tração estavam inferiores aos valores experimentais, foram realizados vários testes para verificar a sensibilidade dos modelos aos parâmetros adotados. Os modelos numéricos foram processados fazendo-se variar a tensão máxima de cisalhamento, o que provocou poucas mudanças nos resultados.

Em relação ao diagrama de momentos fletores na viga, pode-se observar que no Modelo 5, sem elementos de contato, houve diminuição do momento fletor na região central da viga. Isto ocorre porque, neste modelo a parede funciona como apoio para a viga restringindo, de certo modo, o deslocamento vertical nessa região. Nos modelos sem elementos de contato, a viga deforma-se mais livremente, pois está unida à parede apenas pela rigidez normal deste elemento. Neste caso, gera-se um diagrama semelhante aos casos de viga bi-apoiada com carregamento uniformemente distribuído.

A Figura 4.5 também apresenta a elástica da viga segundo os vários modelos numéricos desenvolvidos, segundo os ensaios de Rosenhaupt e segundo análises numéricas apresentadas em PAPIA(1989). Verifica-se que, para a flecha no meio da viga, os modelos numéricos apresentaram valores entre $0,51 \text{ mm}$ e $0,76 \text{ mm}$. Estes valores, no entanto, estão muito distantes do valor experimental que é $0,25 \text{ mm}$. Esta diferença supera os valores usuais de comparação entre modelos numéricos e experimentais. No entanto, comparando-se os

resultados obtidos com os modelos numéricos com os resultados de outra modelagem numérica descrita em PAPIA (1989), percebe-se que seus valores estão bem próximos. O valor obtido através dos modelos numéricos descritos em PAPIA(1989) estão em torno de 0,52mm.

A Figura 4.6(a) e (b) apresenta a distribuição de tensões verticais na parede para os Modelos 1 e 5 respectivamente. Na Figura 4.6(c) e 4.6(d), tem-se os valores de abertura e deslizamentos ocorridos na interface parede-viga para o Modelo 1 que adota o elemento de barra para a viga. Os valores obtidos para abertura e deslizamento máximos foram 0,059mm e 0,049mm respectivamente.

De uma forma geral, percebe-se que, dentre os modelos com elementos de contato, os modelos que apresentaram resultados melhores e mais homogêneos são os Modelos 1 e 5. Percebe-se também que o Modelo 5, que não utilizou elementos de contato, apresentou resultados bem próximos dos modelos com elementos de contato.

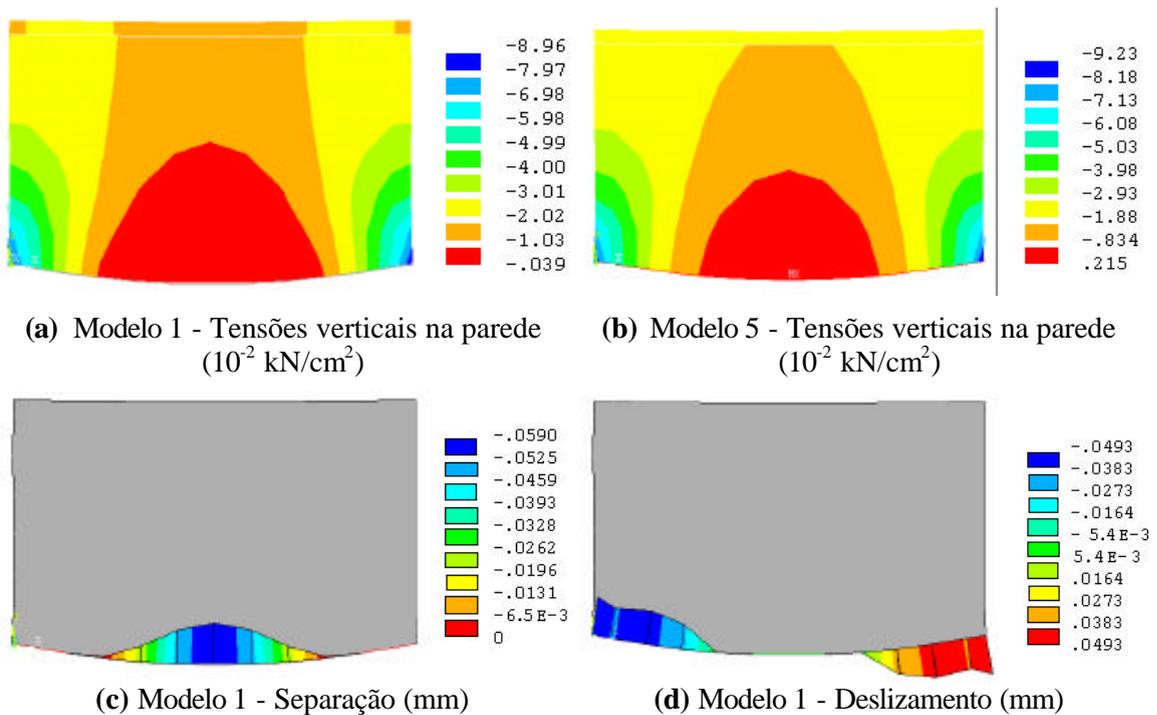


Figura 4.6 Parede 1b – Separação, deslizamento e distribuição de tensões verticais

4.4 PAREDE 7

4.4.1 Modelos numéricos

A partir dos resultados obtidos para os diversos modelos elaborados para a Parede 1b, pode-se perceber que o modelo numérico que utiliza elemento de chapa para a parede e elemento de barra para a viga apresenta bons resultados. Devido a isto, estes foram os

elementos utilizados na modelagem numérica da Parede 7. Ou seja, para esta parede só foram feitos dois modelos numéricos: o primeiro modelo com elementos de contato e o outro sem elementos de contato. A tensão aplicada no topo da Parede 7 foi de $0,04\text{kN/cm}^2$.

4.4.2 Definição da Rede

Para a Parede 7, adotou-se uma rede com o mesmo número de elementos da rede adotada para a Parede 1b. Isto acontece devido as semelhanças geométricas entre as duas paredes. A rede utilizada nos dois modelos numéricos desenvolvidos para a Parede 7 estão ilustrados na Figura 4.7.

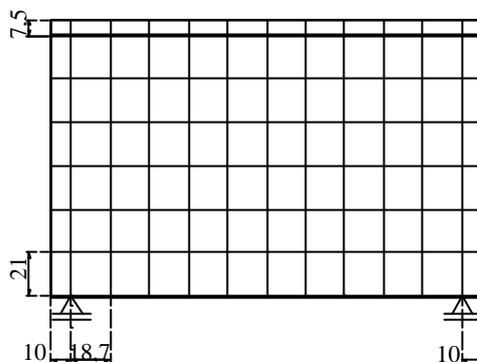


Figura 4.7 Rede adotada para a Parede 7

4.4.3 Análise de Resultados

Analisando-se a Figura 4.8, que apresenta as deformações verticais na base da parede, percebe-se que houve um comportamento idêntico para as duas modelagens. O modelo experimental apresentou deformações verticais de tração na região central da parede, sugerindo que a viga ao se deformar, teria tracionado a base da parede. Os valores máximos ocorridos nas extremidades da parede para os modelos numéricos estão bem mais próximos dos resultados experimentais do que no caso da Parede 1b.

As deformações horizontais demonstram um comportamento semelhante para as duas modelagens numéricas. É importante observar que, neste caso, o resultado experimental indicou tração na base da parede, o que não aconteceu para a Parede 1b. Percebe-se que o resultado experimental apresenta configuração bastante diferente daquela obtida com os modelos numéricos.

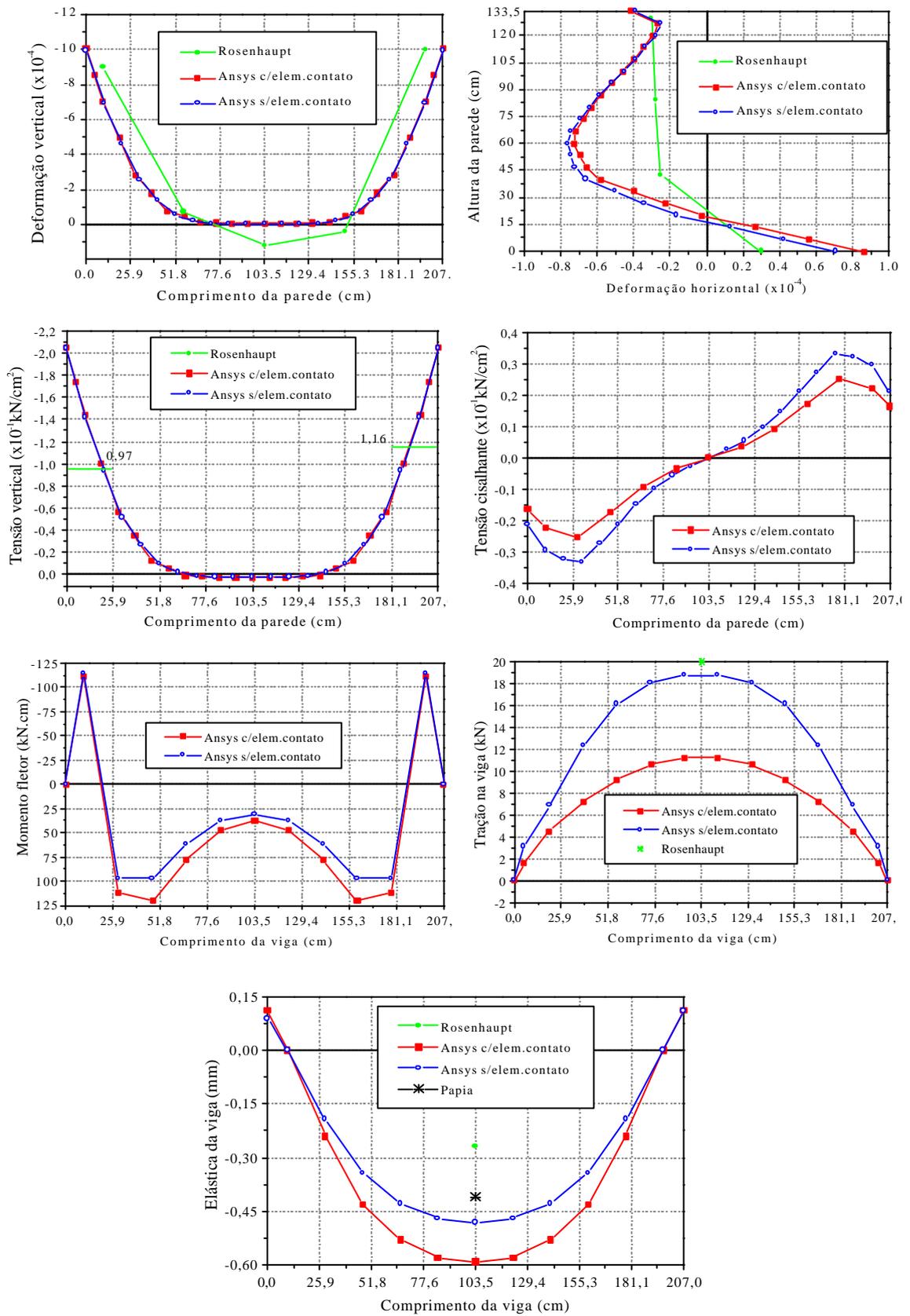


Figura 4.8 Parede 7 - Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga

Em relação às tensões verticais na base da parede, pode-se observar que houve uma diferença considerável nos valores máximos de tensões verticais para modelos numéricos e experimentais. A diferença máxima foi de aproximadamente 111% , no extremo esquerdo.

Através da Figura 4.8, observa-se que o valor da tensão máxima cisalhante obtido com o modelo sem elementos de contato foi 28% maior do que aquele obtido a partir do modelo com elementos de contato.

Os diagramas de momentos fletores gerados a partir dos modelos numéricos estão bastante próximos um do outro. Neste caso, pode-se considerar que a introdução dos elementos de contato não teve grande influência no comportamento do sistema parede-viga.

Os diagramas de momentos da Figura 4.8 sugerem que a Parede 7, na região central, não tenha permitido que a viga se deformasse livremente. Atribui-se isso ao fato da Parede 7 ter espessura e módulo de elasticidade bem maiores que a Parede 1b onde o fenômeno não foi tão evidente.

A Figura 4.8 também apresenta os diagramas de esforços de tração na viga para os dois modelos numéricos. A diferença máxima entre os dois modelos ocorre no centro da viga e vale 60%. O valor experimental da tração na viga manteve-se superior aos valores obtidos com os modelos numéricos. O valor máximo experimental de tração é aproximadamente o dobro do valor apresentado pelo modelo com elemento de contato.

Na Figura 4.8, tem-se os valores da elástica da viga segundo os modelos numéricos, segundo resultados experimentais e também segundo os modelos numéricos apresentados em PAPIA(1989). As flechas dos modelos numéricos apresentaram valores bem maiores do que o valor experimental. Comparando-se o resultado do modelo sem elementos de contato com o resultado dos modelos numéricos de Papia, tem-se uma diferença de aproximadamente 17%.

As Figuras 4.9 (a) e (b) apresentam os valores das tensões verticais na parede para os dois modelos numéricos. Observa-se que a distribuição de tensões verticais é semelhante para os diversos modelos, independente da utilização de elementos de contato.

As Figuras 4.10(a) e (b) apresentam os valores de separação e deslizamento na interface parede-viga para o modelo com elementos de contato. Observa-se que a separação ocorrida foi desprezível e que o deslizamento também não alcançou valores consideráveis, chegando ao máximo de 0,14mm.

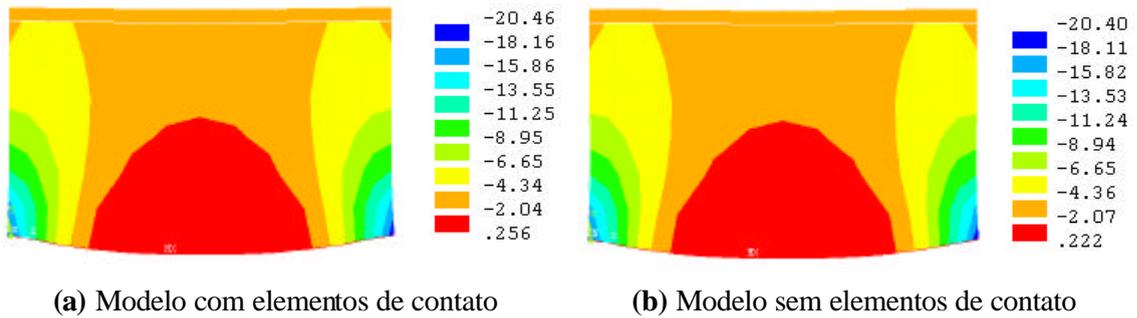


Figura 4.9 Parede 7 – Distribuição de tensões verticais na parede (10^{-2} kN/cm²)

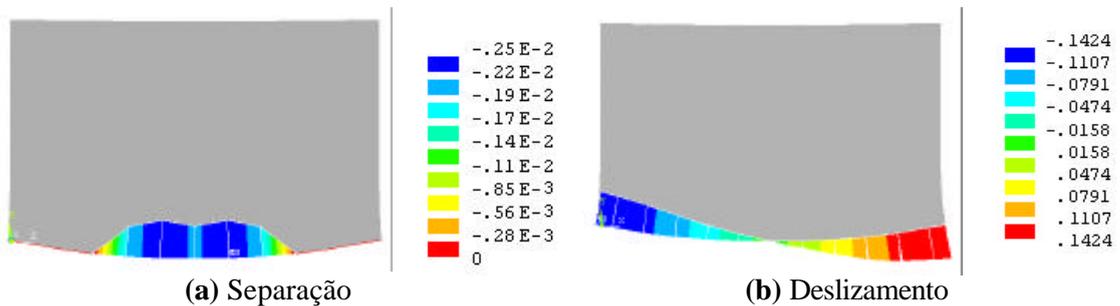


Figura 4.10 Parede 7 – Separação e deslizamento na interface parede-viga (mm)

4.5 CONCLUSÕES

Percebe-se que, nos resultados da modelagem numérica, as estruturas apresentam tensões, deformações e flechas bem maiores do que nos resultados obtidos experimentalmente.

É possível verificar que os picos de tensões verticais na base da parede, sobre os apoios, obtidos com os modelos numéricos são bem superiores aos resultados experimentais. Estes picos poderiam ser amenizados através da consideração da não-linearidade física dos materiais nesta região onde, para carregamentos elevados, há grande possibilidade de ocorrência de fissuração.

Outro fator a se analisar são as deformações verticais de tração que ocorrem na região central da base da parede em determinados casos. Uma vez que a parede e a viga estão ligados apenas pela argamassa, é difícil imaginar que esta ligação seja suficiente para gerar aquelas deformações na base da parede.

De uma forma geral, observa-se que a utilização de elementos de contato na modelagem numérica do sistema parede-viga ocasiona aumento de deslocamentos verticais na viga, redução da tensão máxima de cisalhamento na base da parede e redução dos esforços de tração na viga.

Na Parede 1b, percebe-se que a utilização de elementos de contato gerou diagramas de momento fletor onde não ocorre a redução de valores no meio do vão, como acontece com o modelo linear. No entanto, para a Parede 7, tanto o modelo linear quanto o modelo com elementos de contato apresentaram diagramas de momento fletor com redução no meio do vão. Este comportamento desigual pode ser atribuído às diferenças de propriedades físicas e geométricas das duas paredes.

A importância da consideração do efeito arco no cálculo dos esforços torna-se evidente quando se analisam os resultados. Os momentos fletores obtidos nas modelagens numéricas são bem menores do que no caso da carga ser aplicada uniformemente sobre a viga. Para a Parede 1b, por exemplo, o momento no meio da viga sem considerar o efeito arco seria 78925 kN.cm. Este valor é cerca de 10 vezes maior do que os valores numéricos obtidos.

CAPÍTULO 5

PAREDES COM ABERTURAS SOBRE VIGAS BIAPOIADAS

5.1 INTRODUÇÃO

O comportamento estrutural de um sistema parede-viga com aberturas pode ser bastante diferente daquele que ocorre em sistemas semelhantes sem aberturas. Levando-se em consideração que aberturas em paredes são bastante comuns em edifícios, para um dimensionamento eficaz, é extremamente importante analisar a sua influência nos esforços nas vigas e nas tensões na parede.

Neste capítulo, serão apresentados modelos numéricos de paredes com aberturas sobre vigas biapoiadas ensaiadas experimentalmente e cujos resultados estão descritos em DAVIES&AHMED(1976). Para cada parede, foram elaborados dois modelos numéricos: o primeiro modelo adota elementos de contato, e o segundo modelo, não adota elementos de contato.

5.2 TRABALHOS DESENVOLVIDOS SOBRE O TEMA EM QUESTÃO

Em relação ao estudo de sistemas parede-viga com aberturas, alguns trabalhos experimentais foram desenvolvidos, dentre os quais pode-se citar WOOD(1952), DAVIES&AHMED(1976) e MO TING-BIN et al.(1988). Dentre os trabalhos que apresentam modelagens numéricas, tem-se TOMAZELLA(1995) que apresenta uma análise elástica utilizando o Método dos Elementos Finitos.

Em 1952, R.H.Wood desenvolveu um extenso trabalho sobre o comportamento estrutural de sistemas parede-viga com aberturas e sem aberturas. Este estudo, presente em WOOD(1952), faz uma análise da influência das aberturas no momento fletor das vigas.

Em DAVIES&AHMED(1976), são apresentadas as descrições e os resultados de ensaios realizados em escala reduzida para paredes com aberturas de portas e janelas. Neste

trabalho, também são apresentadas modelagens numéricas em Elementos Finitos adotando uma análise elástica linear para o problema.

MO TING BIN et al (1988) descrevem um extenso trabalho experimental no qual foram ensaiadas 65 paredes sobre vigas de concreto armado biapoias, com aberturas de portas. Fazendo-se variar a posição da porta do centro do vão para as laterais, os autores obtiveram valiosas informações sobre a influência destas aberturas no sistema parede-viga.

5.3 ASPECTOS TEÓRICOS

Os sistemas parede-viga apresentam um eficiente desempenho estrutural, que é decorrente da grande rigidez obtida através da ação conjunta da parede com a viga. No entanto, quando existem aberturas na parede, ocorre uma redução nesta rigidez, o que pode gerar alterações na configuração final deste sistema. Segundo DAVIES&AHMED(1976), WOOD(1952) e TOMAZELLA(1995), estas alterações ocorrem, principalmente, em função do tamanho e do posicionamento das aberturas na parede. As alterações mais significativas já observadas nas paredes com aberturas são:

- a) Surgimento de novos pontos de concentrações de tensões na parede;
- b) Diminuição da resistência da parede e mudanças no seu modo de ruptura;
- c) Aumento de flecha na viga;
- d) Alterações nos diagramas de momento fletor e tração na viga.

Devido à existência de aberturas em sistemas parede-viga, as distribuições de tensões na parede assumem novas configurações, podendo surgir novos pontos de concentrações de tensões conforme se ilustra a Figura 5.1.

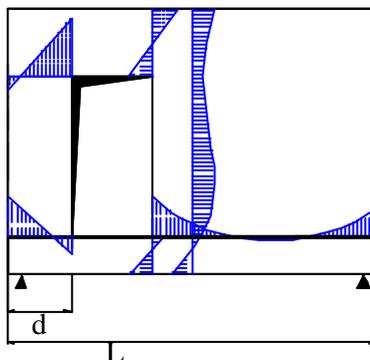


Figura 5.1 Concentrações de tensões numa parede com abertura de porta.

Fonte: MO TING BIN et al (1988)

O surgimento destes novos pontos de concentrações de tensões na parede pode ter bastante influência sobre a resistência e os modos de ruptura da parede. Segundo MO TING-BIN et al (1988), as rupturas de paredes com aberturas de portas podem ocorrer por flexão da viga, cisalhamento da parede ou compressão da parede. As ruínas por flexão da viga podem ocorrer nos casos em que existem aberturas de portas com $d/L < 0,25$. Nestes casos, o momento fletor na viga aumenta, podendo-se acontecer ruína por alongamento excessivo da armadura da base da viga. As ruínas por cisalhamento acontecem quando surgem elevadas tensões cisalhamento nas proximidades da abertura. O rompimento da parede por compressão pode acontecer nos novos pontos de concentrações de tensões verticais quando a parede não tem capacidade para suportar os acréscimos de tensões.

Em relação às flechas na viga, a existência de janelas não costuma gerar resultados com diferenças significativas em relação às paredes sem aberturas. No entanto, quando se têm paredes com aberturas de portas, podem surgir acréscimos significativos nas flechas na viga. As Figuras 5.2 e 5.3 apresentam resultados obtidos segundo estudos experimentais contidos em DAVIES&AHMED(1976) e MO TING-BIN et al (1988) respectivamente.

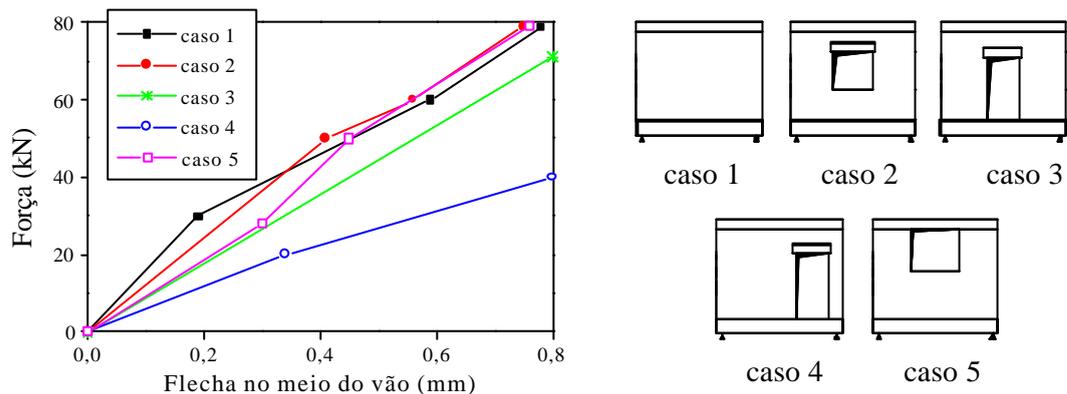


Figura 5.2 Flechas obtidas a partir dos ensaios descritos em DAVIES&AHMED(1976)

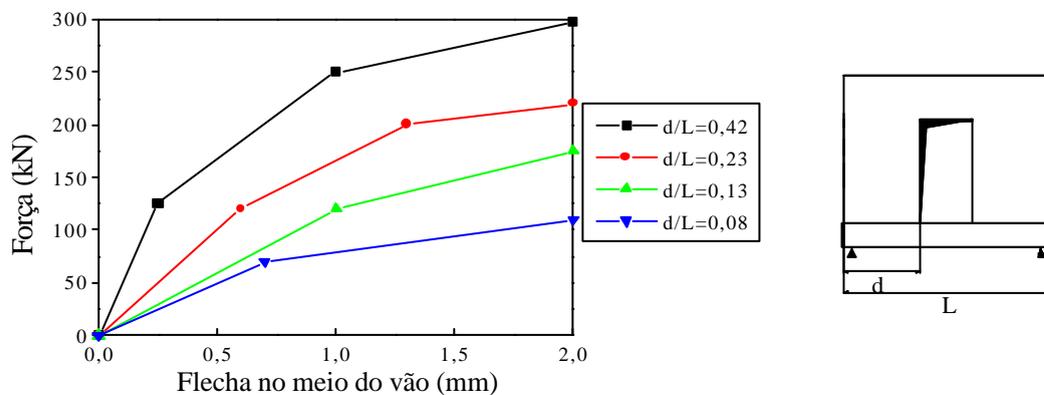


Figura 5.3 Flechas obtidas a partir dos ensaios descritos em MO TING-BIN et al (1988)

Vale salientar que além de alterações no valor numérico da flecha máxima na viga, também podem ocorrer mudanças na posição desta flecha máxima no vão. Para paredes sem aberturas ou com aberturas centrais, geralmente a flecha máxima ocorre no meio do vão. No entanto, para paredes com aberturas excêntricas, as flechas na viga tendem a ser maiores nas regiões abaixo das aberturas.

