

**ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DA INTERAÇÃO DE
PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL SUBMETIDAS A
AÇÕES VERTICAIS**

VALENTIM CAPUZZO NETO

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

ORIENTADOR: Márcio Roberto Silva Corrêa

São Carlos
2000

Dedico à minha mãe, Yara,
que sempre me apoiou.

Agradecimentos

A Deus.

Ao Professor Márcio Roberto Silva Corrêa pela orientação, sugestões e dedicação durante a realização deste trabalho.

Aos Professores Toshiaki Takeya e Eloy Ferraz Machado Júnior pelas importantes contribuições ao trabalho.

A todos os funcionários do Laboratório de Estruturas da EESC – USP, que auxiliaram no programa experimental. Em especial ao Luiz Varela e ao Amaury.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq, pela bolsa concedida durante o período de mestrado.

À Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo – FAPESP, pelo auxílio concedido para a realização do trabalho experimental.

Aos professores, colegas e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP, pela colaboração. Especialmente a Rosi e a Nadir.

A Suzana Campana Peleteiro, pelos ensinamentos do programa ANSYS, sem os quais não seria possível a realização da análise numérica.

Aos amigos do mestrado: Alio, Ana Cláudia, Eduardo, George, Gerson, Luciano, Marcelo, Palmira, Patrícia, Patrícia Lizi, Rejane, Roberto, Rodrigo e Yuri.

Aos meus irmãos Doralice, Luciano e Denise, e aos meus sobrinhos Mateus e Danilo, que sempre me deram forças nos momentos que necessitei.

Sumário

Lista de figuras.....	i
Lista de tabelas.....	v
Lista de siglas e abreviaturas.....	vii
Resumo.....	viii
Abstract.....	ix
1 - Introdução.....	1
1.1 - A alvenaria estrutural no Brasil.....	1
1.2 - A interseção de paredes.....	3
1.3 - Objetivo.....	5
1.4 - Organização do trabalho.....	5
2 - A interação de paredes no dimensionamento estrutural.....	6
2.1 - Formas de consideração da interação de paredes.....	6
2.2 - Distribuição das ações verticais.....	7
2.2.1 - Paredes isoladas.....	7
2.2.2 - Grupos isolados de paredes.....	8
2.2.3 - Grupos de paredes com interação.....	12
2.2.4 - Exemplo.....	13
2.3 - Paredes enrijecidas.....	17
2.3.1 - Espessura efetiva e comprimento efetivo.....	17
2.3.2 - NBR 10.837 (1989).....	19
2.3.3 - BS 5628 (1978).....	21
2.3.4 - Exemplos segundo a NBR 10.837 (1989) e a BS 5628 (1978).....	23
2.4 - Ensaio SINHA & HENDRY (1979).....	24
3 - Trabalho experimental.....	27
3.1 - Generalidades.....	27
3.2 - Caracterização do material.....	27
3.2.1 - Blocos.....	27
3.2.2 - Argamassa de assentamento.....	30
3.2.3 - Graute e armadura.....	32

3.3 - Corpos de prova.....	33
3.4 - Painéis de alvenaria.....	36
3.4.1 - Descrição da estrutura.....	36
3.4.2 - Procedimento de execução dos painéis.....	37
3.4.3 - Instrumentos e equipamentos utilizados.....	37
3.4.4 - Instrumentação da estrutura.....	38
3.4.5 – Procedimento de ensaio.....	40
4 - Análise dos resultados.....	42
4.1 - Generalidades.....	42
4.2 - Análise numérica.....	42
4.2.1 - Modelagem em elementos finitos.....	42
4.2.2 - Deslocamentos verticais.....	44
4.2.3 - Deslocamentos na direção z.....	46
4.2.4 - Tensões normais verticais.....	46
4.2.5 - Tensões de cisalhamento.....	48
4.3 - Análise experimental.....	51
4.3.1 - Resistência.....	51
4.3.2 - Deformabilidade.....	52
4.3.3 - Deslocamentos horizontais.....	59
4.3.4 - Forma de ruptura.....	60
4.4 - Comparações entre as análises teóricas e experimentais.....	62
4.4.1 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais.....	62
4.4.2 - Comparação entre a carga de ruptura considerando o efeito de enrijecimento e o valor experimental.....	64
5 - Extrapolações numéricas.....	66
5.1 - Generalidades.....	66
5.2 - Modelagem em elementos finitos.....	66
5.3 - Múltiplos pavimentos.....	67
5.3.1 - Análise considerando 2 pavimentos.....	67
5.3.2 - Análise considerando 3 pavimentos.....	73
5.3.3 - Análise considerando 4 pavimentos.....	78