5.4 DADOS EXPERIMENTAIS

O trabalho apresentado em DAVIES&AHMED(1976) serviu de base para elaboração dos modelos numéricos que serão apresentados adiante. O estudo de Davies e Ahmed relata ensaios realizados em sistemas parede-viga com aberturas, construídos com tijolos em escala reduzida¹/3 e concreto com traço 1:2:4.²As paredes foram ensaiadas até a ruptura sob ação de carregamento vertical uniforme distribuído no topo da parede. Em DAVIES&AHMED(1976) também são apresentados resultados obtidos com modelagens numéricas em Elementos Finitos.

Em DAVIES&AHMED(1976), descreve-se ensaios de paredes com 4 tipos diferentes de aberturas e seus resultados são comparados com aqueles obtidos em paredes sem aberturas. A Figura 5.4 ilustra as características geométricas destas paredes e a nomenclatura adotada para cada uma delas. As dimensões e as propriedades físicas da parede e da viga foram mantidas constantes para todos os ensaios e estão descritas na Tabela 5.1.

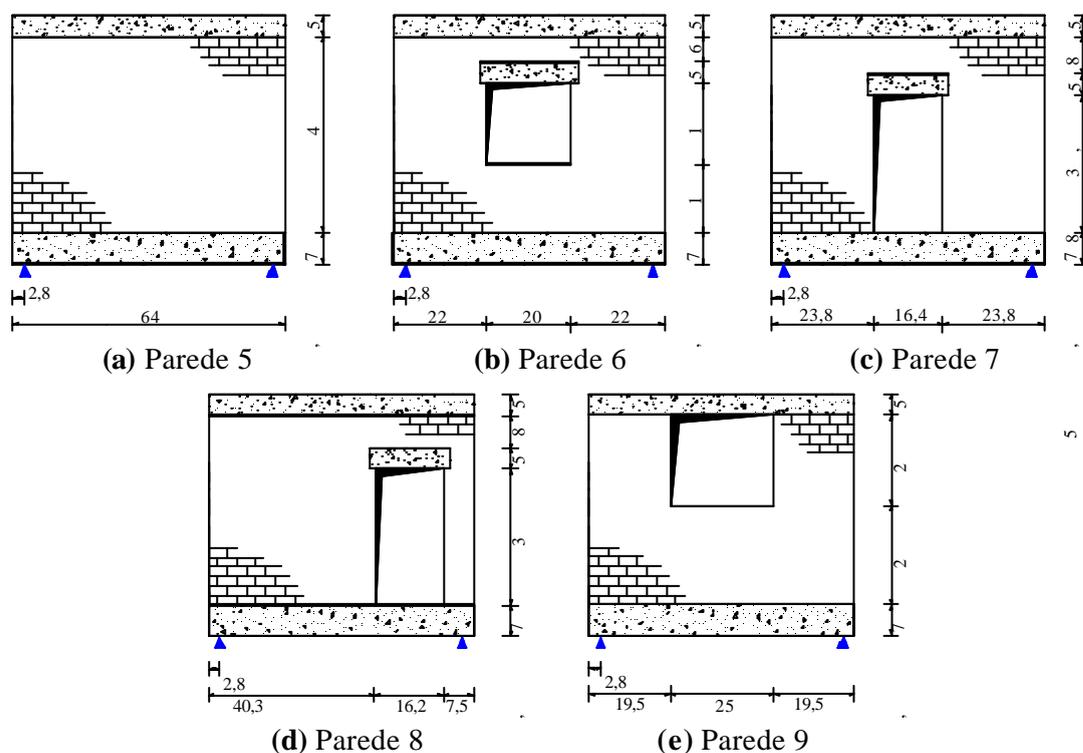


Figura 5.4 Características das paredes ensaiadas por Davies e Ahmed. Medidas em cm.

Tabela 5.1 Propriedades dos materiais usados nos ensaios de Davies e Ahmed

DADOS DOS ENSAIOS	
Tipo de bloco	Tijolos cerâmicos 3,6 x 2,5x 7,7cm
Espessura da parede e da cinta (cm)	3,6
Altura da parede (cm)	46
Altura da cinta (cm)	5
Comprimento da parede (cm)	64
Comprimento do vão (cm)	58,4
Seção da viga (cm ²)	7,5x7,5
Armadura da cinta	2 ϕ 5
Armadura do topo da viga	2 ϕ 5
Armadura da base da viga	3 ϕ 5 (Paredes 6 a 9) 2 ϕ 5(Parede 5)
Resistência à compressão da parede (kN/cm ²)	1,31
E _{parede} (kN/cm ²)	210
Resistência à compressão do concreto (kN/cm ²)	5,1
E _{concreto} (kN/cm ²)	2800
Tensão de escoamento do aço (kN/cm ²)	25,17
E _{aço} (kN/cm ²)	17300
Carga no topo das Paredes 6,7 e 9 (kN/cm ²)	0,346
Carga no topo da Parede 8 (kN/cm ²)	0,173
Carga no topo da Parede 5 (kN/cm ²)	0,346 e 0,173

5.5 MODELOS NUMÉRICOS

Os elementos adotados nos modelos numéricos das cinco paredes citadas estão descritos na Tabela 5.2. Como se pode ver, foram elaborados dois modelos numéricos com características bem diferentes. O Modelo 1 é bidimensional e linear, enquanto o Modelo 2 é tridimensional com consideração da não-linearidade de contato.

Tabela 5.2 Elementos adotados nos modelos numéricos das Paredes 5, 6, 7, 8 e 9.

Modelos	Parede	Viga	Contato
Modelo 1	SOLID45	SOLID45	CONTA173/TARGE170
Modelo 2	PLANE42	BEAM3	Nenhum

O Modelo 1, que adota elemento de barra para representar a viga, foi inserido neste capítulo devido aos bons resultados obtidos nos sistemas do capítulo anterior. No entanto, como os sistemas parede-viga a serem analisados neste capítulo possuem vigas com alturas bem maiores do que os sistemas estudados no capítulo anterior, haveria a possibilidade do elemento de barra não representar bem a viga. E por isso, foi elaborado um modelo tridimensional para verificar se haveria alterações significativas entre os resultados dos dois modelos numéricos.

A Figura 5.5 mostra as redes adotadas neste capítulo. Para adoção destas redes foram feitos estudos com outras discretizações e os resultados, comparados..

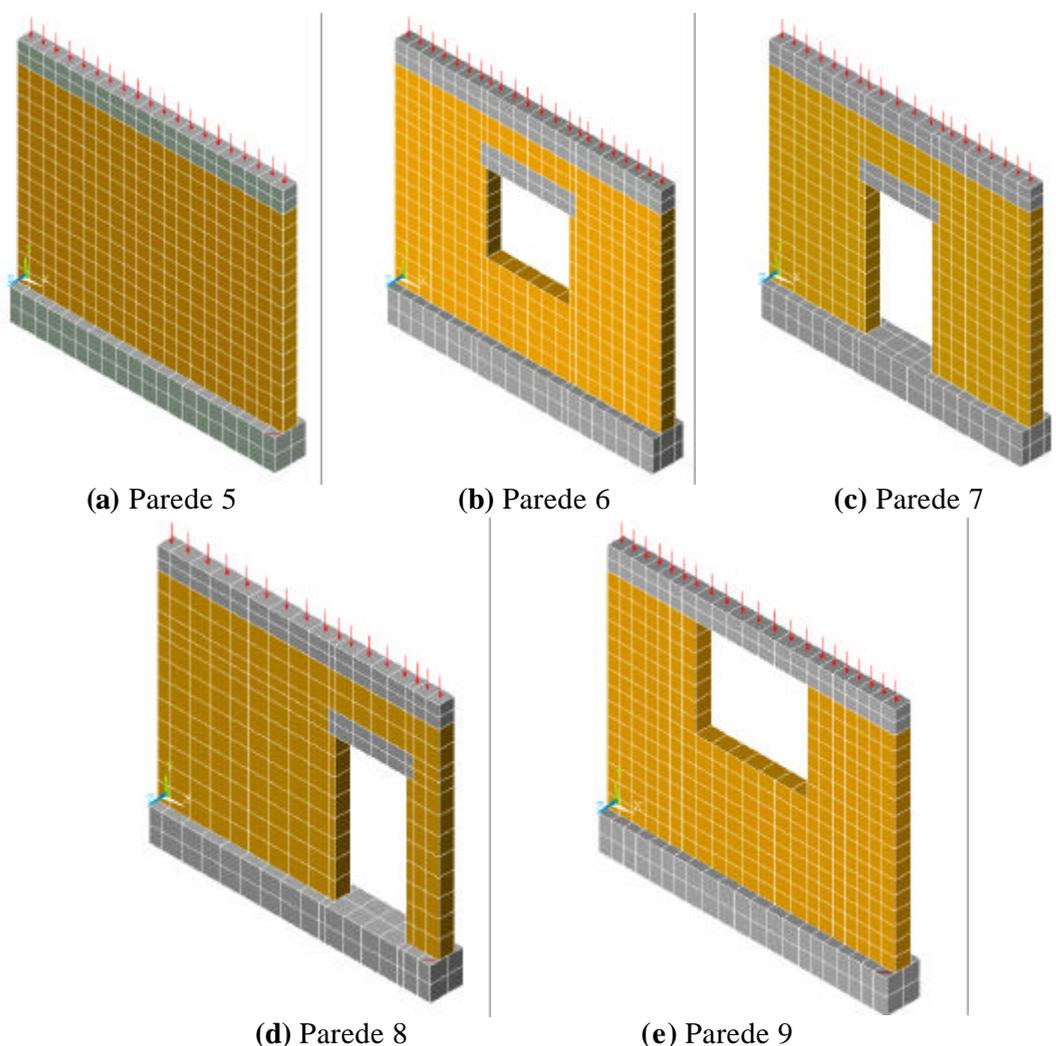


Figura 5.5 Redes adotadas nos modelos numéricos com aberturas

Para elaboração dos modelos numéricos deste capítulo, foram adotadas considerações semelhantes às aquelas feitas para os modelos numéricos do capítulo anterior, ou seja:

- a) Coeficiente de atrito $\mu = 0,6$;
- b) Tensão máxima de cisalhamento segundo a BS. Para as paredes de Davies e Ahmed, $\tau_{\max} = 0,175 \text{ kN/cm}^2$;
- c) Coeficiente de rigidez normal para penetração de 0,1mm;
- d) Coeficiente de Poisson do concreto e da alvenaria $\nu_c = 0,20$.

5.6 ANÁLISE DE RESULTADOS

5.6.1 Parede 5

A Parede 5 refere-se a parede sem aberturas e seus resultados encontram-se na Figura 5.6. Estes resultados não serão discutidos separadamente, pois esta parede foi modelada com o objetivo de servir de referência para analisar a influência das aberturas na distribuição de tensões do sistema.

5.6.2 Parede 6

Os resultados da Parede 6 encontram-se nas Figuras 5.7 e 5.8. Em relação às tensões verticais, observa-se que, assim como nos modelos apresentados no capítulo anterior, os dois modelos numéricos apresentaram resultados muito semelhantes. O valor experimental obtido para as extremidades da parede foi de aproximadamente $0,72 \text{ kN/cm}^2$. Este valor é 54% menor do que o valor máximo $1,4 \text{ kN/cm}^2$ obtido para o modelo sem elementos de contato. É importante perceber que além da região dos apoios na base da parede, também há grande concentração de tensões sobre os lintéis.

Comparando-se os resultados de tensões cisalhantes para os dois modelos numéricos, verifica-se que o Modelo 1, que possui elementos de contato, apresentou valores mais baixos do que o Modelo 2. Este fato torna-se compreensível, uma vez que o modelo com elementos de contato permite que haja o deslizamento entre estas superfícies, diminuindo as tensões de cisalhamento.

As deformações verticais na base da parede também apresentaram valores semelhantes para os dois modelos numéricos. Nas extremidades, os valores numéricos encontram-se aproximadamente 50% maiores do que os valores experimentais.

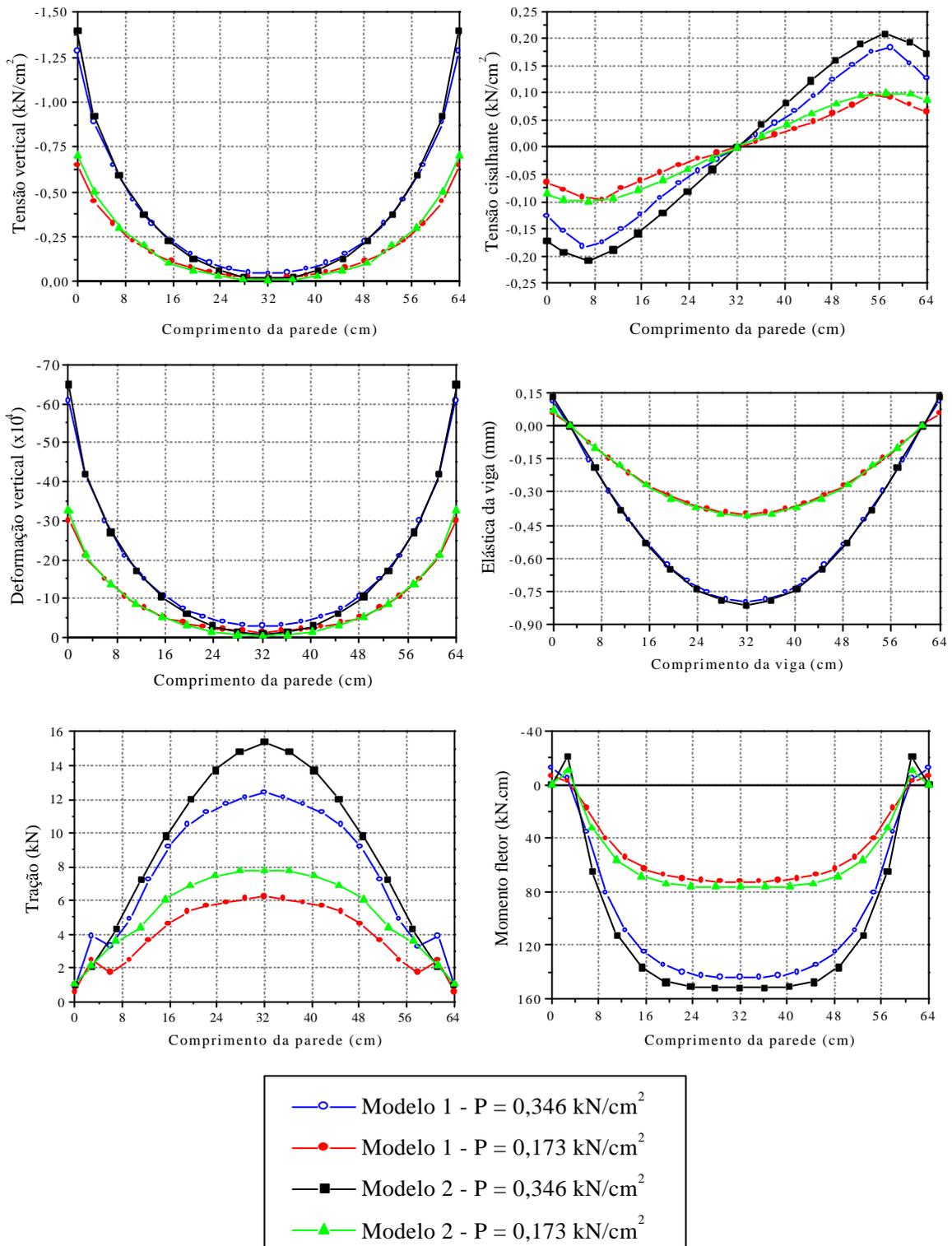


Figura 5.6 Parede 5 – Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga

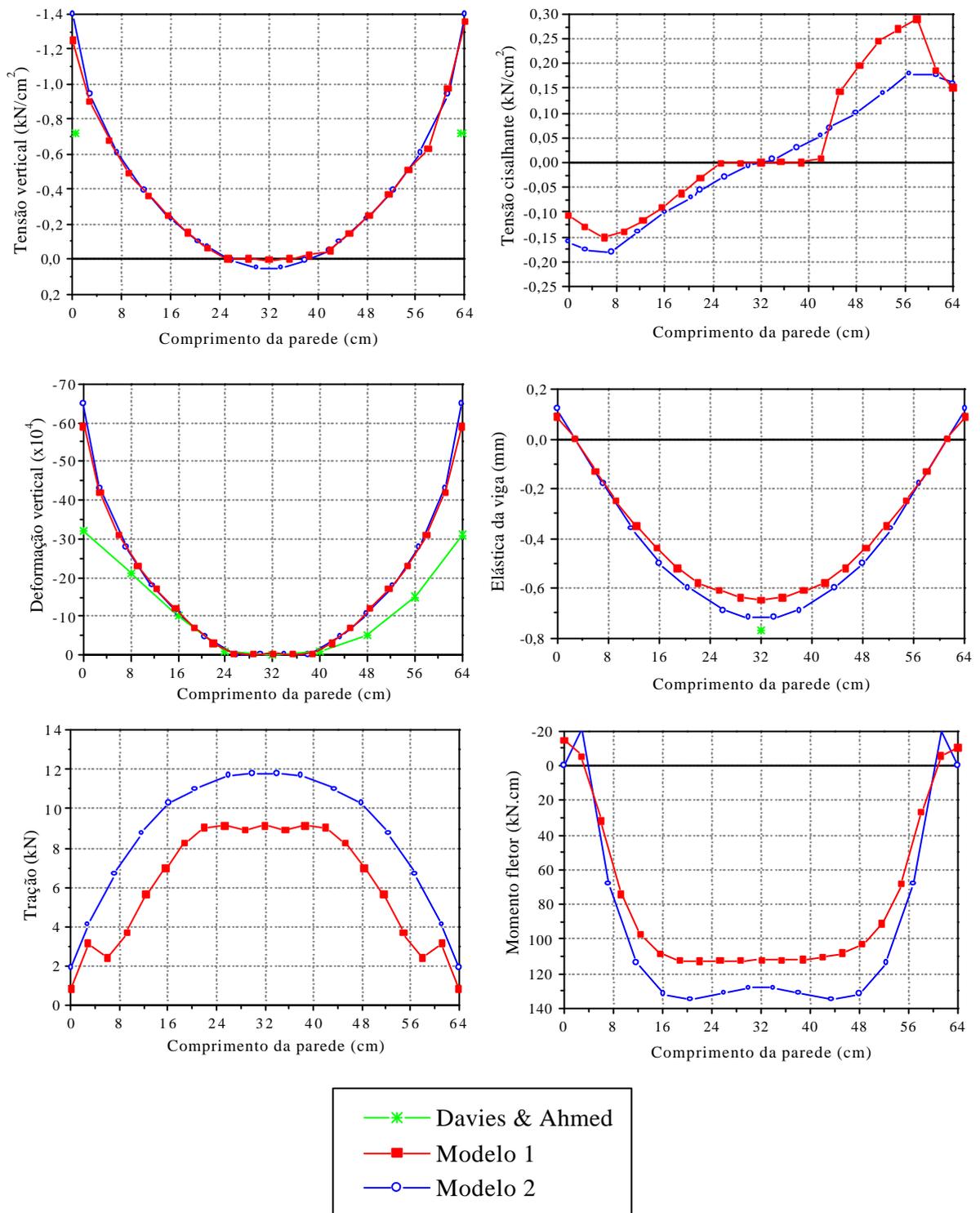


Figura 5.7 Parede 6 - Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga

A flecha máxima obtida para o Modelo 1 e para o Modelo 2 foi de 0,65mm e 0,72mm respectivamente. Sabendo-se que o valor experimental obtido para a flecha no meio

do vão foi de 0,77mm, pode-se concluir que ambos os modelos numéricos apresentaram resultados subestimados. No entanto, o modelo sem elementos de contato, apesar de mais simples, apresentou um resultado mais próximo com apenas 7% de diferença em relação ao resultado experimental. Comparando-se estes valores com aqueles obtidos para a Parede 5, percebe-se que houve um acréscimo nos valores dos deslocamentos devido à janela central.

Em relação à tração na viga, o Modelo 1, que adota elementos de contato, apresentou esforços menores. De fato, uma vez que as tensões cisalhantes para o Modelo 1 também foram menores do que para o Modelo 2, os esforços de tração, que dependem das tensões de cisalhamento também deveriam ser menores. Em relação à parede sem abertura, percebe-se que houve um acréscimo no valor do esforço de tração na viga devido à janela central.

Através da Figura 5.7, observa-se que o momento fletor é maior no Modelo 2, que não possui elementos de contato. É interessante perceber que, assim como aconteceu para as paredes de Rosenhaupt, o modelo sem elementos de contato apresentou redução do momento fletor no meio do vão.

As Figuras 5.8(a) e 5.8(b) apresentam a distribuição de tensões verticais na parede para os Modelos 1 e 2 respectivamente. Pode-se perceber que, além das extremidades inferiores da parede, os vértices superiores da abertura também constituem pontos de concentrações de tensões. Através das Figuras 5.8(c) e 5.8(d), percebe-se que a separação e o deslizamento obtidos para a Parede 6 não alcançaram valores significativos, e assim, tiveram pouca influência na distribuição de esforços do sistema.

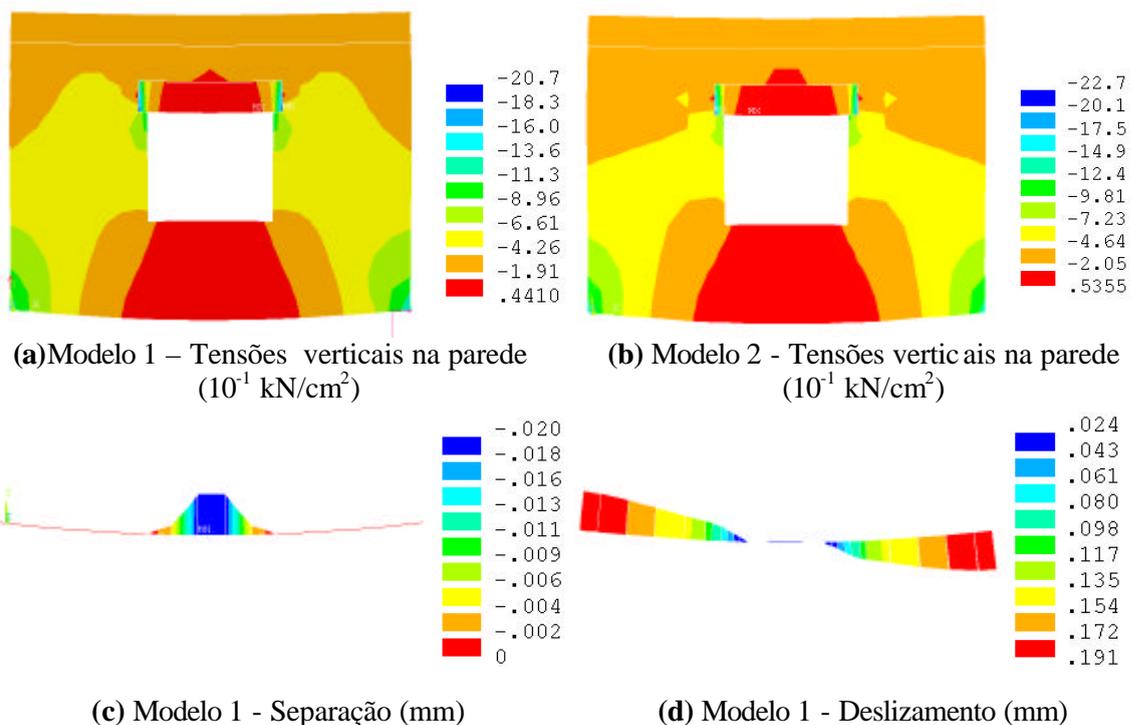


Figura 5.8 Parede 6 – Separação, deslizamento e distribuição de tensões verticais

5.6.3 Parede 7

Em relação às tensões verticais na parede, percebe-se pela Figura 5.9, que a abertura de porta não proporcionou diferenças nos resultados dos dois modelos numéricos. O Modelo 2 apresentou um valor para o pico de tensão nos extremos do vão 7% maior do que o valor obtido para o Modelo 1. O valor experimental fornecido para este pico é de $0,86 \text{ kN/cm}^2$. Sendo assim, pode-se concluir que o modelo com elementos de contato apresentou um resultado um pouco mais próximo do resultado experimental, do qual difere em 51%.

A distribuição de tensões verticais na base da Parede 7 apresentou uma configuração semelhante àquela obtida para a Parede 5, sem aberturas, e para a Parede 6.

Em relação às tensões cisalhantes, mais uma vez o modelo com elementos de contato apresentou tensões cisalhantes um pouco menores em relação ao modelo sem elementos de contato. Percebe-se que a abertura central de porta não promoveu alterações significativas nas tensões cisalhantes e o valor máximo permaneceu igual ao valor obtido para a Parede 5 que não possui aberturas.

Através da Figura 5.9, pode-se perceber que a curva experimental para as deformações verticais apresenta valores nas extremidades bem menores do que os valores obtidos com os modelos numéricos. Nas extremidades, o valor obtido para a deformação vertical, segundo o Modelo 1, difere em 30% do valor experimental.

Para a Parede 7, os modelos numéricos apresentaram valores de flecha máxima semelhantes e pouco menores do que o valor experimental $0,94 \text{ mm}$. Comparando-se, agora, os valores da flecha máxima obtida para a Parede 7 com o aquela obtida para a parede sem abertura e sem elementos de contato, percebe-se que houve pouca influência da abertura nos resultados.

Em relação aos esforços de tração na viga, observa-se que o Modelo 1 apresentou uma curva bastante incomum. Na região central, onde existe a abertura, os valores permaneceram aproximadamente constantes caindo drasticamente quando se aproximam dos apoios. No Modelo 2 houve uma redução de aproximadamente 40% no valor de tração máximo, em relação aos esforços de tração obtidos com a parede sem aberturas.

Observando-se as Figuras 5.10(a) e 5.10(b), pode-se perceber mais uma vez a concentração de tensões junto aos apoios e na região do lintel. Os deslizamentos ocorridos na Parede 7 foram muito pequenos, com um valor máximo de $0,13 \text{ mm}$ na extremidade direita. Para esta parede, não houve separação na interface parede-viga.

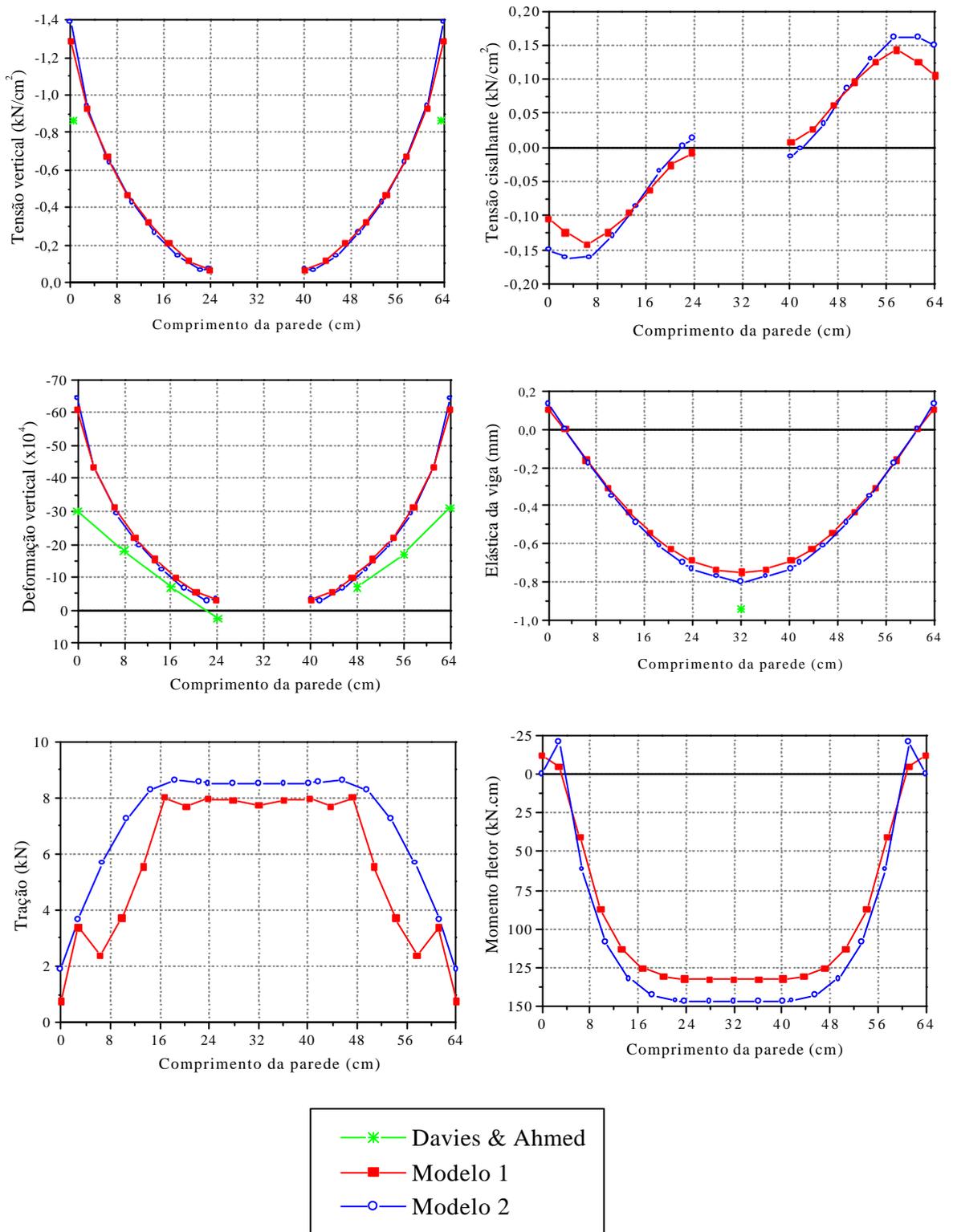


Figura 5.9 Parede 7 (Davies e Ahmed)- Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga

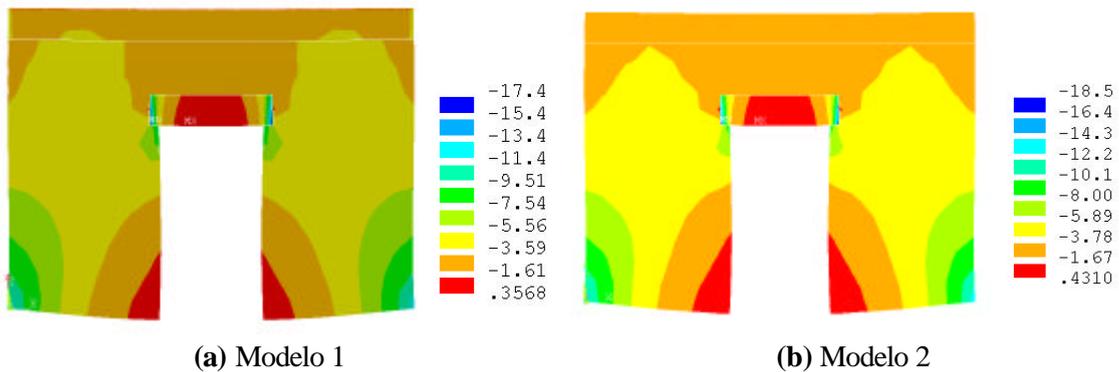


Figura 5.10 Parede 7 (Davies e Ahmed) - Distribuição de tensões verticais na parede
(10^{-1} kN/cm²)

5.6.4 Parede 8

A Parede 8 representa um caso crítico, pois gera uma série de alterações nas distribuições de tensões na parede e nos esforços na viga em relação aos resultados obtidos em paredes sem aberturas.

Analisando-se a Figura 5.11, pode-se perceber como as tensões verticais se distribuem de forma complexa. No lado esquerdo da abertura, para os dois modelos numéricos, houve a formação de um arco. No lado direito da abertura, ambos os modelos numéricos apresentam um pico significativo de tensão vertical sobre o apoio, como se pode ver na Figura 5.11. Além disso, ocorre também um pico de tensão vertical junto ao outro lado da abertura, que seria desprezado caso a parede fosse considerada sem abertura.

Em relação às tensões cisalhantes, percebe-se novamente que o modelo com elementos de contato gera tensões um pouco menores. No entanto, para os dois modelos numéricos, há concentração de tensões cisalhantes na região ao lado esquerdo da abertura. Os valores das tensões cisalhantes máximas permanecem constantes para a Parede 8 e para a parede sem aberturas, no entanto, a distribuição destas tensões ao longo do vão é bem diferente.

As flechas máximas obtidas para os dois modelos numéricos foram semelhantes. O valor experimental obtido para a flecha máxima foi de 0,80mm que é 25% maior do que o valor numérico obtido para os modelos numéricos. É interessante observar que, para o Modelo 2, devido a excentricidade da abertura, a flecha máxima não ocorre no meio do vão.

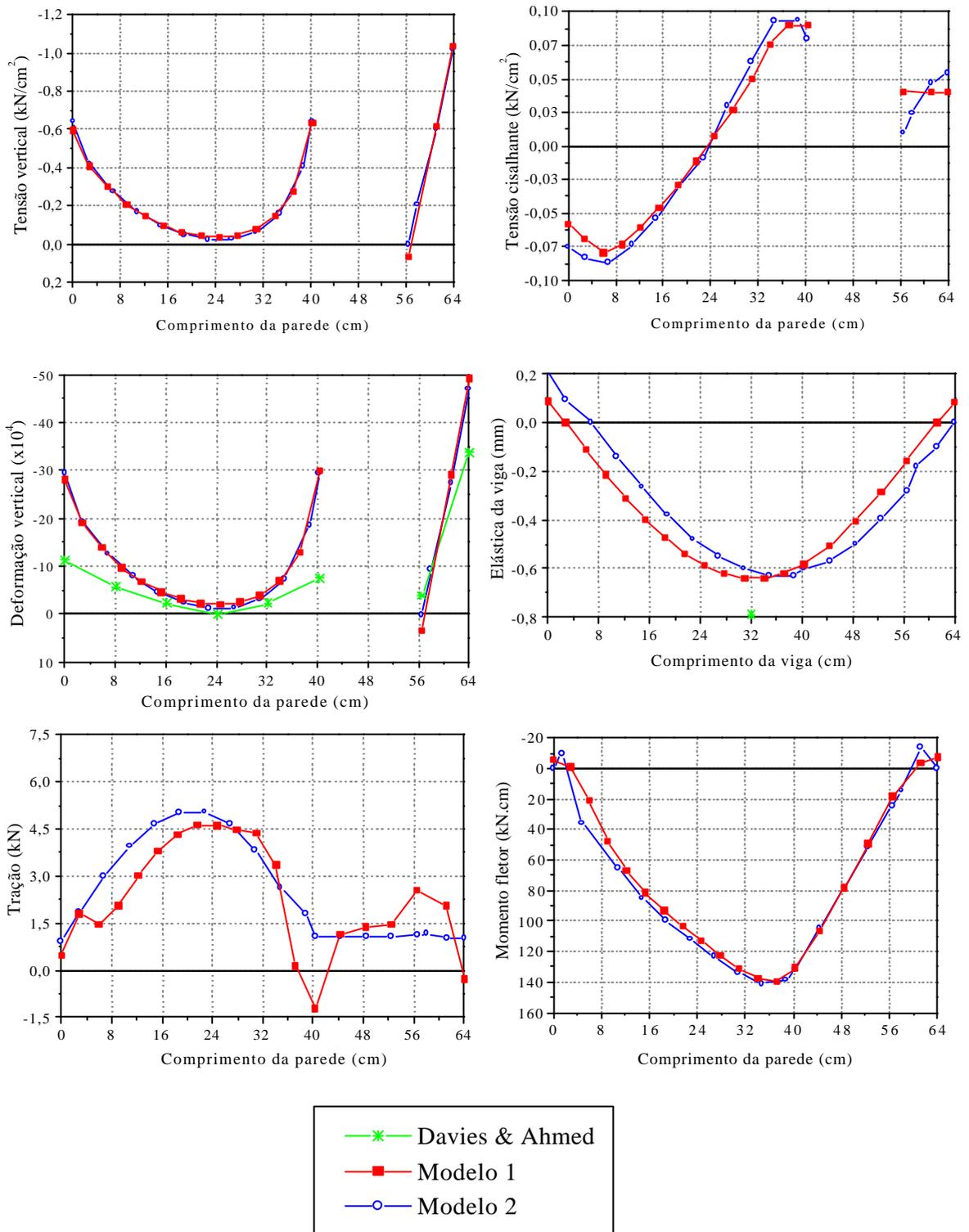


Figura 5.11 Parede 8 – Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga

O esforço de tração na viga também adquire uma configuração bem diferente daquela que ocorre em paredes sem aberturas. No Modelo 2, sem elementos de contato, o esforço de tração é crescente até encontrar a extremidade esquerda da porta onde acontece

uma drástica redução deste esforço. Depois desta redução, o esforço de tração permanece pequeno até o apoio direito. O Modelo 1, no entanto, chegou a apresentar compressão na região da abertura. Isto não confere com os valores experimentais obtidos para as tensões nas armaduras da viga. Segundo o resultado experimental, tanto as armaduras da base quanto do topo da viga estão tracionadas.

Os dois modelos numéricos forneceram diagramas de momentos fletores muito semelhantes. Percebe-se que, com exceção da pequena excentricidade surgida, este diagrama não sofreu grandes alterações devido à presença da abertura. O valor do momento máximo apresentou apenas um leve acréscimo em relação à parede sem aberturas.

Através da Figura 5.12, observa-se que os dois modelos numéricos obtiveram distribuições de tensões verticais bastante semelhantes. Para o Modelo 1 não houve abertura e o deslizamento máximo, ocorrido na extremidade direita, foi de apenas 0,13mm.

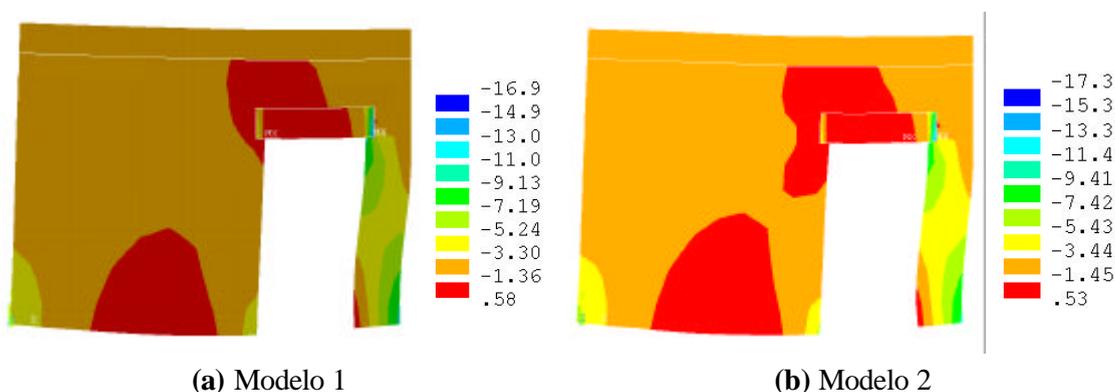


Figura 5.12 Parede 8 - Distribuição de tensões verticais na parede (10^{-1} kN/cm²)

5.6.5 Parede 9

Analisando a Figura 5.13, percebe-se que os resultados das tensões verticais para os dois modelos numéricos são praticamente iguais com diferença máxima de 10% no pico. O resultado experimental para o pico de tensão vertical nos extremos foi 1,07 kN/cm² que é 18% menor do que o valor obtido com o Modelo 1. Os resultados desta parede assemelham-se bastante com os resultados da Parede 6.

As tensões cisalhantes não apresentam diferenças em relação aos resultados obtidos para a parede sem aberturas ou para a Parede 6. Também as diferenças entre os dois modelos numéricos mantiveram as mesmas proporções anteriores.

Através da Figura 5.13, pode-se observar que o resultado experimental das deformações verticais está bem próximo daquele obtido para o Modelo 1. A maior diferença entre os dois resultados ocorre nos extremos e vale 15%. O Modelo 2 também obteve bons

resultados, no entanto, assim como tem acontecido em todos os resultados de modelos lineares, surgem deformações de tração na região central da parede.

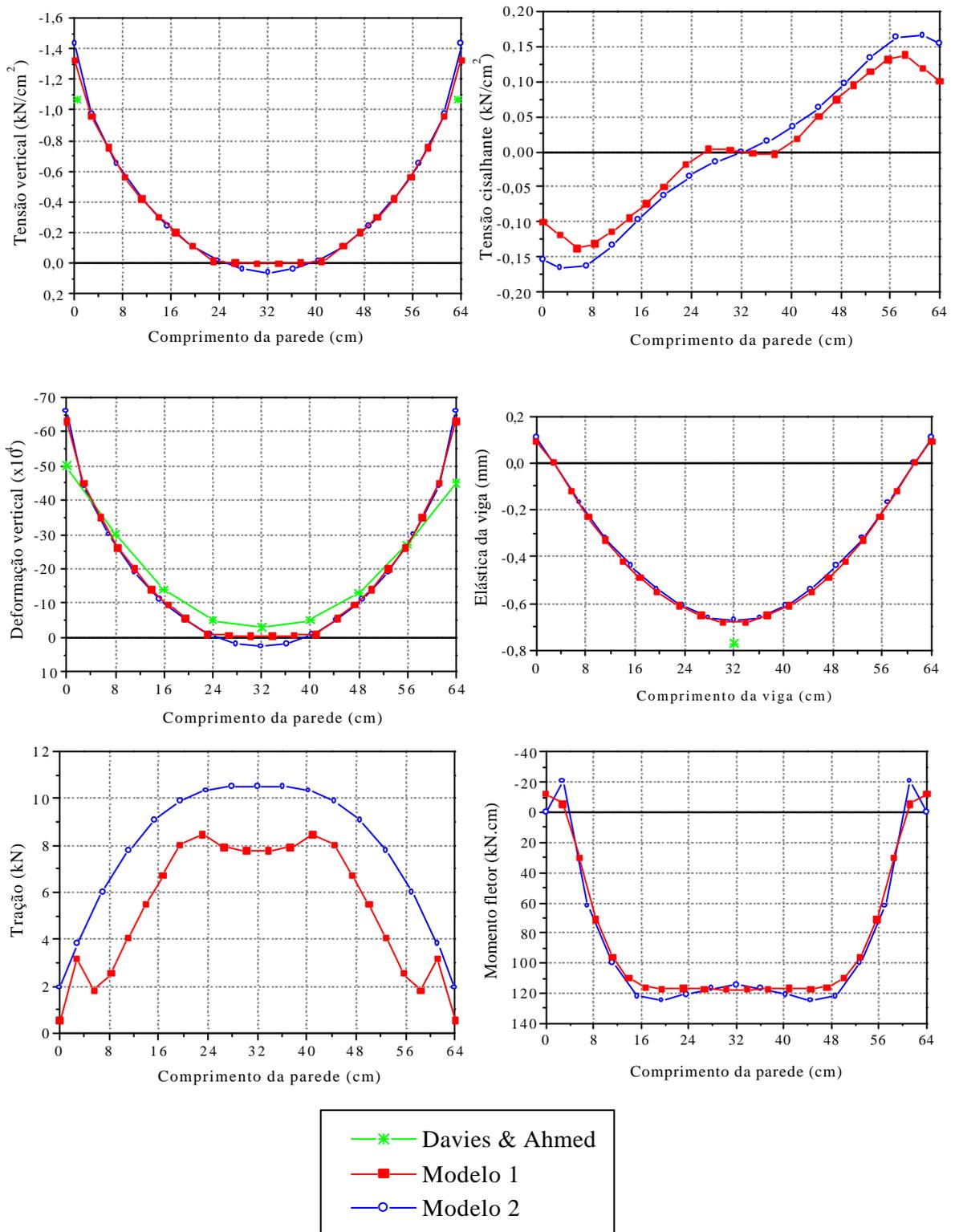


Figura 5.13 Parede 9 – Tensões e deformações na base da parede e esforços na viga

Os dois modelos numéricos obtiveram resultados semelhantes para a flecha no meio do vão, ou seja, em torno de 0,70mm. Este valor que é cerca de 10% menor do que o valor experimental da flecha máxima que foi de 0,77mm.

Para a Parede 9, percebe-se que houve uma grande redução do esforço de tração máximo em relação ao esforço obtido para a parede sem aberturas. Para o Modelo 1 essa redução foi de 50%.

O Modelo 1 apresentou valores de momento fletor semelhantes ao valores obtidos com o Modelo 2. A única diferença entre os dois modelos numéricos está no patamar apresentado pelo Modelo 1 que não acontece no Modelo 2.

Observando-se a Figura 5.14, percebe-se que os valores de deslizamentos ocorridos são relativamente pequenos, assim como as separações na interface parede-viga.

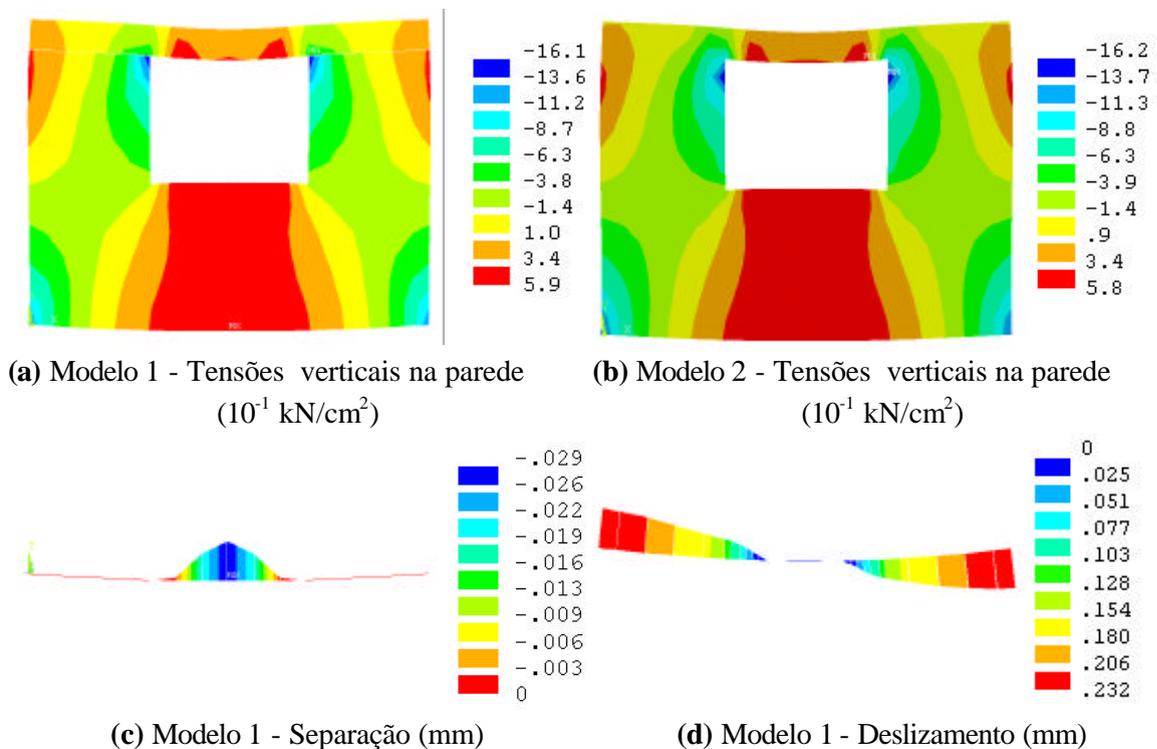


Figura 5.14 Parede 9 - Separação, deslizamento e distribuições de tensões verticais

5.7 CONCLUSÕES

Em relação à influência da consideração da não-linearidade de contato na modelagem numérica do sistema parede-viga, pode-se chegar as seguintes conclusões:

- Os modelos numéricos com elementos de contato fornecem valores de tensões e deformações verticais semelhantes aos valores obtidos com os modelos numéricos sem elementos de contato;

- b) As flechas obtidas a partir dos modelos numéricos com elementos de contato apresentam-se menores do que os valores experimentais e menores do que os valores obtidos com os modelos sem elementos de contato. No entanto, nos modelos com elementos de contato, por não haver impedimento algum aos deslocamentos da viga, era esperado que as flechas fossem maiores do nos modelos lineares. Deste modo, conclui-se que o elemento sólido adotado nos modelos com elementos de contato produz modelos mais rígidos;
- c) Os valores de momento fletor obtidos para os modelos sem elementos de contato são maiores do que os valores obtidos para modelos com elemento de contato;
- d) Em relação às tensões cisalhantes na parede, os modelos com elementos de contato apresentam resultados semelhantes aos resultados obtidos com os modelos que não utilizam elementos de contato;
- e) Os valores de tração obtidos com os modelos sem elementos de contato são maiores do que aqueles obtidos com os modelos com elementos de contato. Comparando-se estes resultados numéricos com as tensões nas armaduras obtidas nos trabalhos experimentais, percebe-se que os modelos sem elementos de contato levam a resultados próximos dos experimentais.