5.4 - Variações das dimensões do painel.....	83
5.4.1 - Aumento da dimensão da parede central.....	83
5.4.2 - Aumento das dimensões das flanges.....	89
5.4.3 - Painel com dimensões usuais.....	93
6 - Considerações finais.....	100
Referências bibliográficas.....	104
Bibliografia complementar.....	109
Apêndice	

Lista de figuras

Figura 1 - Amarração direta. ABCI (1990).....	04
Figura 2 - Cinta de amarração. ABCI (1990).....	04
Figura 3 - Parede enrijecida por paredes que a interceptam	06
Figura 4 - Procedimento das paredes isoladas. Adaptado de HENDRY (1981).....	07
Figura 5 - Grupo de paredes isoladas. Adaptado de HENDRY (1981).....	08
Figura 6 - Deformações medidas numa parede de um edifício. (a) Medidas feitas na parede do 1º pavimento; (b) Localização dos extensômetros mecânicos (mesma disposição na face oposta); (c) área de contribuição estimada. HENDRY (1981).....	09
Figura 7 - Espalhamento de uma força parcialmente distribuída. Adaptado de CURTIN et al (1984).....	10
Figura 8 - Espalhamento segundo NBR 10837 (1989).....	10
Figura 9 - Planta exemplo de grupos.....	11
Figura 10 - Funcionamento do lintel. [CORRÊA & RAMALHO (1998b)].....	12
Figura 11 - Planta do exemplo. [CORRÊA & RAMALHO(1998b)].....	13
Figura 12 - Parede enrijecida.....	18
Figura 13 - Parede equivalente.....	18
Figura 14 - Coeficiente de rigidez (K) de acordo com Haseltine & Moore	18
Figura 15 - Modo de flambagem de uma parede: $l > h$. CAMACHO (1986).....	19
Figura 16 - Modo de flambagem de uma parede: $l < h$. CAMACHO (1986).....	19
Figura 17 - Espessura efetiva segundo NBR 10.837 (1989).....	20
Figura 18 - Parede enrijecida. BS 5628(1978).....	21
Figura 19 - Exemplos de paredes enrijecidas.....	23
Figura 20 - Condições de carregamento. SINHA & HENDRY (1979).....	25
Figura 21 - Blocos cerâmicos utilizados.....	28
Figura 22 - Ensaio de determinação do módulo de deformação.....	29

Figura 23 - Prismas de 2 e 3 blocos.....	33
Figura 24 - Disposição dos blocos nas diferentes fiadas.....	36
Figura 25 - Painéis de alvenaria construídos.....	36
Figura 26 - x Visão dos painéis construído.....	37
Figura 27 - Instrumentação dos painéis.....	39
Figura 28 - Visão geral da instrumentação.....	39
Figura 29 - Esquema do carregamento dos painéis.....	41
Figura 30 - Esquema geral do ensaio.....	41
Figura 31 - Discretização do painel.....	44
Figura 32 - Deslocamentos verticais (direção y).....	45
Figura 33 - Deslocamentos verticais ao longo da altura.....	45
Figura 34 - Deslocamentos na direção z.....	46
Figura 35 - Tensões normais verticais.....	47
Figura 36 - Distribuição das tensões normais verticais.....	48
Figura 37 - Tensões de cisalhamento nas flanges.....	49
Figura 38 - Tensões de cisalhamento na parede central.....	49
Figura 39 - Detalhe da interseção.....	50
Figura 40 - Tensões cisalhantes na região da instrumentação.....	50
Figura 41 - Diagrama típico de tensão x deformação.....	53
Figura 42 - Comportamento típico dos ensaios da série 1.....	55
Figura 43 - Comportamento típico dos ensaios da série 2.....	55
Figura 44 - Comportamento da região superior.....	57
Figura 45 - Diagrama típico tensão - deformação do trecho superior.....	58
Figura 46 - Diagrama típico tensão - deformação do trecho inferior.....	59
Figura 47 - Deslocamentos horizontais.....	60
Figura 48 - Forma de ruptura da série 1.....	61

Figura 49 - Forma de ruptura da série 2.....	61
Figura 50 - Dados do painel ensaiado.....	64
Figura 51 - Deslocamentos verticais para 2 pavimentos.....	68
Figura 52 - Gráfico dos deslocamentos verticais para 2 pavimentos.....	69
Figura 53 - Tensões normais verticais para 2 pavimentos.....	70
Figura 54 - Comparação das tensões normais verticais para 2 pavimentos.....	70
Figura 55 - Tensões de cisalhamento na parede central para 2 pavimentos.....	71
Figura 56 - Tensões de cisalhamento nas flanges para 2 pavimentos.....	72
Figura 57 - Comparação das tensões cisalhantes para 2 pavimentos.....	73
Figura 58 - Deslocamentos verticais para 3 pavimentos.....	74
Figura 59 - Gráfico dos deslocamentos verticais para 3 pavimentos.....	75
Figura 60 - Tensões normais verticais para 3 pavimentos.....	76
Figura 61 - Comparação das tensões normais verticais para 3 pavimentos.....	76
Figura 62 - Tensões de cisalhamento para 3 pavimentos.....	77
Figura 63 - Comparação das tensões de cisalhamento para 3 pavimentos.....	78
Figura 64 - Deslocamentos verticais para 4 pavimentos.....	79
Figura 65 - Gráfico dos deslocamentos verticais para 4 pavimentos.....	79
Figura 66 - Tensões normais verticais para 4 pavimentos.....	80
Figura 67 - Comparação das tensões normais verticais para 4 pavimentos.....	81
Figura 68 - Tensões de cisalhamento para 4 pavimentos.....	82
Figura 69 - Comparação das tensões de cisalhamento para 4 pavimentos.....	82
Figura 70 - Deslocamentos verticais no painel - parede central aumentada.	84
Figura 71 - Comparação dos deslocamentos verticais no painel - parede central aumentada.....	85
Figura 72 - Tensões normais verticais no painel - parede central aumentada.....	86
Figura 73 - Comparação das tensões normais verticais do painel - parede central aumentada.....	86

Figura 74 - Tensão de cisalhamento nas flanges do painel - parede central aumentada.....	87
Figura 75 - Tensão de cisalhamento na parede central do painel - parede central aumentada.....	87
Figura 76 - Comparação das tensões cisalhantes do painel - parede central aumentada.....	88
Figura 77 - Deslocamentos verticais no painel - flanges aumentadas.....	89
Figura 78 - Comparação dos deslocamentos verticais no painel - flanges aumentadas.....	90
Figura 79 - Tensões normais verticais no painel - flanges aumentadas.....	91
Figura 80 - Comparação das tensões normais verticais no painel - flanges aumentadas.....	91
Figura 81 - Tensões de cisalhamento na parede central do painel - flanges aumentadas.....	92
Figura 82 - Tensões de cisalhamento nas flanges do painel - flanges aumentadas.....	92
Figura 83 - Comparação das tensões de cisalhamento do painel - flanges aumentadas.....	93
Figura 84 - Deslocamentos verticais no painel - dimensões usuais.....	94
Figura 85 - Comparação dos deslocamentos verticais no painel - dimensões usuais.....	95
Figura 86 - Tensões normais verticais no painel - dimensões usuais.....	96
Figura 87 - Comparação das tensões normais verticais no painel - dimensões usuais.....	96
Figura 88 - Tensões de cisalhamento nas flanges do painel - dimensões usuais	97
Figura 89 - Tensões de cisalhamento na parede central do painel - dimensões usuais.....	97
Figura 90 - Comparação das tensões de cisalhamento do painel - dimensões usuais.....	98
Figura 91 - Espalhamento de uma força concentrada no painel com dimensões usuais.....	99