Em relação à influência das aberturas na distribuição de tensões no sistema parede-viga, pode-se chegar às seguintes conclusões:

- a) Aberturas de janelas não promovem alterações significativas nas tensões na parede nem nos esforços na viga. Nestes casos, pode-se desconsiderar a abertura no cálculo dos esforços, bastando apenas o cuidado de colocar lintéis que absorvam as tensões concentradas no topo da abertura. Vale salientar que, para situações especiais como é o caso de paredes com mais de uma abertura de janela ou com uma abertura de maiores dimensões, deve ser feita uma análise mais criteriosa da situação;
- b) De forma geral, os esforços de tração diminuem quando se considera a existência de aberturas;
- c) Aberturas de porta, excêntricas ou não, devem ser consideradas na análise de sistemas parede-viga porque geram aumentos de flechas e momentos fletores na viga;
- d) Aberturas de porta, excêntricas ou não, também geram mudanças na distribuição de tensões verticais podendo ocasionar aumento nos picos que ocorrem nas extremidades ou gerar novos pontos de concentrações de tensões.

CAPÍTULO 6

MODELOS MATEMÁTICOS SIMPLIFICADOS

6.1 INTRODUÇÃO

Como já foi visto anteriormente, as estruturas compostas de paredes sobre vigas apoiadas em pontos discretos tornaram-se cada vez mais comuns. Desta forma, tornou-se necessário a elaboração de pesquisas no sentido de desenvolver procedimentos simplificados para uma avaliação do fenômeno, sem que seja necessária a utilização de uma modelagem matemática muito sofisticada. Estes procedimentos deveriam considerar os principais parâmetros envolvidos no fenômeno como: relação entre as rigidezes da parede e da viga, comprimento do vão e altura da parede.

Neste capítulo serão apresentados alguns modelos matemáticos simplificados que estão descritos em DAVIES & AHMED(1977), STAFFORD SMITH & RIDDINGTON (1973) e RIDDINGTON & STAFFORD SMITH (1978).

6.2 MODELOS MATEMÁTICOS SIMPLIFICADOS SEGUNDO STAFFORD SMITH E J. R. RIDDINGTON

6.2.1 Modelo A

Com o objetivo de desenvolver modelos matemáticos simplificados para dimensionamento da estrutura parede-viga, Smith e Riddington desenvolveram vários ensaios em laboratório e também análises numéricas. Inicialmente, este estudo restringia-se a paredes apoiadas sobre vigas metálicas, como se pode ver em STAFFORD SMITH & RIDDINGTON (1973) e RIDDINGTON & STAFFORD SMITH (1978). Depois, foram

desenvolvidos estudos para permitir a aplicação dos modelos matemáticos em sistemas de paredes sobre vigas de concreto armado, como está descrito em STAFFORD SMITH & PRADOLIN(1983).

Para avaliação do fenômeno, este modelo matemático adota o conceito de rigidez relativa abordado no primeiro capítulo deste trabalho. Este conceito pode ser aplicado em qualquer sistema parede-viga, independente dos materiais que constituem este sistema. Segundo os autores, esta rigidez relativa pode ser dada por:

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t_p \cdot L^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (6.1)$$

onde:

- E_p e E_v são os módulos de elasticidade longitudinais da parede e da viga respectivamente;
- I_v é a inércia da viga de apoio;
- t_p é a espessura da parede;
- L é a distância entre apoios.

Segundo este modelo, quando o arco ocorre, as tensões verticais e cisalhantes na base da parede aproximam-se da forma ilustrada na Figura 6.1. Ambas as distribuições de tensões, verticais e cisalhantes, assumem uma forma triangular. No entanto, como as tensões máximas cisalhantes são geralmente menores do que as tensões máximas verticais, esses triângulos possuem alturas diferentes. O comprimento l indicado na Figura 6.1 é chamado *comprimento de contato*, ou seja, além desse limite, considera-se que há separação na interface parede-viga.

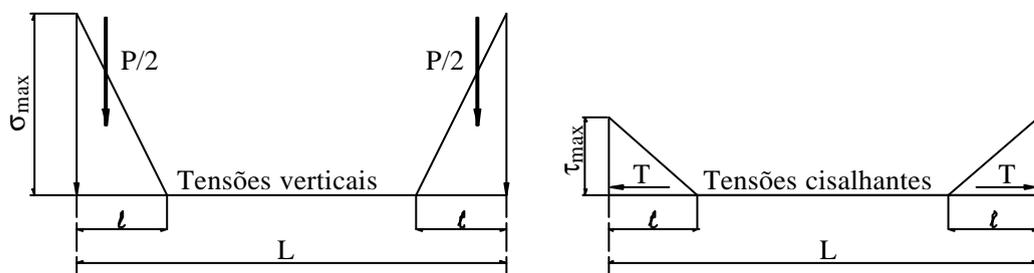


Figura 6.1 Distribuições aproximadas de tensões adotadas por Smith e Riddington.

Fonte: STAFFORD SMITH & PRADOLIN (1983)

Observando a Figura 6.1, pode-se determinar as Equações (6.2) e (6.3) que relacionam o comprimento de contato com as tensões:

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{\ell \cdot t_p} \quad (6.2)$$

$$t_{\max} = \frac{2 \cdot T}{\ell \cdot t_p} \quad (6.3)$$

Segundo os autores, o comprimento de contato ℓ pode ser expresso em função do comprimento do vão, do parâmetro de rigidez relativa K e de uma constante B , conforme a Equação (6.4):

$$\frac{\ell}{L} = \frac{B}{K} \rightarrow \ell = \frac{L \cdot B}{K} \quad (6.4)$$

onde L é o comprimento do vão indicado na Figura 6.1.

No entanto, para determinar o comprimento de contato segundo a Equação 6.4, é necessário determinar um valor para a constante B . Para isto, foram realizados uma série de ensaios em laboratório desenvolvidos pelos autores. Para cada ensaio, a constante B foi calculada de três maneiras diferentes, descritas nos itens seguintes:

- a) A partir da medição experimental do comprimento de contato, aplicando a Equação (6.4):

$$B = \frac{\ell \cdot K}{L} \quad (6.5)$$

- b) A partir do valor do pico de tensão vertical na parede, determinado através da medição experimental da deformação vertical no ponto, aplicando as Equações (6.2) e (6.4):

$$B = \frac{K \cdot P}{\sigma_{\max} \cdot L \cdot t_p} \quad (6.6)$$

- c) A partir da carga P_u , aplicada sobre a parede, capaz de fazer com que o valor do pico de tensão vertical na parede atinja a resistência da parede, aplicando as Equações (6.2) e (6.4):

$$B = \frac{K \cdot P_u}{f_{alv} \cdot L \cdot t_p} \quad (6.7)$$

Enfim, os resultados obtidos através das três maneiras citadas forneceram valores para B que variavam em torno do valor 1. No entanto, este valor de B foi ainda influenciado por um coeficiente de segurança para se chegar ao seu valor final. Dependendo da tensão ou esforço que se deseja determinar, o valor adotado para o coeficiente B varia como mostra os itens seguintes:

- a) Para cálculo da tensão vertical máxima na parede: $B = 0,75$;
- b) Para cálculo do momento fletor na viga: $B = 1,5$;
- c) Para cálculo da tensão cisalhante máxima: $B = 1,0$.

Observa-se que menores valores de B fornecem menores comprimentos de contato, menores momentos no centro da viga e maiores picos de tensões verticais na parede. Deste modo, torna-se mais evidente a razão do ajuste no coeficiente B para cálculo do momento e da tensão vertical.

Para cálculo da tensão cisalhante máxima e da tensão vertical máxima, foram adotados diferentes valores para a constante B. Isto acontece porque a distância entre o apoio e o ponto de tensão cisalhante nula é maior do que a mesma distância referente às tensões verticais.

Definido o parâmetro B, foram desenvolvidas fórmulas simples para cálculo das tensões na parede e momento fletor na viga. Para a determinação do esforço de tração na viga, os autores adotaram o valor $P/4$, estimado por GREEN apud STAFFORD SMITH & RIDDINGTON (1973). Para melhor compreensão do processo matemático, foi elaborada a Tabela 6.1 que contém os passos para determinação das tensões na base da parede e do momento fletor máximo na viga. Neste modelo, considera-se que o momento máximo ocorre para uma distância do apoio igual ao comprimento de contato.

Tabela 6.1 Roteiro para determinação das tensões na parede e momento fletor na viga segundo STAFFORD SMITH & RIDDINGTON (1973)

Cálculo da tensão vertical máxima	Cálculo do momento máximo	Cálculo da tensão Cisalhante máxima
1. $\ell = \frac{0,75 \cdot L}{K}$	1. $\ell = \frac{1,5 \cdot L}{K}$	1. $\ell = \frac{1,0 \cdot L}{K}$
2. $\sigma_{\max} = \frac{P}{\ell \cdot t_p}$	2. $M_{\max} = \frac{P \cdot \ell}{6}$	2. $T_{\max} = \frac{P}{4} = \frac{\tau_{\max} \cdot \ell \cdot t_p}{2}$
3. $\sigma_{\max} = \frac{K \cdot P}{0,75 \cdot L \cdot t_p}$	3. $M_{\max} = \frac{P \cdot L}{4 \cdot K}$	3. $\tau_{\max} = \frac{P \cdot K}{2 \cdot t_p \cdot L}$

WOOD apud RIDDINGTON & STAFFORD SMITH (1978) estimou o valor da força de tração em $P/4.4$ e, portanto, pode-se encontrar para a tensão cisalhante máxima o valor de:

$$t_{\max} = \frac{P \cdot K}{2,2 \cdot t_p \cdot L} \quad (6.8)$$

6.2.2 Modelo B

Este modelo matemático foi desenvolvido a partir de análises numéricas e experimentais, conforme mencionado em STAFFORD SMITH & RIDDINGTON (1977). As análises numéricas, feitas utilizando o método dos elementos finitos, consideram a abertura na interface parede viga, mas não consideram o deslizamento.

Para verificar a precisão dos resultados numéricos, foram feitos vários ensaios em escala reduzida. As diferenças máximas entre os resultados experimentais e numéricos foram de 10% para tensões na parede e 20% para momento, tração e flecha na viga. Segundo STAFFORD SMITH & RIDDINGTON (1977), essas diferenças são consideradas razoáveis devido à complexidade do sistema.

De posse de um modelo numérico confiável, os autores procuraram descobrir a influência de vários fatores sobre a distribuição de tensões no sistema parede-viga como: altura da parede, coeficiente de poisson e rigidez relativa. Através dos resultados obtidos nas análises em elementos finitos, foram elaborados ábacos em função da rigidez relativa K , como mostra a Figura 6.2.

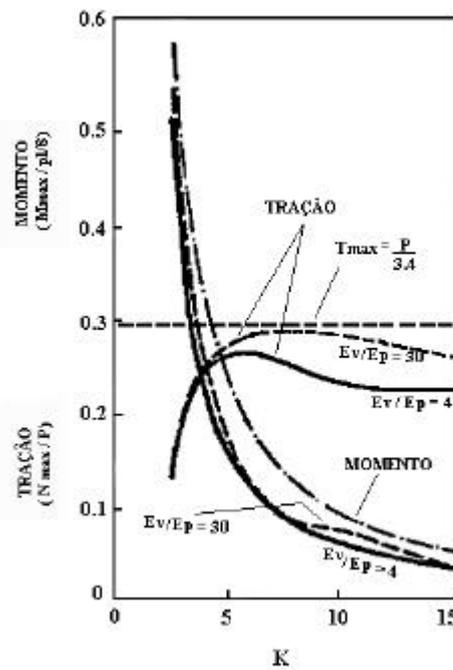


Figura 6.2 Resultados das análises numéricas descritas em STAFFORD SMITH & RIDDINGTON(1977)

Através da análise da Figura 6.2, os autores sugeriram fórmulas simplificadas para estimar a tensão máxima vertical na parede, o momento fletor máximo e tração máxima na viga. Estas fórmulas estão apresentadas a seguir:

$$\sigma_{\max} = 1,63 \cdot \frac{P \cdot K^{1,12}}{L \cdot t} \quad (6.9)$$

$$M_{\max} = \frac{P \cdot L}{4 \cdot K^{1,33}} \quad (6.10)$$

$$T_{\max} = \frac{P}{3,4} \quad (6.11)$$

Segundo os autores, não é necessária a observância das flechas na viga no momento do dimensionamento, porque elas possuem valores muito baixos.

Como foi dito anteriormente, este método não considera deslizamento e, por isso, sua aplicação restringe-se às paredes com altura superior a $0,6L$. Segundo os autores, para paredes com esta altura, os deslizamentos são desprezíveis, devido à pequena deformação da parede.

6.2.3 Conclusões

Segundo TOMAZELLA(1995), os modelos matemáticos simplificados de Smith e Riddington apresentam algumas deficiências, que são:

- Falta de informação a respeito da máxima tensão cisalhante na parede, o que limita a sua eficiência;
- O cálculo da tração máxima é feito apenas em função a força aplicada, sem a consideração da rigidez relativa K;
- O cálculo da rigidez relativa K não considera a altura da parede. Deste modo, estruturas que se diferenciam apenas pelo valor da razão H/L possuirão sempre o mesmo resultado;
- Os resultados são superestimados, principalmente para o Modelo B.

6.3 MODELO MATEMÁTICO SIMPLIFICADO DE S. R. DAVIES E A. E. AHMED

O modelo simplificado apresentado em DAVIES & AHMED (1977) envolve um número maior de parâmetros, quando comparado com os modelos matemáticos simplificados desenvolvidos por Smith e Riddington. Este modelo matemático foi desenvolvido baseado em análises numéricas utilizando o método dos elementos finitos.

Este modelo utiliza dois parâmetros adimensionais. O primeiro parâmetro é uma rigidez relativa R, semelhante ao parâmetro K proposto por Smith e Riddington nos modelos anteriores. O outro parâmetro é a rigidez axial K_a da viga. Estes parâmetros são dados por:

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t_p \cdot H^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (6.12)$$

$$K_a = \frac{H \cdot t_p \cdot E_p}{E_v \cdot A_v} \quad (6.13)$$

onde:

- E_p e E_v são os módulos de elasticidade longitudinais da parede e da viga respectivamente;
- I_v e A_v são a inércia e a área da seção transversal da viga de apoio respectivamente;
- t_p é a espessura da parede;
- H é a altura da parede.

Em função das análises numéricas desenvolvidas, foi elaborado o ábaco apresentado na Figura 6.3. Este ábaco fornece os coeficientes α , γ e β que serão utilizados na elaboração das fórmulas simplificadas.

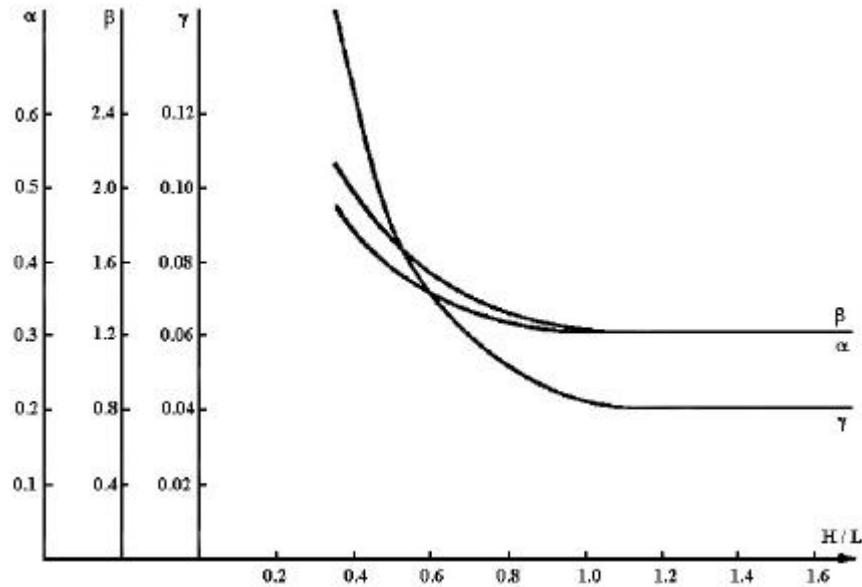


Figura 6.3 Cálculo dos coeficientes α , γ e β segundo a variação de H/L .

Fonte: DAVIES&AHMED(1977)

6.3.1 Cálculo da tensão vertical máxima na base da parede

Os resultados numéricos obtidos das análises em elementos finitos mostraram uma relação linear entre o parâmetro de rigidez R e o coeficiente de concentração de tensão vertical C . Essa relação pode ser dada por:

$$C = 1 + \beta R \quad (6.14)$$

onde: $C = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\text{alv}}}$ e β é obtido da Figura 5.8.

A tensão vertical máxima pode então ser calculada por:

$$C = \frac{s_{\max}}{s_{\text{alv}}} = s_{\max} \cdot \frac{L \cdot t_p}{P} \rightarrow s_{\max} = \frac{P \cdot C}{L \cdot t_p} \quad (6.15)$$

6.3.2 Cálculo da tração máxima na viga

De acordo com as análises feitas, foi possível encontrar uma relação linear entre o esforço de tração máximo e o parâmetro de rigidez axial da viga K_a . Essa relação é dada por:

$$T_{\max} = P(\alpha - \gamma K_a) \quad (6.16)$$

onde α e γ são coeficientes obtidos da Figura 5.8

6.3.3 Cálculo da tensão cisalhante máxima na base da parede

Para uma estimativa da máxima tensão cisalhante, foi adotada a distribuição de tensões verticais e cisalhantes ilustrada na Figura 6.4. Baseado nos resultados das análises numéricas em elementos finitos, o comprimento de contato das tensões cisalhantes l_v foi adotado como sendo o dobro do comprimento de contato das tensões verticais.

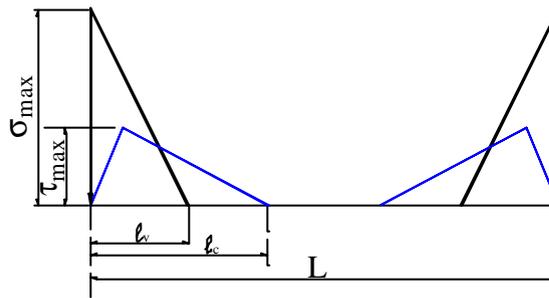


Figura 6.4 Distribuições aproximadas de tensões adotadas por Davies e Ahmed.

Fonte: DAVIES & AHMED (1977)

Observando a Figura 6.4 e a Equação 6.15, tem-se que:

$$s_{\max} = \frac{P}{l_v \cdot t_p} \therefore \frac{C \cdot P}{L \cdot t_p} = \frac{P}{l_v \cdot t_p} \rightarrow l_v = \frac{L}{C} \quad (6.17)$$

$$\tau_{\max} = 2 \cdot \frac{T_{\max}}{l_c \cdot t_p} \quad (6.18)$$

Fazendo $l_c = 2l_v$ e substituindo (6.17) em (6.18) tem-se:

$$\tau_{\max} = \frac{P \cdot C \cdot (\alpha - \gamma K_a)}{L \cdot t_p} \quad (6.19)$$

6.3.4 Cálculo do momento fletor na viga

A Figura 6.5 mostra as distribuições de tensões verticais adotadas para diferentes valores de rigidez relativa R conforme apresentado em DAVIES & AHMED (1977). Para as vigas flexíveis, a distribuição de tensões adotada é triangular com pequeno comprimento de contato. Para vigas medianamente flexíveis, adotou-se uma distribuição de tensão vertical segundo uma parábola do segundo grau. Para vigas rígidas, onde o comprimento de contato é grande, foi adotada uma parábola do terceiro grau para a distribuição de tensões. Dependendo da rigidez relativa R , são definidos as variáveis r e λ .

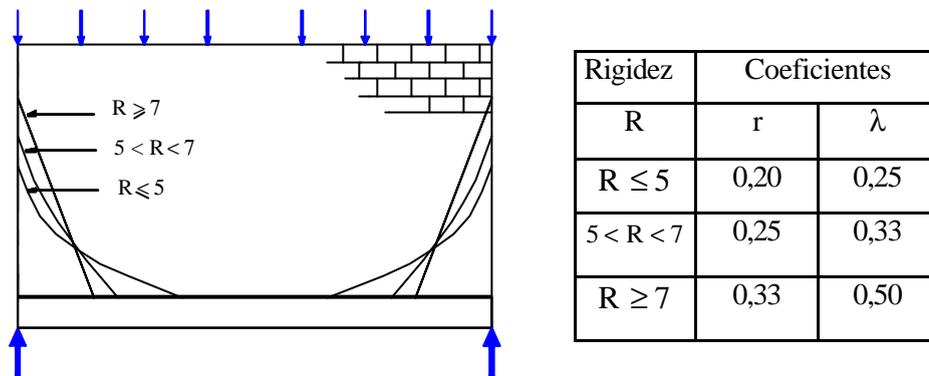


Figura 6.5 Distribuições de tensões verticais de acordo com o parâmetro R

Fonte: DAVIES & AHMED (1977)

O momento no meio do vão é calculado como sendo:

$$M_{\text{centro}} = \frac{P \cdot r \cdot \ell_v}{2} \quad (6.20)$$

Por equilíbrio de forças tem-se:

$$\frac{P}{2} = \lambda \cdot \sigma_{\text{max}} \cdot \ell_v \cdot t_p \quad (6.21)$$

Substituindo (6.7) em (6.6) e colocando σ_{max} e ℓ_v em função de C , tem-se:

$$M_{\text{centro}} = \frac{P \cdot L \cdot r - 2 \cdot \lambda \cdot P \cdot h_v \cdot C(\alpha - \gamma K_a)}{4 \cdot \lambda \cdot C} \quad (6.22)$$

Este método assume que o momento máximo ocorre a uma distância do apoio igual ao comprimento de contato l_v . Deste modo, o cálculo do momento máximo é semelhante ao cálculo do momento no centro. Desenvolvendo as formulações tem-se:

$$M_{\max} = \frac{P \cdot L \cdot r - 4 \cdot \lambda \cdot P \cdot h_v (\alpha - \gamma K_a)}{4 \cdot \lambda \cdot r \cdot C} \quad (6.23)$$

6.3.5 Cálculo da flecha no centro da viga

O cálculo da flecha no meio do vão é determinado supondo a distribuição triangular de tensões verticais. Como seu desenvolvimento é um pouco complexo, não será apresentado neste trabalho, estando disponível em DAVIES&AHMED (1977). A fórmula final para determinar a flecha é dada por:

$$\delta = \frac{PL^3(3 + 10\beta R + 5\beta^2 R^2)}{240E_v I_v C^3} + \frac{3PL}{10E_p H \cdot t_p} - \frac{PL^2 \cdot h_v (\alpha - \beta K_a)}{24E_v I_v} - \frac{G_v L^3}{384E_v I_v} \quad (6.24)$$

onde G_v é o peso próprio da viga.

6.3.6 Conclusões

Este método apresenta algumas vantagens em relação aos métodos de Smith e Riddington que são:

- Permite o cálculo da tensão máxima cisalhante, do momento fletor máximo e da flecha central;
- Para cálculo de momento fletor e de flecha, são admitidas diferentes distribuições de tensões verticais, dependendo da rigidez relativa. Desta forma, pode-se obter valores mais próximos dos valores reais.