Lista de tabelas

Tabela 1 - Recordes brasileiros em alvenaria estrutural (Revista Techne nº 34).....	02
Tabela 2 - Dados do exemplo, com as ações de um pavimento.....	14
Tabela 3 - Resultados considerando paredes isoladas.....	14
Tabela 4 - Definição dos grupos de paredes com as ações de um pavimento.....	14
Tabela 5 - Resultados considerando grupos isolados de parede.....	15
Tabela 6 - Resultados considerando grupos de paredes com interação.....	15
Tabela 7 - Comparação das tensões do 1º pavimento pelos 3 processos.....	16
Tabela 8 - Coeficientes de rigidez. NBR 10.837(1989).....	20
Tabela 9 - Coeficientes de rigidez. BS 5628(1978).....	21
Tabela 10 - Fator de redução de capacidade (β). BS 5628(1978).....	22
Tabela 11 - Comparação entre paredes não enrijecidas e enrijecidas. [NBR 10.837 (1989)].....	23
Tabela 12 - Comparação entre paredes não enrijecidas e enrijecidas. [BS 5628 (1978)].....	24
Tabela 13 - Dimensões nominais dos blocos cerâmicos.....	28
Tabela 14 - Resistência média e característica dos blocos, em relação à área bruta.....	29
Tabela 15 - Resistência dos meios blocos e módulo de deformação, ambos em relação à área bruta.....	30
Tabela 16 - Caracterização da argamassa empregada.....	32
Tabela 17 - Resistências dos prismas de 2 blocos e relações com a resistência do bloco.....	34
Tabela 18 - Resistências dos prismas de 3 blocos e relações com a resistência do bloco.....	35
Tabela 19 - Valores utilizados na modelagem.....	44
Tabela 20 - Valores das forças de ruptura e tensões.....	51

Tabela 21 - Valores das forças de fissuração e relações com as de ruptura.....	52
Tabela 22 - Valores de módulos de deformação.....	53
Tabela 23 - Valores da perda de linearidade.....	56
Tabela 24 - Valores do módulo de deformação no trecho superior.....	57
Tabela 25 - Valores do módulo de deformação no trecho inferior.....	58
Tabela 26 - Deslocamentos verticais numéricos e experimentais.....	62
Tabela 27 - Deslocamentos verticais numéricos corrigidos e experimentais.....	63
Tabela 28 - Valores de ganho de resistência.....	65
Tabela 29- Valores utilizados na modelagem.....	67

Lista de siglas e abreviaturas

ABCI - Associação Brasileira da Construção Industrializada

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI - American Concrete Institute

AS - Australian Standard

ASTM - American Society for Testing and Materials

BS - British Standards Institution

EESC - Escola de Engenharia de São Carlos

MEF - Método dos Elementos Finitos

Resumo

CAPUZZO NETO, V. (2000). *Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais*. São Carlos, 2000. 111p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

No Brasil há uma crescente demanda por projetos de edifícios em alvenaria estrutural, com a progressiva elevação do número de pavimentos, impondo a necessidade de aprimoramento dos modelos de cálculo. Uma questão pouco estudada é o comportamento da interseção de paredes sob carregamento vertical, fenômeno que influencia a distribuição das ações ao longo da altura do edifício. Alguns autores admitem a transferência de forças de uma parede para outra, desde que haja o intertravamento dos blocos ao longo das interfaces das paredes. Há pelo menos duas formas de considerar a interação no dimensionamento estrutural: durante a distribuição das ações verticais ou na consideração do enrijecimento da parede. Para verificar esta interação das paredes e investigar a taxa de transferência de força foram realizados ensaios em escala real no laboratório de estruturas da EESC-USP. Realizou-se a modelagem numérica via MEF dos painéis de alvenaria ensaiados, para comparação do comportamento. Estendeu-se esta modelagem a outros painéis de alvenaria, variando-se suas dimensões, para a determinação das taxas de transferência de forças entre paredes.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, interação, ensaios, modelagem numérica

Abstract

CAPUZZO NETO, V. (2000). Theoretical and experimental study of the interaction of structural masonry walls subjected to vertical loading. São Carlos, 2000. 111p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

In Brazil there is an increasing demand for high rise structural masonry buildings design which imposes the necessity to refine design models. One of the phenomenon on which little interest has been directed is the behaviour of wall intersections under vertical load, a phenomenon that influences the distribution of forces along the height of the building. Some authors argue that there is a transfer of forces from one wall to another in as much as there exist interlocking between the blocks along the wall interface. There are at least two ways to consider the interaction of walls in the structural design: during the distribution of the vertical load or on considering the stiffening of the wall. In order to verify the interaction of wall and thus investigate the force transfer ratio, full-scale specimens were tested at the EESC-USP laboratory. The tested panels were also modelled numerically by the FEM in order to compare with results from laboratory tests. The propose numerical model was then extended to structural masonry panels of varying dimensions in order to determine the force transfer ratio between structural masonry walls.

Keywords: structural masonry, interaction, laboratory tests, numerical modelling

1.1 - A alvenaria estrutural no Brasil

A alvenaria estrutural é definida como uma estrutura de alvenaria dimensionada por cálculo racional [SABBATINI (1984)]. É classificada, de acordo com a NBR 10.837 - Cálculo de alvenaria estrutural em blocos vazados de concreto - (1989), em três técnicas construtivas: alvenaria estrutural não armada, armada e parcialmente armada. No entanto, este trabalho apenas tratará da alvenaria estrutural não armada.

A seguir, apresenta-se um breve histórico dos marcos iniciais de algumas das técnicas construtivas no país.

CAMACHO (1995) considera como marco inicial da alvenaria estrutural armada no Brasil a construção do conjunto habitacional “Central Parque da Lapa”, no ano de 1966 em São Paulo. São edifícios de 4 pavimentos construídos com blocos de concreto.

No caso da alvenaria estrutural não armada, o pioneiro, segundo FRANCO (1987), foi o Edifício Jardim Prudência construído em São Paulo em 1977. Possuindo 9 pavimentos, com paredes resistentes de alvenaria de blocos sílico-calcários.

De acordo com CAMACHO (1995) a utilização de blocos cerâmicos na alvenaria estrutural, armada ou não, iniciou-se no princípio da década de 80, mais precisamente em São Paulo e Porto Alegre.

Ressalta-se que apesar da utilização de blocos cerâmicos, blocos sílico-calcários e blocos de concreto celular autoclavado, por enquanto no Brasil só está normalizado o cálculo de estruturas de blocos vazados de concreto.

No Brasil em sua fase inicial a alvenaria estrutural pode ser considerada empírica. SABBATINI (1984) considera que ela era dimensionada empiricamente porque não se baseava em pesquisas brasileiras para as técnicas e os materiais aqui utilizados. Adotavam-se modelos estrangeiros desenvolvidos para os materiais e características próprias do país de origem, procurando-se fazer analogias.