6.4 APLICAÇÕES DOS MODELOS MATEMÁTICOS SIMPLIFICADOS

A seguir serão apresentadas as aplicações dos modelos matemáticos simplificados em algumas paredes modeladas nos capítulos anteriores para analisar a sua eficiência. Serão apresentadas aplicações dos modelos simplificados nas seguintes paredes:

- a) Parede 1b descrita no Capítulo 4;
- b) Parede 7 descrita no Capítulo 4;
- c) Parede 5, sem aberturas, descrita no Capítulo 5.

6.4.1 Parede 1b

Em resumo, temos na Tabela 6.2, os principais dados referentes a Parede 1b que serão utilizados na aplicação dos modelos matemáticos simplificados.

Tabela 6.2 Parede 1b- Dados para aplicação dos modelos matemáticos simplificados

t_p (cm)	E_p (kN/cm ²)	E_v (kN/cm ²)	L (cm)	I_v (cm ⁴)	A_v (cm ²)	P (kN)	H (cm)
7,5	69	2350	185	2109,39	112.5	32,77	133,10

6.4.1.1 Segundo B. Stafford Smith e J. R. Riddington – Método A

Quando se determina os esforços em um sistema parede-viga através deste método, o primeiro passo é determinar a rigidez relativa do sistema utilizando os dados apresentados na Tabela 6.2.

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t_p \cdot L^3}{E_v \cdot I_v}} \rightarrow 5,07$$

Determinada a rigidez relativa do sistema, os esforços e tensões são determinados por simples substituições conforme mostra a Tabela 6.1. Para a Parede 1b, estes valores são:

$$\sigma_{\max} = 0,16 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = 0,060 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{\max} = 298,93 \text{ kN.cm}$$

$$T_{\max} = 8,19 \text{ kN}$$

6.4.1.2 Segundo B. Stafford Smith e J. R. Riddington – Método B

Neste método, também é necessário obter o valor da rigidez relativa para se chegar aos esforços no sistema. O valor da rigidez relativa vale 5,07 conforme foi visto no item anterior.

Aplicando-se o valor da rigidez relativa e os valores relativos aos sistemas apresentados na Tabela 6.2, temos que:

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= 0,23 \text{ kN/cm}^2 \\ M_{\max} &= 174,96 \text{ kN.cm} \\ T_{\max} &= 9,64 \text{ kN}\end{aligned}$$

6.4.1.3 Segundo S.R. Davies e A.E. Ahmed

Segundo este método, é necessário antes de tudo calcular todos os parâmetros necessários para aplicação nas fórmulas simplificadas. Inicialmente, pode-se determinar a rigidez relativa do sistema e a rigidez axial da viga a partir dos dados da Tabela 6.2.

$$\begin{aligned}R &= \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t_p \cdot H^3}{E_v \cdot I_v}} \rightarrow 3,96 \\ K_a &= \frac{H \cdot t_p \cdot E_p}{E_v \cdot A_v} \rightarrow 0,26\end{aligned}$$

É necessário também determinar os coeficientes α , β e γ a partir do ábaco apresentado na Figura 6.3. Observando-se o ábaco, para $H/L = 0,72$ tem-se que $\alpha = 0,35$, $\beta = 1,45$ e $\gamma = 0,065$. Desta forma, é possível determinar o fator de concentração de tensões verticais C :

$$C = 1 + \beta R = 6,74$$

Os coeficientes λ e r são obtidos através da Figura 6.5. Para $R \leq 5$, adota-se a distribuição de tensões verticais segundo uma parábola do terceiro grau e os coeficientes λ e r valem 0,25 e 0,20 respectivamente.

Com todos os parâmetros determinados, mais uma vez o cálculo dos esforços críticos no sistema é feito por simples substituições. Os resultados finais são portanto dados por:

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= 0,16 \text{ kN/cm}^2 \\ \tau_{\max} &= 0,051 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}$$

$$T_{\max} = 10,59 \text{ kN}$$

$$M_{\text{centro}} = 101,20 \text{ kN.cm}$$

$$M_{\max} = 782,78 \text{ kN.cm}$$

$$\delta_{\max} = 0,10 \text{ cm}$$

6.4.1.4 Análise dos resultados

Para análise de resultados, serão comparados os valores obtidos segundo os três modelos matemáticos simplificados, segundo os resultados experimentais e segundo os modelos numéricos 1 e 2 desenvolvidos no Capítulo 4. As propriedades dos modelos numéricos considerados estão descritas na Tabela 6.3 e os resultados da Parede 1b estão na Tabela 6.4.

Tabela 6.3 Parede 1b - Modelos numéricos considerados na comparação com modelos matemáticos simplificados

Modelos	Parede	Viga	Contato
Modelo 1	SOLID45	SOLID45	CONTA173/TARGE170
Modelo 2	PLANE42	BEAM3	Nenhum

Tabela 6.4 Parede 1b -Comparação de Resultados. Unid.: kN,cm

	σ_{\max}	τ_{\max}	M_{\max}	M_{centro}	T_{\max}	δ_{\max}
Smith&Riddington - A	0,160	0,060	298,93	-	8,19	-
Smith&Riddington - B	0,230	-	174,96	-	9,64	-
Davies&Ahmed	0,160	0,051	782,78	101,20	10,59	0,10
Experimental	0,075	*	*	*	8,80	0,025
Modelo 1	0,090	0,014	79,73	79,73	4,80	0,066
Modelo 2	0,092	0,015	92,15	71,79	7,45	0,059

- método não prevê o cálculo destes itens

* dados não disponíveis

Em relação à tensão vertical, percebe-se pela Tabela 6.4 que o Modelo B de Smith e Riddington gerou resultados bem acima dos resultados obtidos com os modelos numéricos. Em relação ao resultado experimental, o Modelo B fornece um resultado cerca de três vezes maior.

Em relação à tensão cisalhante, os valores obtidos com o Modelo A de Smith e Riddington e com o Modelo de Davies e Ahmed são bem próximos, mas também excessivamente superiores aos valores obtidos com os modelos numéricos.

Os valores de momento máximo obtidos pelos modelos simplificados são também bastante superiores aos valores dos modelos numéricos. Para o momento no centro, no entanto, o modelo simplificado de Davies e Ahmed forneceu resultados bem próximos.

Finalmente, para a flecha no meio do vão, os valores dos modelos simplificados e dos modelos numéricos estão relativamente próximos. Mais uma vez torna-se difícil considerar o valor obtido experimentalmente uma vez que este se apresenta extremamente abaixo dos outros valores contidos na tabela.

6.4.2 Parede 7 de Rosenhaupt

As informações referentes à Parede 7, necessárias para aplicação dos modelos matemáticos simplificados encontram-se na Tabela 6.5. Os modelos numéricos utilizados para comparação de resultados serão os Modelos 1 e 2 mencionados no Capítulo 4 e cujas propriedades estão descritas na Tabela 6.6.

Tabela 6.5 Parede 7 - Dados para aplicação dos modelos matemáticos simplificados

t_p (cm)	E_p (kN/cm ²)	E_v (kN/cm ²)	L (cm)	I_v (cm ⁴)	A_v (cm ²)	P (kN)	H (cm)
10,0	200	2350	187	2109,39	112,5	86,9	133,50

Tabela 6.6 Parede 7 - Modelos numéricos considerados na comparação com modelos matemáticos simplificados

Modelos	Parede	Viga	Contato
Modelo 1	PLANE42	BEAM3	CONTA171/TARGE169
Modelo 2	PLANE42	BEAM3	Nenhum

Neste item não será apresentado o processo detalhado de obtenção de esforços, uma vez que este processo é idêntico aquele apresentado para a Parede 1b. Deste modo, os resultados serão apresentados diretamente na Tabela 6.7 juntamente com os resultados experimentais e com os resultados obtidos dos modelos numéricos.

Tabela 6.7 Parede 7 – Comparação de resultados. Unid.: kN,cm

	σ_{\max}	τ_{\max}	M_{\max}	M_{centro}	T_{\max}	δ_{\max}
Smith&Riddington - A	0,440	0,17	566,61	-	21,72	-
Smith&Riddington - B	0,690	-	295,77	-	25,56	-
Davies&Ahmed	0,420	0,12	1196,4	156,83	24,33	0,720
Experimental	0,107	*	*	*	20,10	0,027
Modelo 1	0,204	0,032	99,15	31,62	17,66	0,050
Modelo 2	0,205	0,025	125	41,16	11,20	0,059

- método não prevê o cálculo destes itens

* dados não disponíveis

Assim como para a Parede 1b, os resultados de tensões verticais segundo os modelos simplificados apresentam-se superiores aos valores obtidos com os modelos numéricos, principalmente para o modelo simplificado B de Smith e Riddington.

Em relação às tensões cisalhantes, os valores obtidos com os modelos simplificados são bem superiores aos valores obtidos com os modelos numéricos.

Em relação ao momento fletor, o Modelo simplificado de Davies e Ahmed apresentou um valor extremamente elevado quando comparado com os outros modelos simplificados e principalmente com os modelos numéricos. Percebe-se pelos resultados dos modelos numéricos que a uma drástica diminuição no valor do momento no meio do vão em relação ao momento máximo perto dos apoios.

Em relação ao deslocamento máximo, o modelo matemático simplificado de Davies e Ahmed forneceu resultados excessivos.

6.4.3 Parede 5

A Tabela 6.8 apresenta de forma resumida as informações relativas à Parede 5 mencionada no Capítulo 5 deste trabalho. Os modelos numéricos considerados na comparação de resultados foram desenvolvidos no Capítulo 5 e suas propriedades básicas estão descritas na Tabela 6.9

Tabela 6.8 Parede 5 - Dados para a aplicação dos modelos matemáticos simplificados

t_p (cm)	E_p (kN/cm ²)	E_v (kN/cm ²)	L (cm)	I_v (cm ⁴)	A_v (cm ²)	P (kN)	H (cm)
3,6	210	2800	58,4	263,67	56,25	79,7	51

Tabela 6.9 Parede 5 - Modelos numéricos considerados na comparação com modelos matemáticos simplificados

Modelos	Parede	Viga	Contato
Modelo 1	PLANE42	BEAM3	CONTA171/TARGE169
Modelo 2	PLANE42	BEAM3	Nenhum

Assim como para a Parede 7, os resultados obtidos para os modelos simplificados encontram-se na Tabela 6.7 juntamente com os resultados experimentais e com os resultados dos modelos numéricos.

Tabela 6.10 Parede 5 – Comparação de Resultados. Unid.: kN,cm

	σ_{\max}	τ_{\max}	M_{\max}	M_{centro}	T_{\max}	δ_{\max}
Smith&Riddington - A	1,910	0,72	307,83	-	19,92	-
Smith&Riddington - B	2,730	-	198,49	-	23,44	-
Davies&Ahmed	2,180	0,65	652,40	71,35	24,45	0,095
Experimental	0,70	*	*	*	8,65	0,075
Modelo 1	1,28	0,18	144	144	12,36	0,079
Modelo 2	1,40	0,21	152	152	15,40	0,081

- método não prevê o cálculo destes itens

* dados não disponíveis

Para as tensões verticais, percebe-se mais uma vez que o Modelo A de Smith e Riddington e o modelo simplificado de Davies e Ahmed apresentam valores próximos. Os valores fornecidos por estes modelos simplificados são aproximadamente o triplo do valor experimental.

Os valores das tensões cisalhantes obtidos através dos modelos numéricos e dos modelos simplificados são bem distantes entre si. Para este caso, no entanto, deve-se salientar que mesmo os modelos numéricos que fornecem valores menores para a tensão cisalhante máxima, apresentaram valores maiores do que os valores máximos indicados na norma BS.

Para a Parede 5, os valores de flecha segundo o modelo simplificado de Davies e Ahmed são bem próximos dos valores experimentais e numéricos.

6.5 CONCLUSÕES

De uma forma geral, o modelo simplificado de Davies e Ahmed e o modelo simplificado B de Smith e Riddington fornecem resultados praticamente iguais para a tensão vertical máxima na base da parede. Os resultados obtidos com estes modelos são aproximadamente o dobro dos valores obtidos através dos modelos numéricos. Esta grande diferença pode ser atribuída ao fato dos modelos simplificados não considerarem a largura do apoio nem a fissuração da parede sobre os apoios. Mesmo assim, os modelos simplificados podem ser úteis em verificações rápidas da tensão máxima vertical em sistemas parede-viga. Pode-se sugerir que os valores determinados por estes dois modelos simplificados, sejam menores que a tensão máxima de compressão da alvenaria.

Na determinação da tensão cisalhante máxima, observa-se que, em todos os casos, os modelos numéricos forneceram resultados bem inferiores aos valores obtidos com os modelos simplificados. Seria necessário analisar mais profundamente os parâmetros para aperfeiçoar estes modelos simplificados de forma a torná-los mais precisos.

Em relação ao momento máximo, observa-se que o Modelo B de Smith e Riddington foi o modelo simplificado que apresentou resultados mais próximos dos modelos numéricos. No entanto, em casos onde se deseje considerar o efeito arco no dimensionamento das vigas, os resultados obtidos através do Modelo A de Smith e Riddington estão mais a favor da segurança.

Em relação aos deslocamentos verticais no sistema parede-viga, o modelo simplificado de Davies e Ahmed pode ser utilizado pois fornece valores a favor da segurança.

Para a tração na viga, os três modelos simplificados fornecem resultados favoráveis. No entanto, percebe-se que, nos casos em que a rigidez relativa é menor que 5, a medida que ela vai diminuindo, os resultados obtidos com os modelos simplificados vão ficando superdimensionados. Isto pode ser observado no caso da Parede 5 que possui $K=3,98$.

CAPÍTULO 7

PAREDES SOBRE PAVIMENTOS DE CONCRETO

7.1 INTRODUÇÃO

Nos capítulos anteriores, foi abordado exclusivamente o comportamento de paredes sobre vigas biapoiadas. Neste capítulo, pretende-se analisar o comportamento de sistemas parede-viga em outras situações comuns na construção civil. A figura 7.1 mostra dois exemplos de sistemas parede-viga encontrados em edificações de alvenaria estrutural usuais.

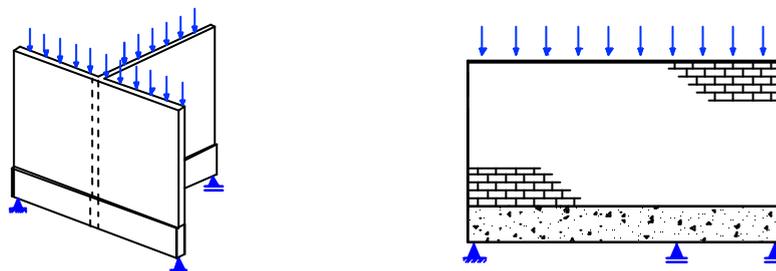


Figura 7.1 Casos particulares de sistemas parede-viga

Com o intuito de abranger essas e muitas outras situações particulares que possam existir, adotou-se a estratégia de resolver casos completos de edifícios de alvenaria estrutural sobre pavimentos de concreto armado. Dessa forma, pode-se não só realizar um estudo bastante abrangente, bem como discutir os resultados em casos práticos de edificações, obtidos por meio de um procedimento tradicional e através das técnicas de modelagem aqui apresentadas.

De acordo com o que foi exposto no parágrafo anterior, foram escolhidos dois edifícios de alvenaria estrutural para servirem de exemplos para este capítulo. O primeiro edifício, um prédio do Conjunto Residencial Santa Maria, apresenta quatro pavimentos tipo sobre um pavimento de pilotis em concreto armado. Já a segunda edificação, o Edifício Itália, tem sete pavimentos tipos, também sobre um pilotis em concreto armado.

Como foi visto nos capítulos anteriores, os modelos numéricos que não utilizaram elementos de contato apresentaram resultados semelhantes àqueles nos quais foram inseridos elementos de contato. Por isso, nos modelos numéricos apresentados neste capítulo, não serão inseridos elementos de contato na interface parede-viga.

Para cada um dos edifícios apresentados, foram elaborados dois modelos numéricos: Modelo 1 e Modelo 2. No Modelo 1, o carregamento foi aplicado no topo da parede, para analisar os esforços na estrutura considerando o efeito arco. No Modelo 2, o carregamento foi aplicado diretamente sobre a viga, como é o procedimento tradicional. Através da análise dos resultados destes modelos, é possível verificar se a consideração do efeito arco no cálculo dos esforços traz benefícios para o dimensionamento da estrutura parede-viga.

Neste capítulo, os elementos utilizados foram SHELL63 e BEAM4, do programa ANSYS 5.5, cujos sistemas de coordenadas estão representados na Figura 7.2.

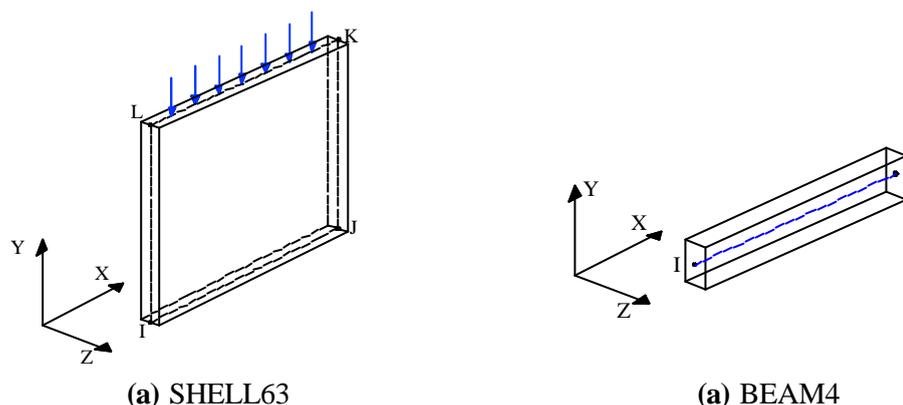


Figura 7.2 Elementos SHELL63 e BEAM4

O elemento SHELL63 foi utilizado para representar a parede no Modelo 1. Este é um elemento de chapa destinado às estruturas tridimensionais. Este elemento é definido por quatro nós com seis graus de liberdade por nó: translações nas direções X, Y e rotações em torno dos eixos X, Y e Z.

Para representar as vigas nos dois modelos numéricos, foi utilizado o elemento BEAM4, semelhante ao elemento BEAM3 mencionado anteriormente. A diferença entre os dois elementos é que o elemento BEAM4 destina-se a estruturas tridimensionais, enquanto o elemento BEAM3 é utilizado para modelar estruturas bidimensionais. O elemento BEAM4 possui 2 nós com seis graus de liberdade por nó: translações nas direções X, Y e rotações em torno dos eixos X, Y e Z.

Supondo os sistemas de coordenadas da Figura 7.2, foram inseridas restrições verticais Y em todos os nós referentes aos pilares. Em toda a estrutura, foram liberados os graus de liberdade relativos à rotação em torno de Z e à translação nas direções Y e X.

O carregamento aplicado foi calculado considerando-se como paredes estruturais, apenas aquelas destituídas de aberturas de portas ou janelas. As sobrecargas foram estimadas seguindo a norma brasileira, incluindo-se o peso próprio da estrutura.

7.2 CONJUNTO RESIDENCIAL SANTA MARIA

7.2.1 Descrição dos modelos numéricos

A forma do pavimento de pilotis do Edifício Santa Maria está ilustrada na Figura 7.3. É importante ressaltar que as dimensões das vigas que foram utilizadas nos dois modelos desenvolvidos referem-se àquelas adotadas segundo o procedimento tradicional de análise, chamado aqui de Modelo 2, e consiste na consideração das vigas de uma forma isolada. Essa opção foi adotada para que a comparação entre os dois procedimentos pudesse ser realizada de forma mais conclusiva. Entretanto, se as dimensões fossem adotadas de forma independente para os dois procedimentos, as diferenças, pelo menos em termos de momento fletor, poderiam ser ainda maiores do que as que foram obtidas.

A modulação da alvenaria está ilustrada na Figura 7.4, onde as linhas tracejadas indicam as paredes que não receberão carregamento. As propriedades dos materiais utilizados estão descritas na Tabela 7.1. Os modelos desenvolvidos para o Edifício Santa Maria estão representados nas Figuras 7.5 e 7.6. Na análise de resultados, serão estudados os esforços nas vigas V02, V12, V19 e V23, indicadas na forma.

Tabela 7.1 Propriedades dos materiais do Edifício Santa Maria

PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	
Espessura da parede (cm)	14
Altura da parede (cm)	280
Coefficiente de Poisson da parede e das vigas	0,2
E_{parede} (kN/cm ²)	288
E_{viga} (kN/cm ²)	2898
Resistência do concreto (MPa)	20

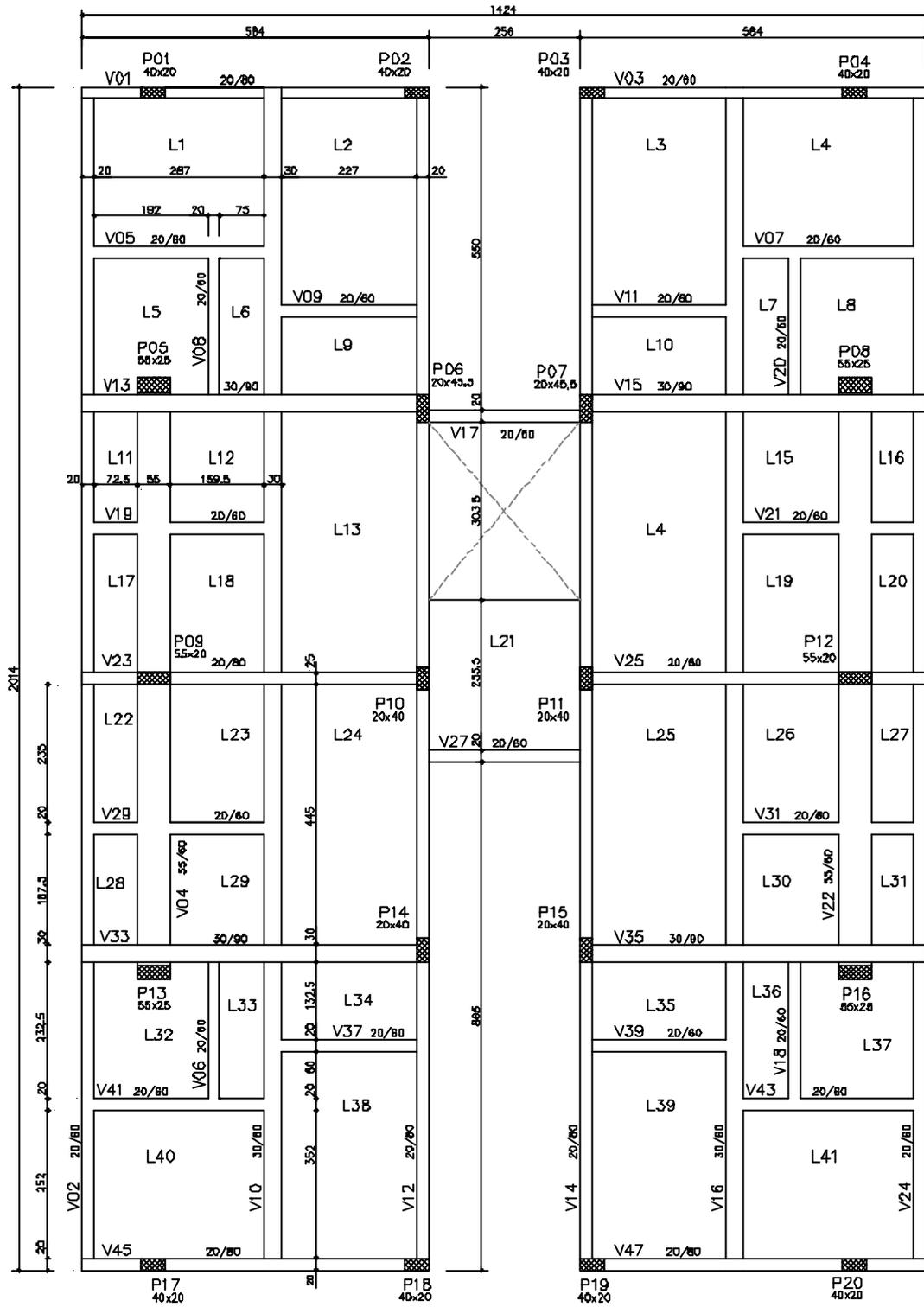


Figura 7.3 Forma do Edifício Santa Maria.