Um exemplo do empirismo foi a utilização de alvenaria estrutural armada em edifícios de baixa altura devido à influência americana. Os códigos norte-americanos especificavam que a alvenaria deveria ser armada, sendo que esta armadura tem como finalidade principal dar ductilidade à estrutura, evitando uma ruptura frágil durante a ação sísmica. Entretanto muitos profissionais brasileiros entendiam que esta armadura tinha a função principal de aumentar a resistência à compressão dos elementos [CAMACHO (1986)].

As pesquisas nacionais nesta área iniciaram-se somente no final da década de 70, sendo os primeiros estudos publicados no início da década de 80. A Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), o Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT) e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) foram os centros de pesquisa pioneiros. Atualmente a Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC-USP), a Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), a Universidade Estadual Paulista (UNESP), entre outros centros, também realizam pesquisas na área de alvenaria estrutural.

Hoje em dia, graças ao melhor aproveitamento do sistema, os prédios em alvenaria estrutural estão ampliando seu mercado com a construção de edifícios altos com apartamentos amplos, deixando o estigma de ser um sistema construtivo para conjuntos habitacionais populares. Na tabela 1, encontram-se os recordes brasileiros em número de pavimentos para cada tipo de bloco.

Tabela 1- Recordes brasileiros em alvenaria estrutural (Revista Techne nº 34)

Tipo de bloco	Número de pavimentos
Concreto	24
Cerâmico	8
Sílico-calcário	14
Concreto celular autoclavado	4

Segundo VILATÓ (1998) a alvenaria estrutural deixou de ser um processo desvalorizado, para ser uma alternativa construtiva competitiva em todos os sentidos (custos, prazos de execução, qualidade e desempenho). Tanto o é que ao se comparar os gastos entre edifícios idênticos construídos no sistema convencional (concreto armado) e em alvenaria estrutural FARIA (1998) indica uma redução de custos de 17% no custo final de construção a favor do segundo sistema.

1.2- A interseção de paredes

A crescente demanda por projetos de edifícios em alvenaria estrutural, com a progressiva elevação do número de pavimentos, impõe a necessidade do aprimoramento dos modelos de cálculo. Busca-se uma melhor representação das trajetórias de forças possíveis ao longo da estrutura do edifício. Sem esse melhoramento pode-se incorrer em dois erros extremos: o desenvolvimento de um projeto que seja economicamente inviável ou que apresente problemas relativos às condições de segurança.

Uma questão pouco estudada é o comportamento da interseção de paredes sob forças verticais. Existem poucas citações sobre o assunto e são divergentes. SINHA & HENDRY (1979) consideram que as paredes trabalham isoladamente, já SUTHERLAND* apud HENDRY (1981) e CURTIN et al (1984) admitem a interação de paredes adjacentes, isto é, considerar a possibilidade de transferência de força de uma parede para outra.

A reduzida investigação internacional no assunto relaciona-se, provavelmente, à prática usual de construírem-se edifícios de poucos pavimentos em alvenaria e também devido às questões de conforto ambiental que exigem uma maior espessura das paredes. Nesses casos a consideração de funcionamento isolado das paredes não leva a problemas econômicos, mesmo com o desprezo da interação de paredes, já que as resistências mínimas exigidas por normas e/ou a espessura necessária para garantir o conforto ambiental são mais do que suficientes. Entretanto, dentro da realidade brasileira esse assunto ganha interesse e necessidade de investigação.

* SUTHERLAND, R.J.M. (1969). Design Engineer's Approach to Masonry Construction. In: *Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products*. Houston, ed. F.B. Johnson, p.375-385.

De acordo com a NBR 10.837 (1989) a interseção de paredes pode ocorrer por amarração direta ou indireta. A amarração direta é realizada com 50% dos blocos penetrando alternadamente na parede interceptada (figura 1). Na amarração indireta, indicada para o caso de juntas a prumo, utiliza-se barras metálicas convenientemente dispostas ou em forma de treliças (ou telas) soldadas, ou mesmo peças em forma de chapa metálica de resistência comprovada.