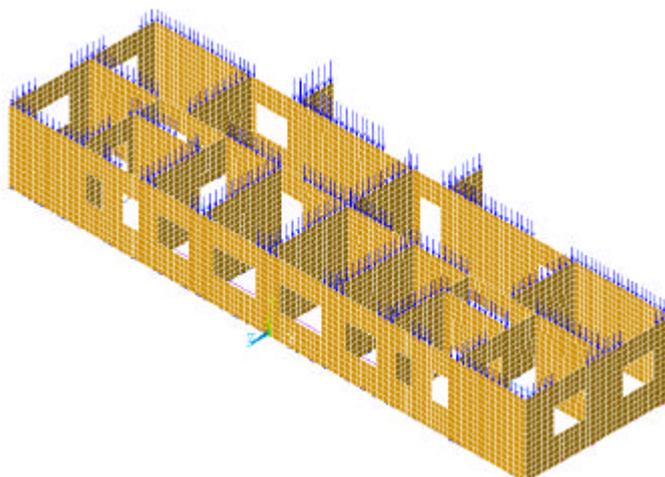


Figura 7.5 Edifício Santa Maria - Modelo 1

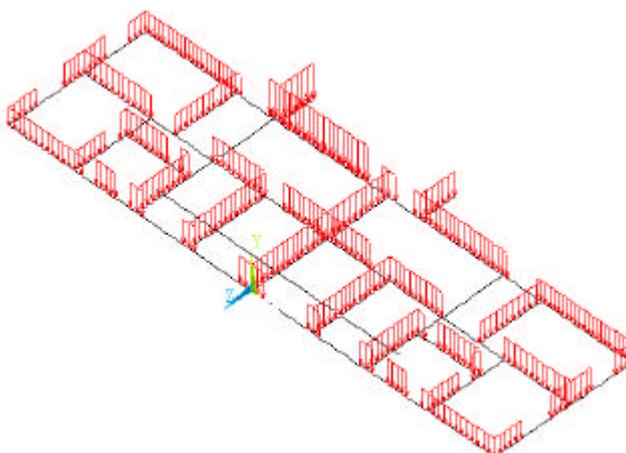


Figura 7.6 Edifício Santa Maria - Modelo 2

7.2.2 Análise de Resultados

a) V02

A distribuição de tensões verticais na base da parede e a curva de deslocamentos da viga V02 estão ilustradas na Figura 7.7. Em relação a distribuição de tensões verticais na base da parede, percebe-se a formação de picos nos pontos de apoio assim como acontece em vigas biapoiadas. Esta distribuição de tensões verticais gera menores valores de momento fletor positivo do que aqueles obtidos com carga uniformemente aplicada sobre a viga.

Em relação aos deslocamentos na viga V02, houve uma grande diferença nos valores obtidos a partir dos dois modelos numéricos. Nestes vãos, a flecha máxima segundo o Modelo 2 é 63% maior do que o valor obtido para o Modelo 1.

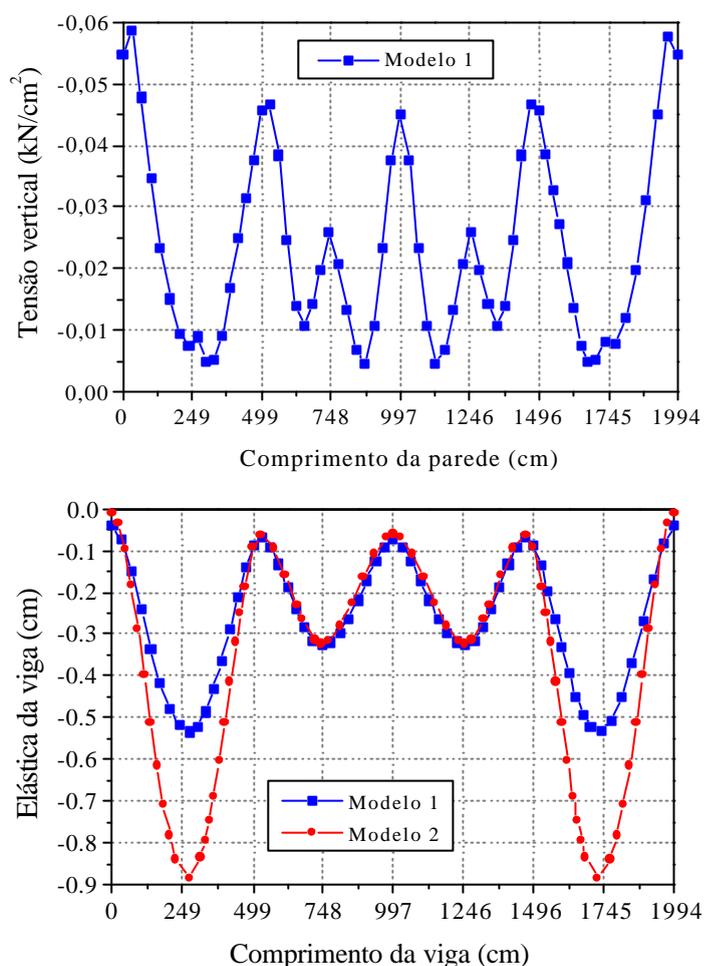


Figura 7.7 Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V02 do Edifício Santa Maria

Através da Figura 7.8, pode-se observar que os valores de momento fletor na V02, obtidos segundo o Modelo 1, são bem inferiores àqueles obtidos com o Modelo 2. No primeiro vão da V02, o valor de momento fletor segundo o Modelo 2 é 350% maior do que o valor obtido para o Modelo 1. Neste vão, a armadura necessária para resistir ao momento positivo, segundo os Modelo 1 e 2, seria de 1,74cm² e 6,46cm² respectivamente.

Para o Modelo 2, o esforço de tração é nulo em toda a viga. No entanto, através do Modelo 1, foram obtidos esforços máximos de tração e compressão iguais a 24kN e 30kN, respectivamente. A tração ocorreu no meio do vão enquanto a compressão ocorreu sobre os apoios, conforme ilustra a Figura 7.8.

Através da Figura 7.8, percebe-se que os dois modelos numéricos apresentam resultados semelhantes para o esforço cortante nos apoios. As maiores diferenças aconteceram no quarto apoio, onde o Modelo 2 apresentou um valor de esforço cortante igual a 127kN, que é 30% maior do que o valor obtido com o Modelo 1. No meio do vão,

observa-se que o diagrama obtido com o Modelo 2 apresenta patamares nas regiões referentes às aberturas de janelas, que não receberam carregamento. Isto não foi tão evidente no Modelo 1, devido à parcela de carga transferida de paredes adjacentes para a parede sob as janelas.

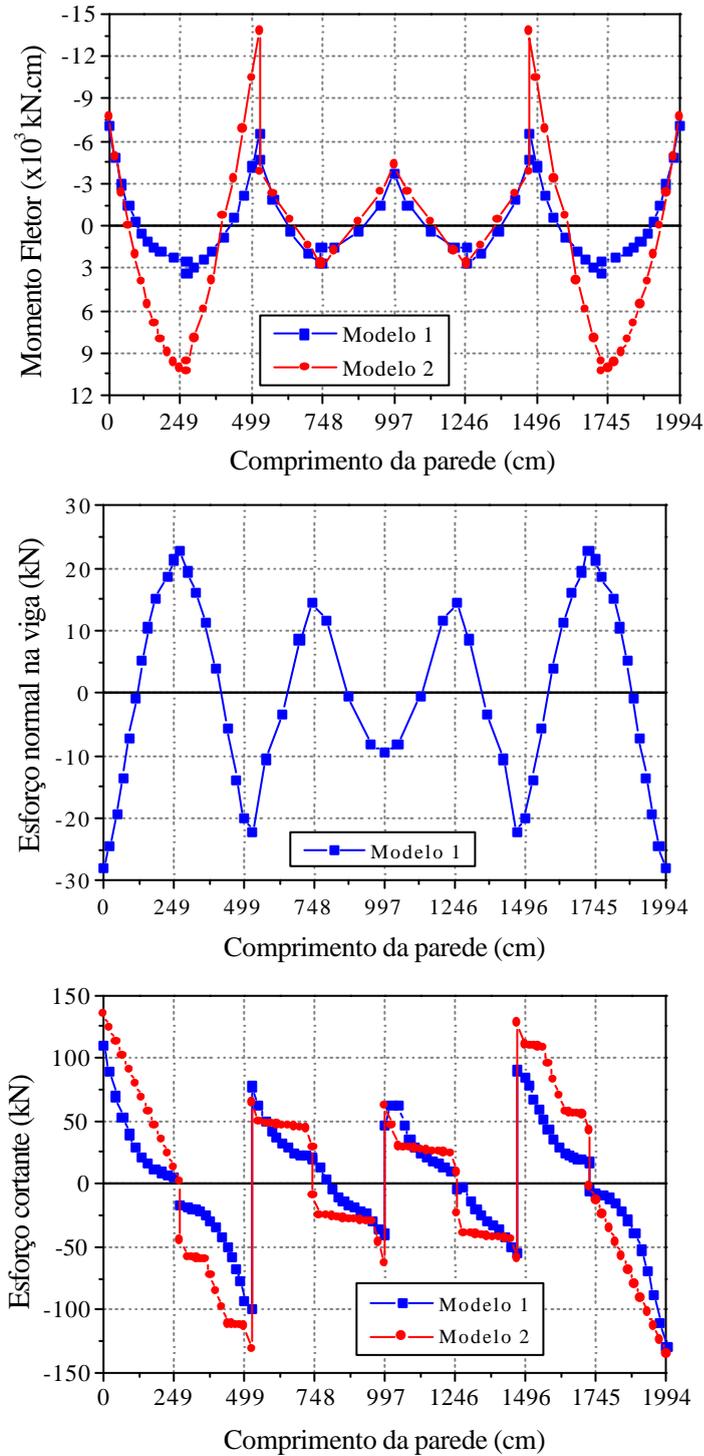


Figura 7.8 Esforços na viga V02 do Edifício Santa Maria

b) V12

As curvas representativas das tensões verticais na base da parede estão ilustradas na Figura 7.9. Percebe-se com clareza, a formação de picos de tensão nas extremidades das aberturas de porta e sobre os apoios.

Em relação aos deslocamentos verticais, pode-se observar através da Figura 7.9, que o Modelo 2 apresentou valores bem maiores do aqueles ocorridos com o Modelo1. A maior diferença aconteceu no primeiro vão onde a flecha máxima, segundo o Modelo 2, é o triplo do valor obtido com o Modelo1.

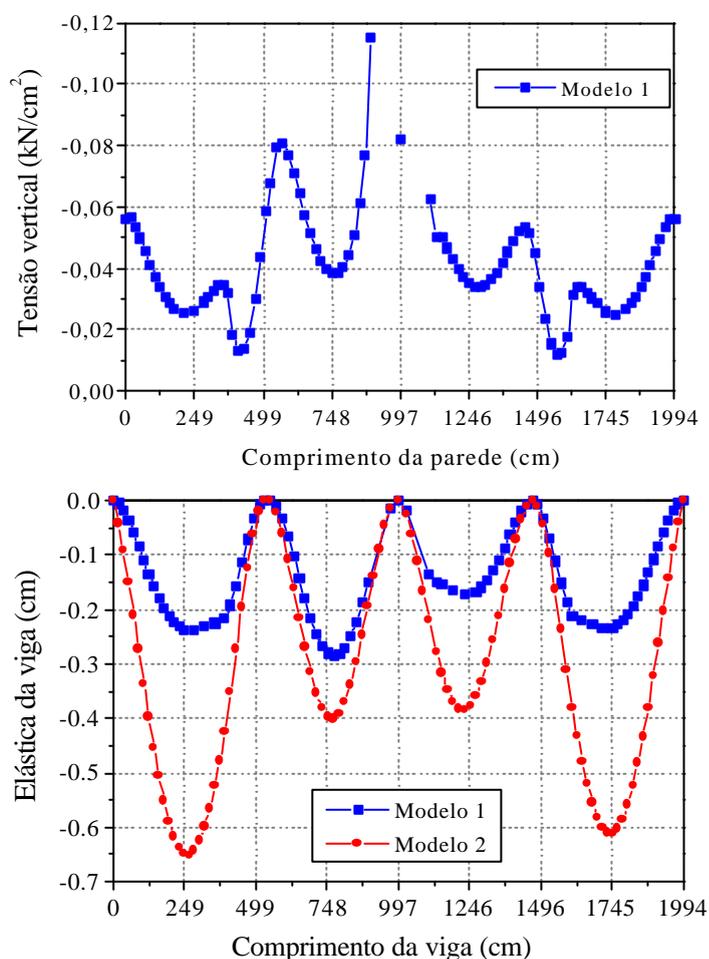


Figura 7.9 Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V12 do Edifício Santa Maria

A Figura 7.10 apresenta os resultados para os esforços na viga V12. Em relação aos momentos fletores, percebe-se que a existência de janelas e portas provocaram alguns picos de momento fletor, mais evidentes para o Modelo 1. Uma análise mais profunda poderia ser feita para verificar se haveria a necessidade de considerarem-se estes picos de momento no dimensionamento.

Os esforços normais na viga V12 indicam zonas de tração no meio dos vão e zonas de compressão sobre os apoios, assim como aconteceu com a viga V02.

Os diagramas de esforço cortante na viga V12 obtidos com os dois modelos numéricos apresentaram valores semelhantes tanto nos apoios quanto no meio do vão, conforme ilustra Figura 7.10.

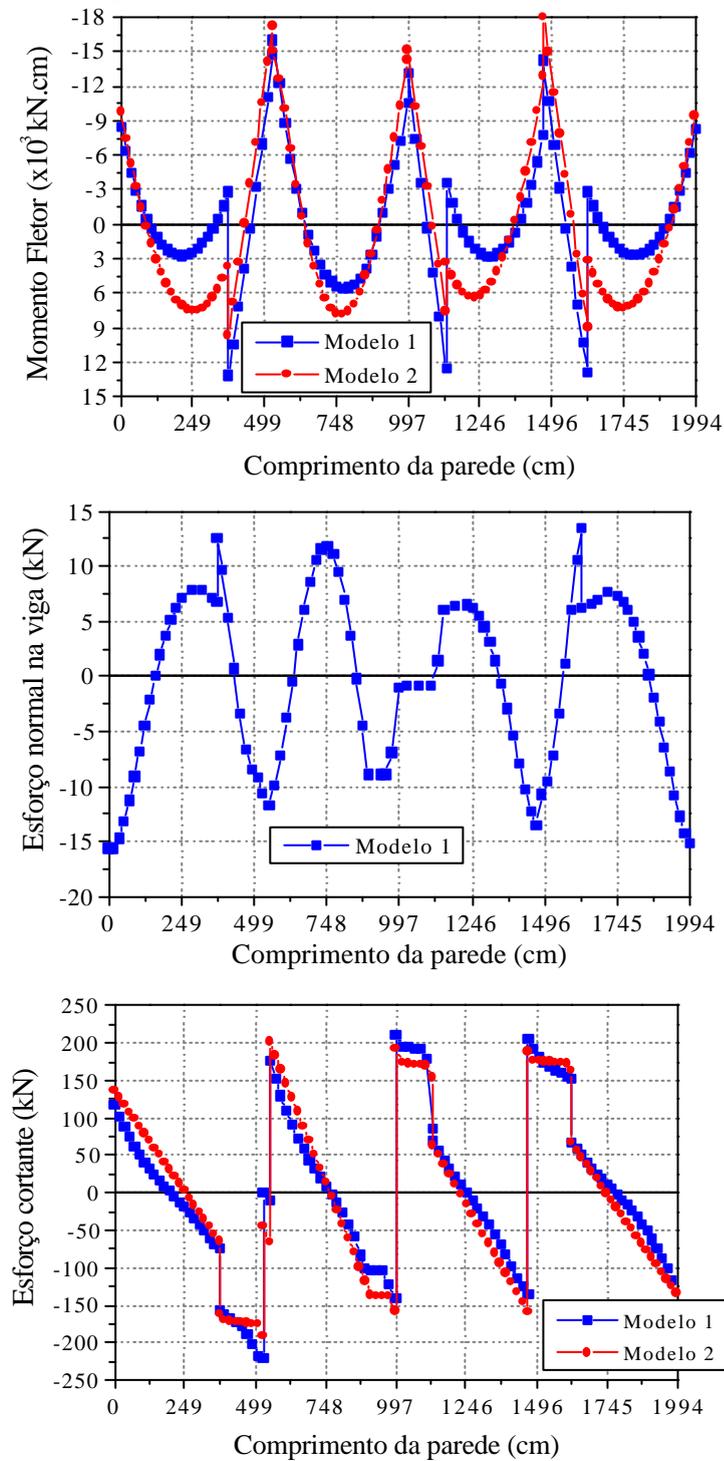


Figura 7.10 Esforços na viga V12 do Edifício Santa Maria

c) V19

A viga V19 representa uma das situações mostradas na Figura 7.1. Trata-se de uma viga que se apoia em outras vigas e, portanto, esses apoios apresentam uma rigidez menor do que se estivessem sobre pilares.

Através da Figura 7.11, percebe-se uma concentração de tensões verticais na base da parede, no apoio sobre a viga V04. No entanto, na extremidade direita, onde a viga V19 se apoia na viga V10, não há concentração de tensões devido ao deslocamento vertical existente no ponto.

Em relação às flechas, o Modelo 2 forneceu valores em torno de 1cm, assim como aconteceu com a viga V02. O Modelo 1 forneceu valores bem menores para os deslocamentos verticais, com um máximo de 0,54cm sobre o apoio direito.

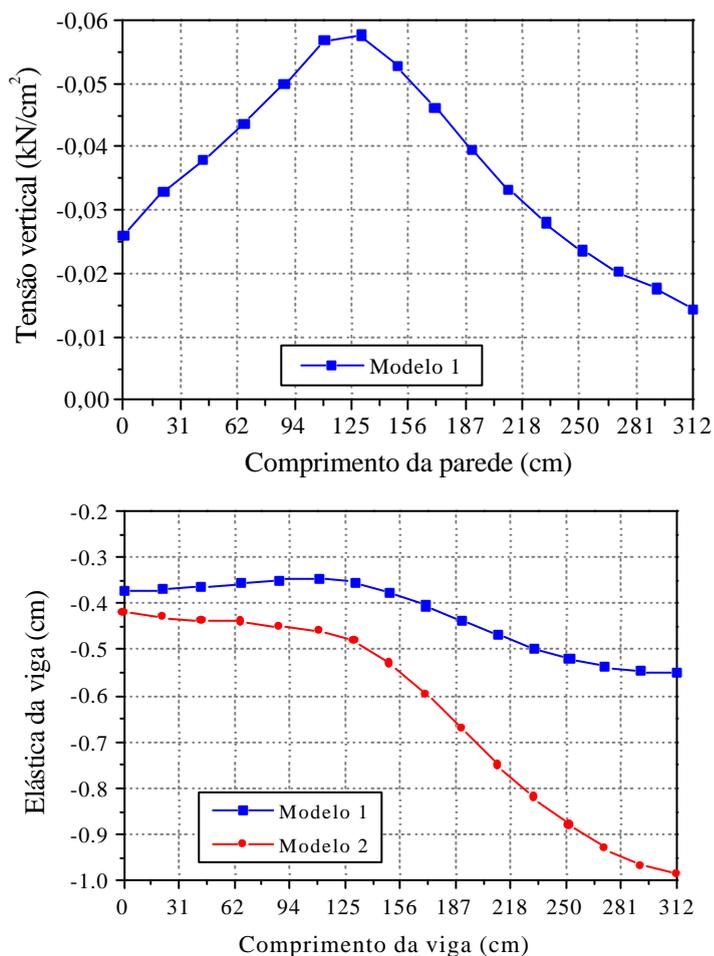


Figura 7.11 Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V19 do Edifício Santa Maria

A Figura 7.12 apresenta os esforços na viga V19, obtidos através dos modelos numéricos. Percebe-se que os valores de momento fletor máximo, positivo e negativo, obtidos para o Modelo 2 são 80% maiores do que aqueles obtidos com o Modelo 1. Desta forma, caso o dimensionamento da viga fosse feito baseado nos esforços resultantes do Modelo 1, poderia haver menos armadura na seção.

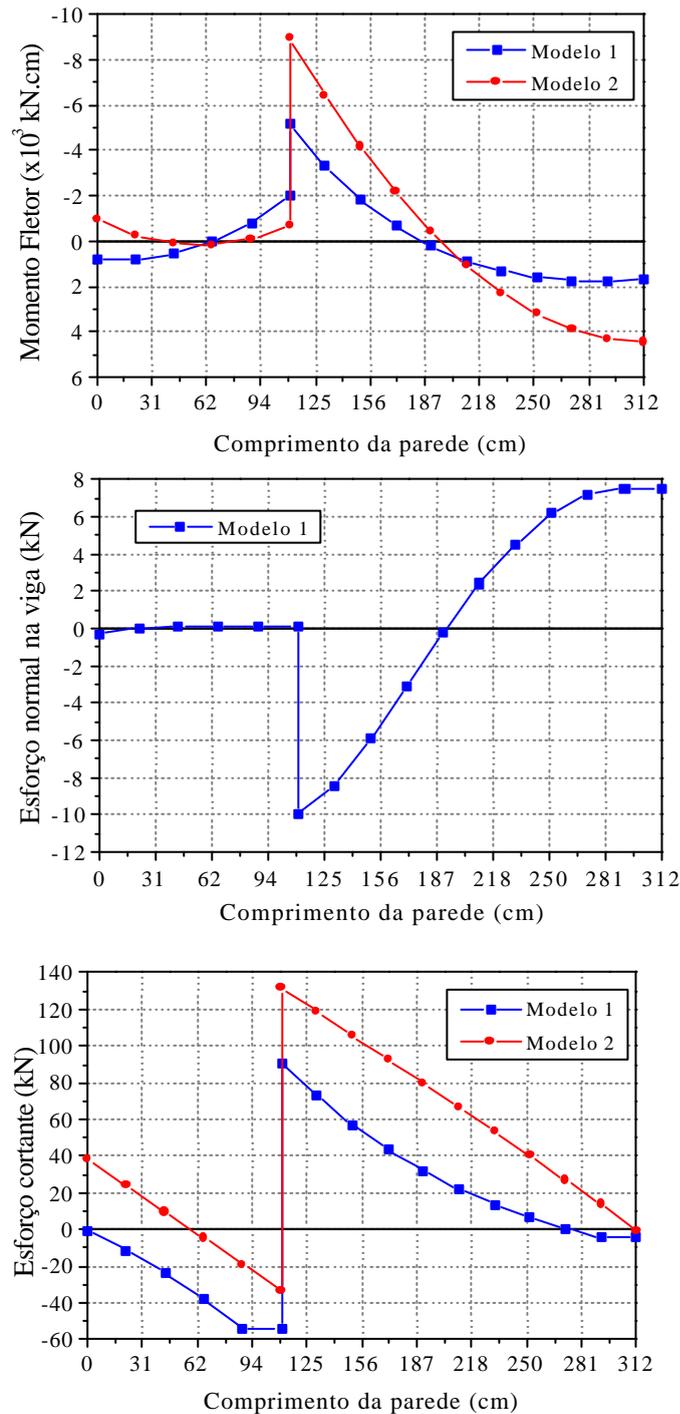


Figura 7.12 Esforços na viga V19 do Edifício Santa Maria

Conforme ilustra a Figura 7.12, o esforço máximo de tração na viga V19 foi de 7,8kN no extremo direito. Percebe-se também, a ocorrência de compressão no apoio sobre a viga V04.

Em relação ao esforço cortante na viga V19, percebe-se pela Figura 7.12, que os dois modelos numéricos apresentaram diferenças consideráveis nos resultados. Em casos como este, a armadura de cisalhamento utilizada poderia ser bem diferente, dependendo do modelo numérico adotado no dimensionamento. A maior diferença no esforço cortante entre os dois modelos ocorreu no apoio sobre a viga V04, onde o Modelo 2 apresenta um valor 46% maior do que o valor obtido com o Modelo 1.

d) V23

A Figura 7.13 ilustra a distribuição de tensões verticais na base da parede e os deslocamentos verticais na viga. É possível observar uma grande concentração de tensões verticais na região dos apoios. A viga V23 apoia-se em pilares e deste modo, sua distribuição de tensões verticais assemelha-se àquelas ocorridas nos sistemas parede-viga analisados nos capítulos anteriores.

Através da Figura 7.13, observa-se que, no segundo vão, o Modelo 2 apresentou deslocamentos bem maiores do que o Modelo 1. O deslocamento máximo obtido com o Modelo 2 foi de 0,65mm, que é 41% maior do que o valor obtido com o Modelo 1.

Os esforços na viga V23 estão ilustrados na Figura 7.14. Os valores de momento fletor obtidos segundo o Modelo 2 são superiores àqueles obtidos com o Modelo 1. Para dimensionar esta viga utilizando o Modelo 2 seria necessária um área de aço de 14,50cm² para cobrir o momento positivo no segundo vão. Segundo o Modelo 1, esta área de aço seria de 6,75cm².

Quanto aos esforços normais, observa-se a existência de zonas de compressão sobre os apoios, com o máximo de 25kN no apoio sobre o pilar P10. No meio do segundo vão, ocorre o esforço máximo de tração, que foi de 23kN.

Em relação ao esforço cortante, a maior diferença ocorreu na região central, onde o Modelo 2 apresentou um valor 20% maior do que o valor apresentado pelo Modelo 1.

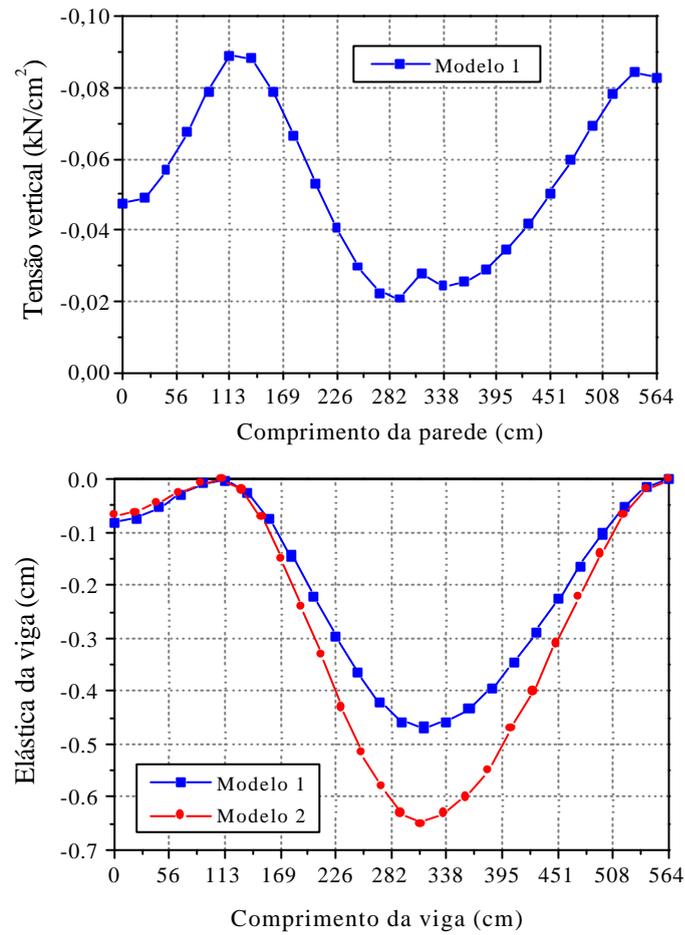


Figura 7.13 Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V23 do Edifício Santa Maria

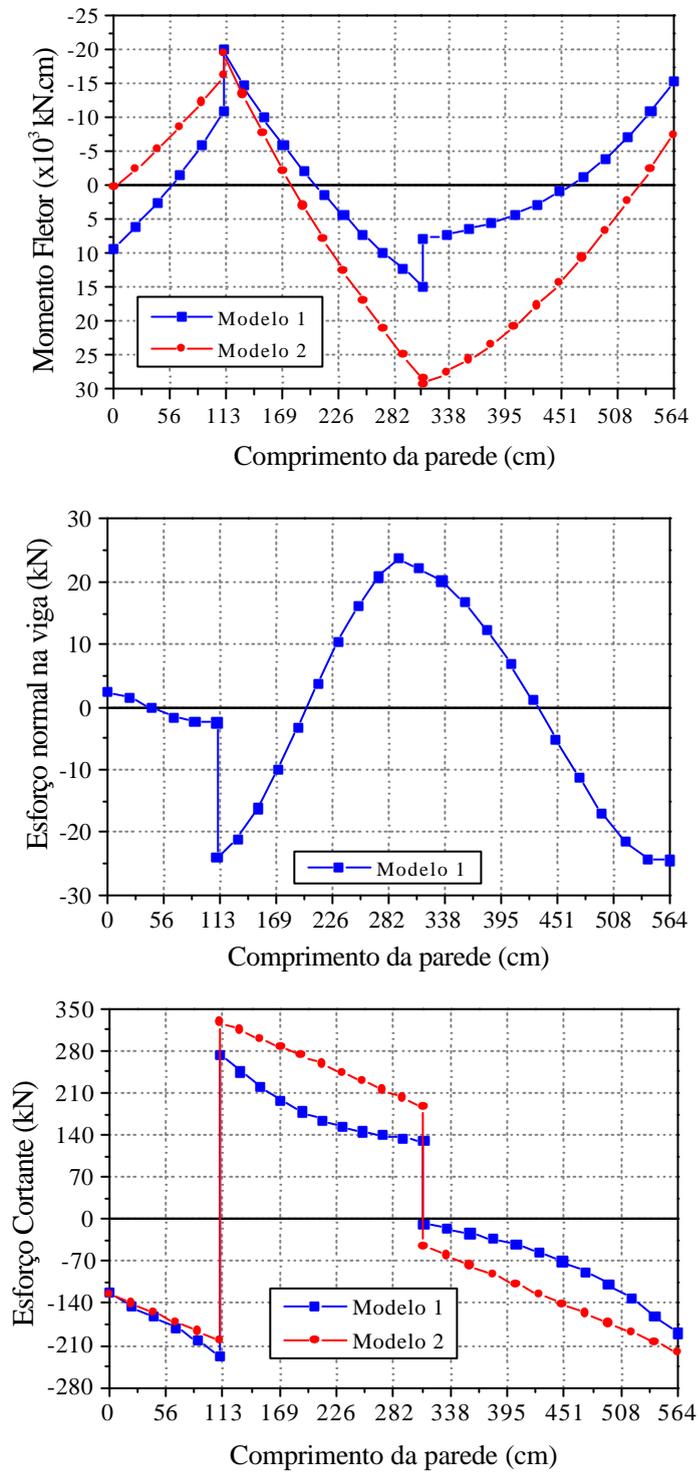


Figura 7.14 Esforços na viga V23 do Edifício Santa Maria

7.3 EDIFÍCIO ITÁLIA

7.3.1 Descrição dos modelos numéricos

A forma do pavimento de pilotis do Edifício Itália está ilustrada na Figura 7.15. Como se pode observar, ao contrário do Edifício Santa Maria, esta é uma estrutura com poucos balanços e onde praticamente todas as vigas estão apoiadas diretamente em pilares. Assim como no edifício anterior, as dimensões das vigas foram escolhidas levando-se em consideração o modelo tradicional de carregamento, sem a consideração do efeito arco.

A modulação da alvenaria está ilustrada na Figuras 7.16. As propriedades dos materiais estão descritos na Tabela 7.2. Em relação ao edifício anterior, percebe-se que apenas a altura da parede e o módulo de elasticidade da parede sofreram alterações.

Os modelos desenvolvidos para o Edifício Itália estão ilustrados nas Figuras 7.17 e 7.18. Assim como no Edifício Santa Maria, o carregamento também foi determinado também em função dos parâmetros usuais da norma brasileira. Neste edifício, no entanto, as cargas aplicadas foram bem superiores àquelas aplicadas no caso anterior, devido ao maior número de pavimentos. Para análise de resultados, serão estudados os esforços nas vigas V02, V06 e V12, indicadas na forma.

Tabela 7.2 Propriedades dos materiais do Edifício Itália

PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	
Espessura da parede (cm)	14
Altura da parede (cm)	272
Coefficiente de Poisson da parede e das vigas	0,2
E_{parede} (kN/cm ²)	360
E_{viga} (kN/cm ²)	2898
Resistência do concreto (MPa)	20

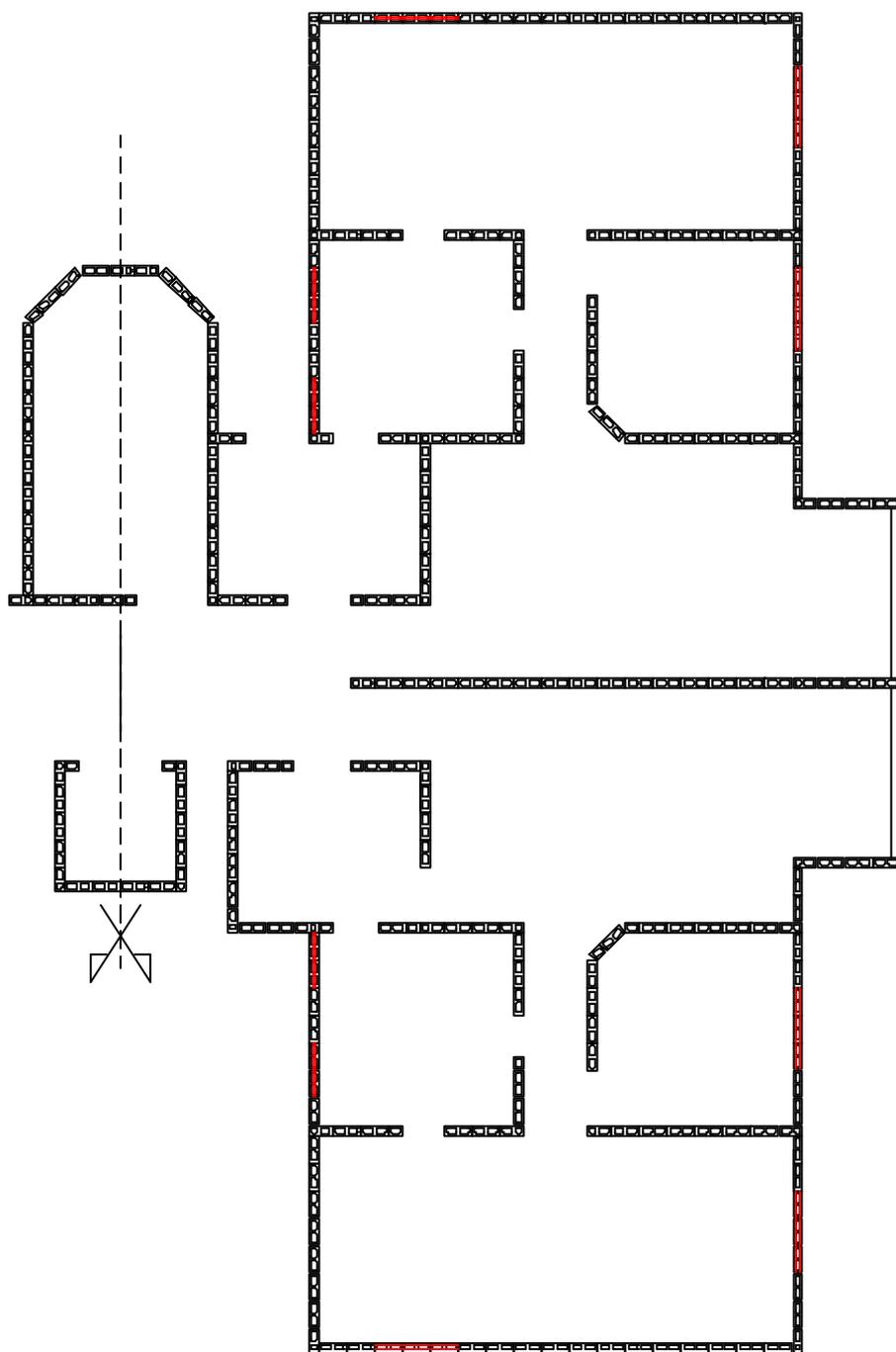


Figura 7.16 Modulação da alvenaria do Edifício Itália.

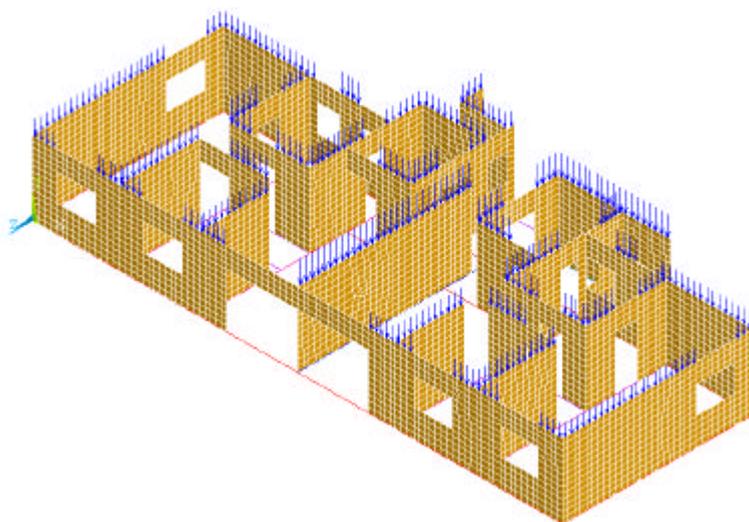


Figura 7.17 Edifício Itália - Modelo 1

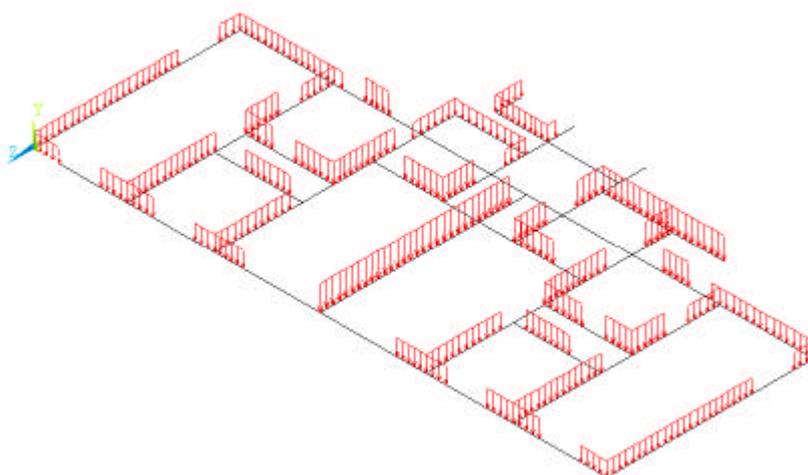


Figura 7.18 Edifício Itália - Modelo 2

7.3.2 Análise de Resultados

a) V02

As tensões na base da parede e os deslocamentos na viga V02 estão apresentados na Figura 7.19. Em relação a distribuição de tensões verticais na base da parede, surgiram zonas tracionadas no meio dos vãos. Como foi visto nos capítulos anteriores, esta é uma característica típica dos modelos que não utilizam elementos de contato na interface parede-viga. Percebe-se também que este comportamento é comum nos casos onde a rigidez relativa do sistema parede-viga é grande.

No primeiro vão, a flecha máxima obtida com o Modelo 2 é três vezes maior do que o valor referente ao Modelo 1. Esta diferença é bem maior do que nos casos estudados no edifício anterior. Esta diferença pode ser atribuída ao fato do carregamento do Edifício Itália ser bastante superior ao carregamento do Edifício Santa Maria, fazendo com que o efeito arco se torne mais evidente.

Por meio da Figura 7.20, observa-se que os valores de momento fletor obtidos para os dois modelos numéricos também foram bem diferentes. Segundo o Modelo 2, a área de armadura para resistir ao momento positivo máximo no primeiro vão seria de 5cm^2 . Para o Modelo 1, este valor seria $1,5\text{cm}^2$.

Quanto aos esforços normais, apresentados na Figura 7.20, é interessante observar que, ao contrário das vigas anteriores, a viga V02 apresentou compressão não só nos apoios, mas também ao longo de todo o segundo vão. No primeiro vão, no entanto, foi observado elevado esforço de tração, com máximo de 26kN .

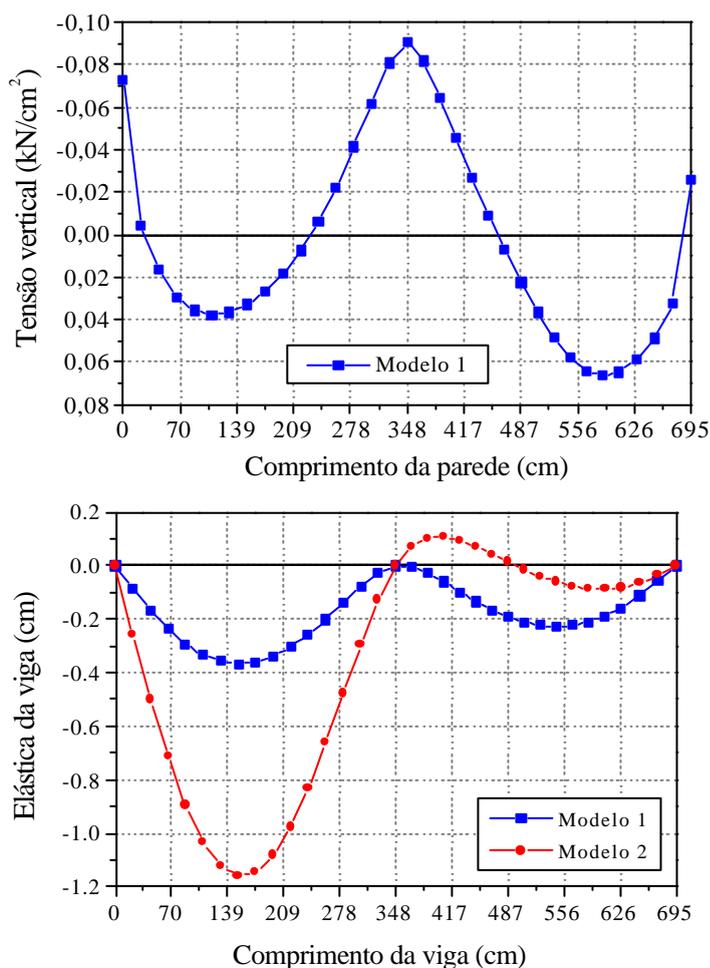


Figura 7.19 Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V02 do Edifício Itália

A Figura 7.20 apresenta também os esforços cortantes na viga. É interessante observar que, apesar dos resultados obtidos com os dois modelos numéricos serem semelhantes nos apoios, eles diferem bastante no meio dos vãos. A maior diferença observada aconteceu sobre o primeiro apoio onde o valor obtido com o Modelo 2 é 64% maior do que o valor obtido com o Modelo1.

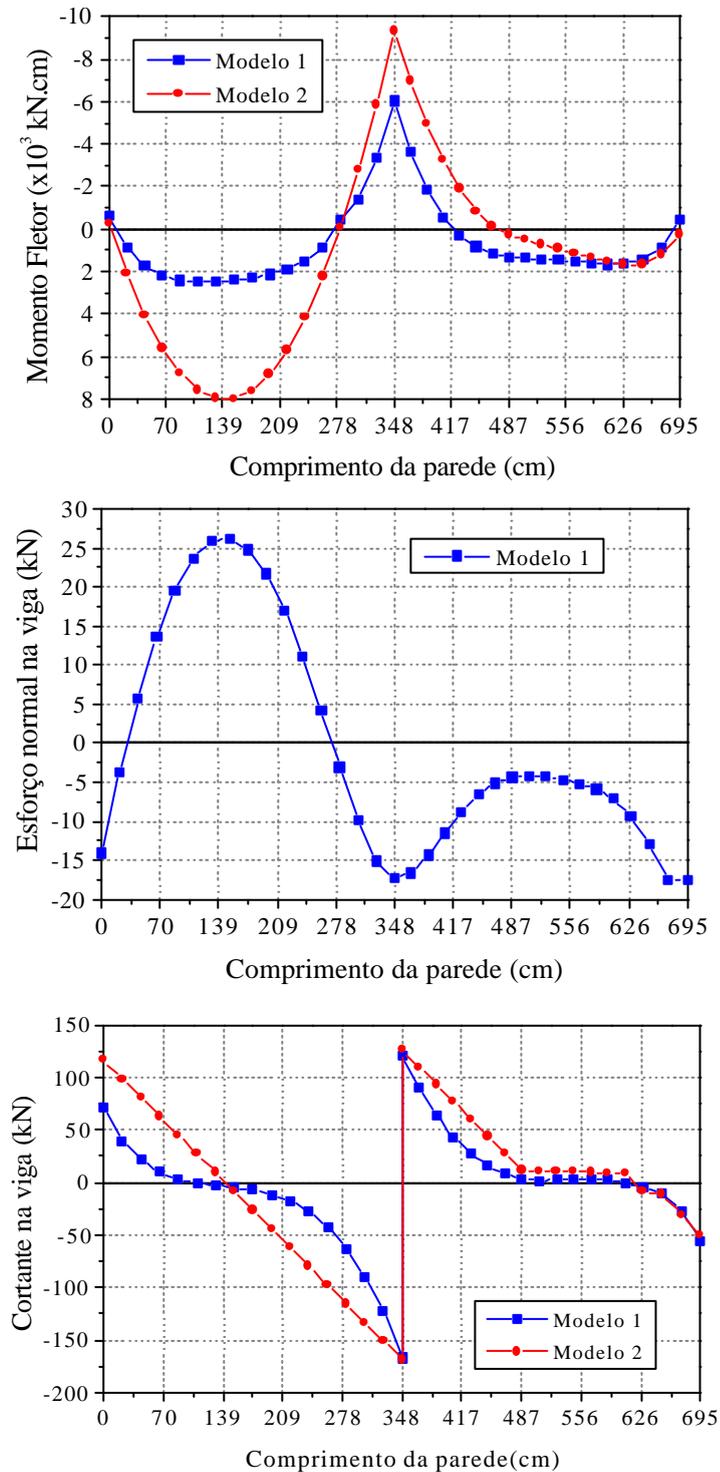


Figura 7.20 Esforços na viga V02 do Edifício Itália

b) V06

A Figura 7.21 ilustra as tensões na base da parede e os deslocamentos na viga V06. Em relação às tensões verticais, é possível perceber três arcos bem definidos entre as aberturas de porta existentes, assim como foi observado no Capítulo 5.

Através da Figura 7.21, observa-se que os deslocamentos obtidos com o Modelo 2 foram bem elevados, especialmente no extremo direito onde o deslocamento foi de 1,1cm. Comparando-se este valor com aquele obtido para o Modelo 1, percebe-se que o Modelo 2 apresentou um valor três vezes maior do que o outro modelo numérico.

Analisando a Figura 7.22, percebe-se que, ao contrário das vigas anteriores, houve pouca diferença nos diagramas de momento fletor gerados a partir dos dois modelos numéricos. A maior diferença entre os dois modelos ocorreu no meio do primeiro vão onde o valor de momento fletor obtido para o Modelo 2 é aproximadamente o dobro do valor obtido com o Modelo 1.

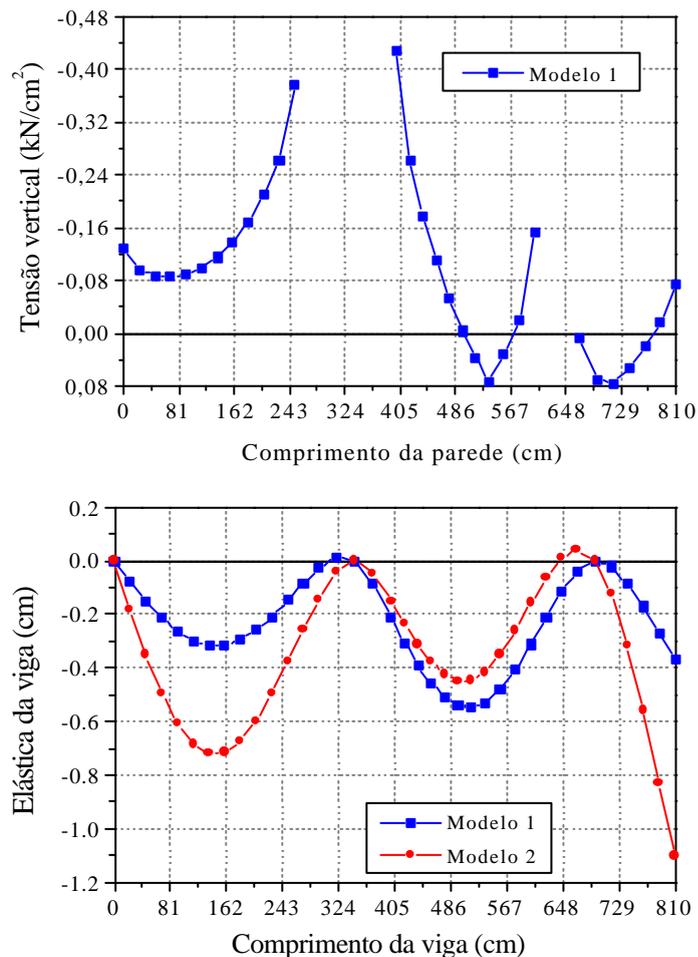


Figura 7.21 Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V06 do Edifício Itália

Os esforços de tração na viga tiveram seu valor máximo no extremo direito, onde atingiu 38 kN. Percebe-se mais uma vez, a ocorrência de zonas de compressão sobre os apoios.

Em relação ao diagrama de esforço cortante, os dois modelos numéricos apresentaram valores semelhantes, tanto nos apoios quanto no meio dos vãos. Percebe-se mais uma vez a existência de patamares nos diagramas, devido às aberturas.

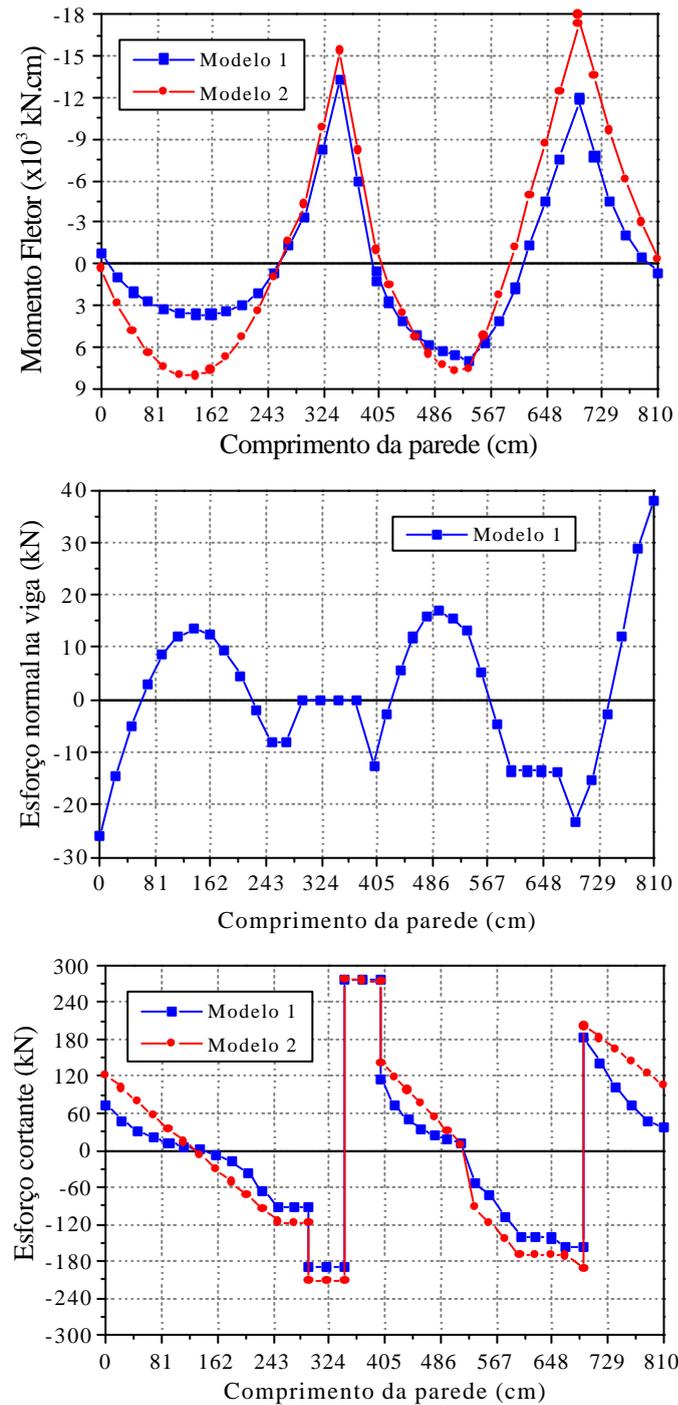


Figura 7.22 Esforços na viga V06 do Edifício Itália

c) V12

Observando-se a Figura 7.23, pode-se observar que, houve grande concentração de tensões sobre os apoios com valores muito pequenos no meio dos vãos.

Para a viga V12, o Modelo 2 apresentou deslocamento máximo de 1,0cm no primeiro vão que é o dobro do valor obtido para o Modelo 1. Isto pode ser observado por meio da Figura 7.23.

A Figura 7.24 apresenta os esforços na viga V12. Em relação ao momento fletor, no primeiro vão, o houve uma grande diferença nos valores positivos obtidos segundo os dois modelos numéricos. No entanto, para o segundo vão, praticamente não houve diferença entre os dois modelos.

O esforço máximo de tração, ocorrido no primeiro vão foi de 47kN. Foram observados também esforços de compressão na região dos apoios.

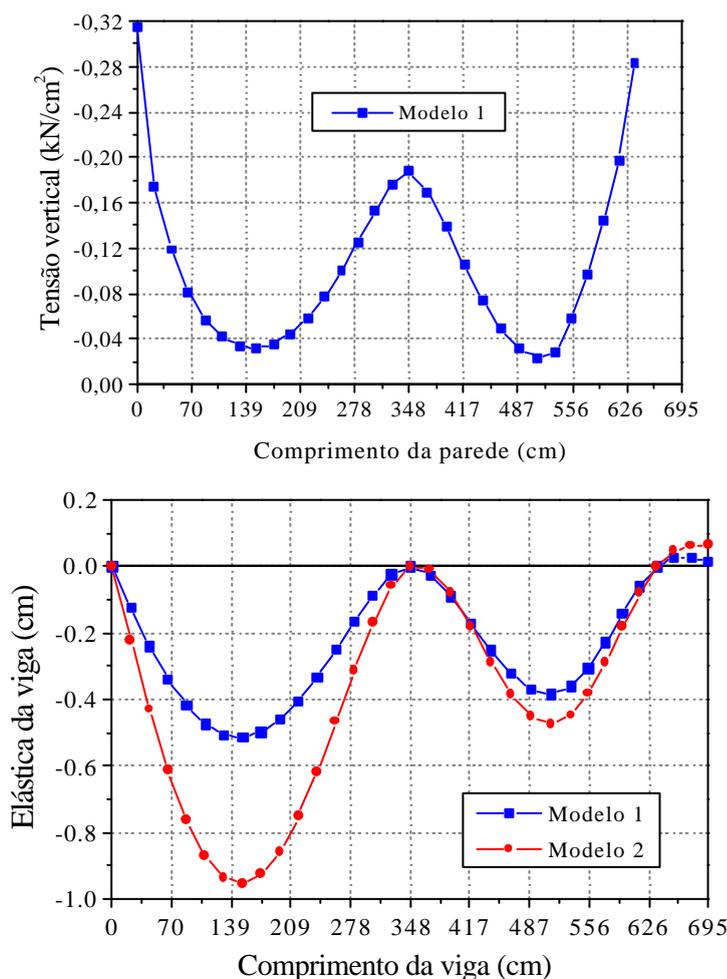


Figura 7.23 Tensões verticais na base da parede e deslocamentos na viga V12 do Edifício Itália

Os dois modelos numéricos apresentaram valores semelhantes para o esforço cortante nos apoios, mas um pouco diferentes no meio dos vãos, conforme mostra a Figura 7.24. A maior diferença ocorreu no meio do segundo vão, onde o Modelo 2 forneceu um valor 70% maior do que o valor obtido com o Modelo 1.

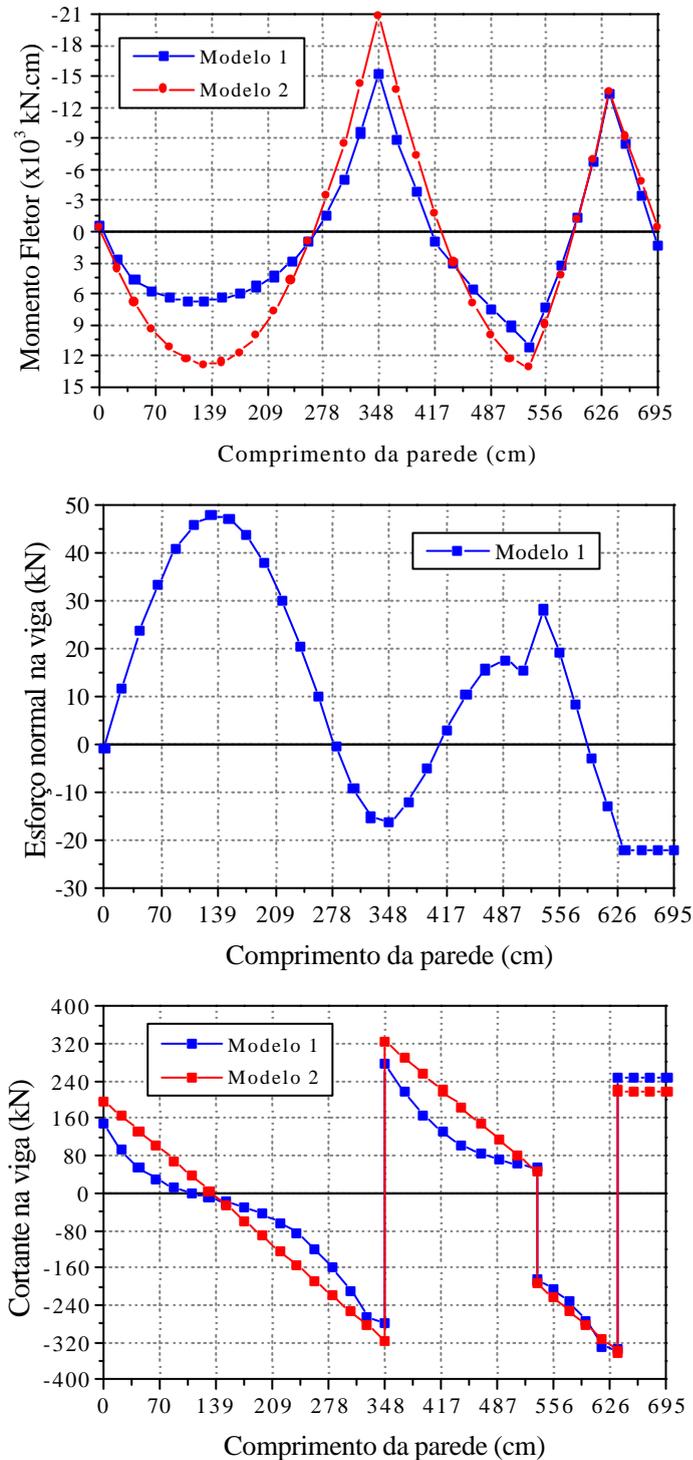


Figura 7.24 Resultados da viga V12 do Edifício Itália

7.4 CONCLUSÕES

Observando-se os resultados obtidos com a modelagem numérica dos edifícios Santa Maria e Itália, é possível identificar algumas ocorrências interessantes. Percebe-se com clareza que o comportamento de paredes sobre vigas contínuas apresenta diferenças em relação aos sistemas sobre vigas biapoiadas. Nos casos nos quais o carregamento é aplicado no topo da parede, percebe-se, na viga, a existência de esforços de tração no meio dos vãos e esforços de compressão sobre os apoios. Este fato não pôde ser observado nos sistemas sobre vigas biapoiadas, onde só surgem tensões de tração.

Em geral, os valores de flecha obtidos com o Modelo 1 são bem menores do que os valores obtidos com o Modelo 2. Esta observação se torna importante em certos casos, como na viga V02 do Edifício Itália, onde a flecha máxima obtida com o Modelo 2 atinge o valor limite estabelecido pela norma brasileira. Ou seja, no caso da viga V02, se os deslocamentos fossem verificados segundo o Modelo 2, seria necessário aumentar suas dimensões.

Os valores de momento fletor obtidos com o Modelo 1 são bem menores do que os valores obtidos com o Modelo 2. Deste modo, o dimensionamento destas estruturas, utilizando os esforços provenientes de modelos que consideram carregamento aplicado no topo da parede, pode gerar peças mais esbeltas com menor taxa de armadura.

Quanto às cortantes, na maioria dos casos, não houve diferenças significativas nos valores obtidos nos apoios segundo os dois modelos numéricos. No entanto, foram verificados casos onde, no meio dos vãos, o Modelo 2 apresentou valores bem superiores aos valores obtidos com o Modelo 1. Nestes casos, devido à distribuição não uniforme de tensões do Modelo 1, os diagramas gerados apresentam diminuição drástica do esforço cortante à medida que se distanciam dos apoios. Isto não acontece com o Modelo 2, onde o diagrama é retilíneo com redução gradativa.

Levando-se em consideração as reduções permitidas por norma para o esforço cortante nos apoios, o esforço no meio do vão pode se tornar decisivo para o dimensionamento. No entanto, devido a diversidade de situações, seriam necessárias análises particulares para se poder identificar o esforço cortante a ser usado no dimensionamento.

Percebe-se também que a distribuição de tensões verticais na base da parede pode assumir diversas configurações, que dependem basicamente da relação entre vãos, do recalque dos apoios e da rigidez relativa entre a parede e a viga. Deste modo, os modelos matemáticos simplificados dificilmente poderiam ser aplicados para determinação de esforços em vigas contínuas.

Do que se encontra mencionado nos parágrafos anteriores, pode-se concluir que este procedimento é bastante interessante para ser utilizado na análise de pavimentos de pilotis de concreto armado sob estruturas de alvenaria estrutural. Trata-se de um processo relativamente seguro, pois todas as particularidades do sistema estrutural resultante são consideradas e ao mesmo tempo acaba produzindo alguns resultados que podem levar a uma economia significativa de materiais para a estrutura.

Entretanto, é importante ressaltar que não são apenas os esforços solicitantes nas peças de concreto, bem menores que os obtidos pelo procedimento tradicional, que devem ser levados em conta. Também a concentração de tensões sobre a parede precisa ser considerada, ou então este procedimento perde a consistência. Obviamente, o alívio produzido sobre as vigas vem de uma sobrecarga sobre as paredes, e os dois aspectos da questão devem ser levados em consideração no dimensionamento.

CAPÍTULO 8 - CONCLUSÃO

De forma resumida, pode-se evidenciar três etapas distintas no trabalho: definição de parâmetros e elementos para a modelagem, verificação da influência da consideração da não-linearidade de contato nos resultados e análise de esforços em pavimentos de pilotis.

A definição de elementos foi uma das etapas mais complexas do trabalho. Esta complexidade está ligada ao fato de que, para o sistema parede-viga, onde se analisa uma interação de duas partes, a definição dos elementos não consiste apenas em escolher separadamente elementos para a parede, para a viga e para região de contato. Neste caso, tornou-se necessário verificar qual combinação de elementos forneceria melhores resultados para os esforços no sistema

Com a primeira etapa definida, foi dado início à elaboração de uma série de modelos numéricos baseados em casos experimentais, através dos quais se procurou verificar se a adoção de elementos de contato na interface parede-viga poderia trazer benefícios aos resultados. Em relação a isto, foram identificadas algumas alterações, que serão descritas nos parágrafos seguintes.

Na modelagem numérica de um sistema parede-viga, uma das dificuldades é ajustar os valores numéricos dos picos de tensões verticais na base da parede aos valores obtidos experimentalmente, que geralmente, são bem menores. A partir dos resultados obtidos neste trabalho, pode-se concluir que a inclusão de elementos de contato na modelagem produziu menores picos de tensão vertical na base da parede, mas esta redução foi pouco significativa.

Os modelos com elementos de contato apresentaram valores menores para os esforços de tração na viga. De fato, a medida que se considera o deslizamento na interface parede-viga, menores serão as tensões de cisalhamento nestes pontos e menores serão os esforços de tração. No entanto, comparando-se os resultados numéricos com os resultados experimentais, pôde-se perceber que os modelos que não utilizaram elementos de contato trouxeram resultados mais próximos dos valores experimentais.

Em relação aos deslocamentos na viga, era esperado que os modelos com elementos de contato apresentassem valores maiores. De fato, isto sempre acontece quando se compara dois modelos numéricos que possuem os mesmos tipos de elementos finitos, diferindo apenas na adoção, em um deles, de elementos de contato. No entanto, pôde-se observar, no Capítulo 5, que o modelo numérico tridimensional com elemento de contato apresentou menores deslocamentos do que o modelo bidimensional com elemento de barra. Deste modo, pode-se dizer que o modelo tridimensional apresentou um comportamento rígido.

Ainda em relação aos deslocamentos na viga, observa-se que, no Capítulo 5, os resultados obtidos numericamente forneceram valores menores do que os valores experimentais. Se levarmos em consideração que, nos modelos numéricos não havia a inclusão da não-linearidade física dos materiais, pode-se concluir que os resultados obtidos estavam dentro de um intervalo compatível com o comportamento real da estrutura.

Os diagramas de momentos fletores obtidos com os modelos que utilizaram elementos de contato apresentam configuração parabólica com achatamento no meio dos vãos. Já os modelos lineares apresentaram diagramas com redução do momento fletor no meio do vão, o que é difícil de acontecer na realidade. Deste modo, percebe-se que os modelos com elementos de contato apresentam resultados mais próximos do comportamento real da estrutura. Percebe-se também que, dependendo das propriedades do sistema parede-viga, a diferença entre os dois modelos numéricos pode ser desprezível.

Diante destes resultados, é possível concluir que a adoção de elementos de contato não proporciona diferenças significativas na modelagem numérica do sistema parede-viga. Diante desta conclusão, foram apresentados dois modelos numéricos de paredes de alvenaria sobre pavimentos de pilotis. Através destes modelos, verificou-se as diferenças ocorridas quando se aplica o carregamento no topo da parede, considerando o efeito arco, e no topo da viga.

Os modelos numéricos com carregamento aplicado no topo da parede apresentaram, na maioria dos casos, reduções significativas nos valores de momento fletor positivo. Na prática, estas reduções podem causar grande economia no dimensionamento, através de peças mais esbeltas com menores taxas de armadura.

Em relação aos deslocamentos verticais na viga, observou-se que os modelos numéricos com carregamento aplicado no topo da parede apresentaram valores bem inferiores àqueles no quais o carregamento foi aplicado diretamente sobre a viga. Este pode ser um fator muito importante nos casos que apresentam grandes flechas, muitas vezes superando os valores limites de norma.

Nos modelos numéricos com carregamento aplicado no topo da parede, surgiram tensões de tração e compressão na viga que devem ser consideradas. No entanto, em muitos casos, os estes esforços são superados pelos esforços de flexão e por isso, têm pouca influência no dimensionamento.

Segundo os resultados obtidos para o esforço cortante, observou-se que a consideração do efeito arco pode promover diferenças significativas nos resultados. Na maioria dos casos, a consideração do efeito arco gerou, no meio do vão, valores de esforço cortante menores do que aqueles obtidos a partir do modelo tradicional. Nos apoios, no entanto, as reações são semelhantes e por isso, não houve muita diferença nos valores de cortante nestes pontos. Considerando as reduções que a norma brasileira permite para o esforço cortante nos apoios para dimensionamento, o esforço cortante no meio do vão torna-se então, muito importante.

Diante de todas estas observações, torna-se evidente a necessidade de avaliar com mais atenção este tipo de estrutura, para que se possa dimensioná-la considerando os esforços reais, inclusive a concentração de tensões na alvenaria. Em paredes sobre vigas contínuas, cada caso deve ser analisado separadamente e sendo assim, não é aconselhável o uso de regras gerais, pois estas podem fornecer esforços menores do que os esforços reais.

Como se pode observar, simulações numéricas são fundamentais para proporcionar compreensão do comportamento estrutural e auxiliar no desenvolvimento de formulações eficientes que otimizem o projeto. No entanto, para se conseguir modelos numéricos seguros é necessário uma descrição completa dos materiais e uma validação através de comparações com um número considerável de resultados experimentais. A união entre as áreas experimental e numérica é muito importante para validar e aperfeiçoar os métodos existentes

Seria necessária a realização de mais ensaios experimentais, uma vez que os ensaios existentes são muito antigos e às vezes, ultrapassados. Ensaios sobre vigas contínuas com vãos diferentes e recalque nos apoios seriam de grande importância para uma melhor avaliação dos resultados contidos neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1992). *ACI 530 / ASCE 5 / TMS 402 - Building code requirements for masonry structures*. Detroit.

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

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

STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA (1998). *AS 3700 - Masonry structures*. Homebush, Austrália.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1978). *BS 5628 - Code of practice for structural use of masonry - Part 1: Unreinforced masonry*. London.

ANSYS RELEASE 5.5 (1999). User's manual.

BURHOUSE, P. (1969). Composition action between brick panel walls and their supporting beams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, v.43, p.175-194, June.

DAVIES, S.R.; AHMED, A.E. (1976). Composite action of wall-beams with openings. In: INTERNATIONAL BRICK-MASONRY CONFERENCE, 4., Brugge, April.

DAVIES, S.R.; AHMED, A.E. (1977). An approximate method for analysing composite walls/beams. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LOAD-BEARING BRICKWORK, British Ceramic Society, London. p.305-320

HENDRY, A.W.(1981). Structural brickwork. London, The Macmilian Press.

HENDRY, A.W.; SINHA, B.P. (1981). *An introduction to load bearing brickwork design*. Chichester, UK, Ellis Horwood.

LU NENG-YUAN; FENG MING-SHUO; SHI GUO-BIN; MO TING-BIN (1985). The behaviour and strength of brick and reinforced concrete composite wall beams. In: INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE, 7th, Melbourne. *Proc.* v.2, p.1101-1111.

MO TING-BIN; SHI GUO-BIN; WANG QIN-LIN; YI WEN-ZONG (1988). The behaviour and strength of brick and reinforced concrete composite wall beams with door opening. In: 8th INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE, 8th, Trinity College, Dublin, Ireland.

NAVARATNARAJAH, V. (1981). Composite action of brick walls supported on beams. In: INTERNATIONAL SEMINAR/WORKSHOP ON PLANNING, DESIGN, CONSTRUCTION OF LOAD-BEARING BRICK BUILDINGS FOR DEVELOPING COUNTRIES, New Delphi, India. *Proceedings*. University of Edinburgh. p.204-225.

PAPIA, M. (1989). An alternative analysis model for composite wall-beam systems. *Computers and Structures*,v.32,n.1, p.149-155.

ROSENHAUPT, S. (1962). Experimental study of masonry walls on beams. *Journal of the Structural Divison*, ASCE, v.88, n.ST3, p.137-166, June.

SAW, C.B. (1974). Linear elastic finite element analysis of masonry walls on beams. *Building Science*, v.9, n.4, p.299-307, December.

STAFFORD SMITH, B.; KHAN, M.A.H.; WICKENS, H.G. (1977). Tests on wall-beam structures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LOAD-BEARING BRICKWORK, British Ceramic Society, London. p.289-303.

STAFFORD SMITH, B.; PRADOLIN, L. (1983). Composite design method for masonry walls on concrete beams. *Canadian Journal of Civil Engineering*.v.10, p.337-349.

STAFFORD SMITH, B.; RIDDINGTON, J.R (1973). The design for composite action of brickwork walls on steels beams. In: IBMC, 3th, Essen. *Proceedings*. Bonn, Bundesverband der Deutschen Ziegelin dustrie. p.282-290.

STAFFORD SMITH, B.; RIDDINGTON, J.R. (1977). The composite behavior of elastic wall-beam systems. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, v.63, p.377-391, June.

RIDDINGTON, J.R; STAFFORD SMITH, B. (1978). Composite method of design for heavily loaded wall-beam structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 1, v.64, p.137-151, February.

TOMAZELA, C.A. (1995). *Ação conjunta parede-viga na alvenaria estrutural*. São Carlos. 249p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

WOOD, R.H. (1952). *Studies in composite construction. Part 1: The composite action of brick panel walls supported on reinforced concrete beams*. London, Her Majesty's Stationery Office. 25p. (National Building Studies, Research Paper n.13)

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

COMITÈ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN (1997). *Eurocódigo 6 - Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-1: Reglas generles para edificios. Reglas para fábrica y fábrica armada*. Madrid.

COULL, A . (1966). Composite action of walls supported on beams. *Building Science*, v.1, p.259-270.

NARAYANAN, R (1986). *Concrete Framed Structures: stability and strength*. London, Elsevier Applied Science.

OLIVEIRA, R. S. (1997) *Análise de pavimentos de edifícios de concreto armado com a consideração da não-linearidade física*. São Carlos. 123p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

OLIVEIRA JR., V. (1992) *Recomendações para projetos de edifícios em alvenaria estrutural*. São Carlos. 266p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PAGE, A. W. (1978). Finite element model for masonry. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.104, n.8, p.1267-1285, August.

PAGE, A. W. (1979). A non-linear analysis of the composite action of masonry walls on beams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, v.67, p.93-110, March.

ROSENHAUPT, S.; SOKAL, Y. (1965). Masonry walls on continuous beams. *Journal of the Structural Divison*, ASCE, v.91, n.1, p.155-171, February.

SAW, C.B.(1975) Composite action of masonry walls on beams.*Proceedings of the British Ceramics Society* ,n.24, p.139-146, september.

SERPA, A.L.(1996) *Problema de contato com atrito utilizando o Método do Lagrangiano Aumentado*. Campinas. 145p. Tese (doutorado) – Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas.

WOOD, R. H.; SIMMS, L. G. (1969). *A tentative design method for the composite action of heavily loaded brick panel walls supported on reinforced concrete beams*. Garston, UK, Building Reserch Station.6p. (BRS Current paper CP26/69)