Figura 1 - Amarração direta. ABCI (1990)

Nas interseções das paredes, além das amarrações citadas anteriormente, existe geralmente na prática a presença de cintas, que são fiadas compostas por blocos canaleta preenchidos com graute e armadura (figura 2). CORRÊA & RAMALHO (1998b) definem a cinta como “elemento estrutural apoiado continuamente na parede, ligado ou não às lajes, vergas ou contravergas, com a finalidade de transmitir esforços uniformes à parede que lhe dá apoio ou servir de travamento e amarração”.

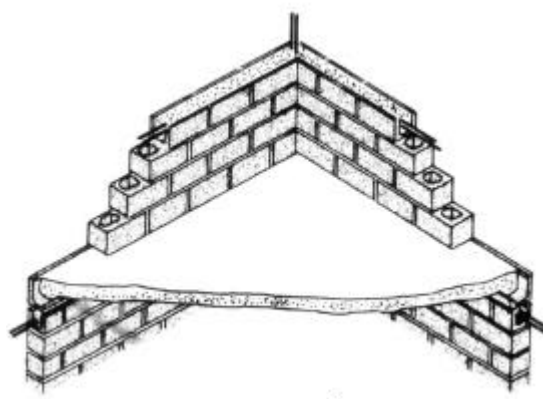


Figura 2- Cinta de amarração. ABCI (1990)

1.3- Objetivo

O objetivo do presente trabalho consiste em fazer uma análise teórica e experimental de interseções de paredes com amarração direta, submetida a ações verticais de compressão. Será investigada a transferência de forças entre paredes diferentemente solicitadas, considerando-se também a possibilidade da presença de cintas de amarração. Deste modo serão obtidas algumas taxas de interação, que poderão fornecer elementos práticos a serem utilizados pelo engenheiro responsável pelo desenvolvimento de projetos estruturais de edifícios de alvenaria com andares múltiplos.

1.4- Organização do trabalho

No dimensionamento estrutural, a interação de paredes pode ser considerada na distribuição das ações verticais ou no enrijecimento de paredes. No *capítulo 2* são abordados os métodos de distribuição e a consideração do enrijecimento.

No *capítulo 3* detalha-se o trabalho experimental. São apresentados: os materiais empregados, os corpos de prova, os painéis de alvenaria e o esquema dos ensaios.

A análise dos resultados experimentais é realizada no *capítulo 4*, fazendo-se comparações com valores teóricos. São feitas simulações numéricas dos painéis utilizando-se o sistema computacional de elementos finitos ANSYS, abordando apenas o comportamento elástico linear do material.

Extrapolações numéricas baseadas nas relações entre resultados experimentais e numéricos são realizadas no *capítulo 5*, com o objetivo de melhor compreender o efeito da interação de paredes.

No *capítulo 6* são expostas as conclusões do trabalho, bem como sugestões para futuras pesquisas nesta área.

2.1 – Formas de consideração da interação de paredes

Apesar dos poucos estudos nesta área, há no meio técnico pelo menos duas formas de considerar a interação de paredes no dimensionamento estrutural. A primeira e mais utilizada no Brasil ocorre na distribuição das ações verticais, onde as interseções de paredes influenciam na trajetória destas ações. HENDRY (1981) comenta que de acordo com o procedimento adotado a distribuição das ações verticais atuantes no pavimento para um complexo arranjo de paredes pode levar a consideráveis diferenças na estimativa de ações para as paredes. Ressalta-se que para consideração da interação a amarração deve ser a direta. No item 2.2 são apresentados os diferentes procedimentos possíveis para a distribuição das ações verticais, inclusive o caso da não consideração da interação.

Uma segunda forma é considerar que uma parede é enrijecida pelas que a interceptam (figura 3), sendo esse enrijecimento considerado através da adoção de uma espessura efetiva ou de um comprimento efetivo. Tal procedimento consta tanto da NBR 10.837 (1989) quanto de normas internacionais, tais como a BS 5628 (1978), a AS 3700 (1998) e o EUROCODE 6 (1997).

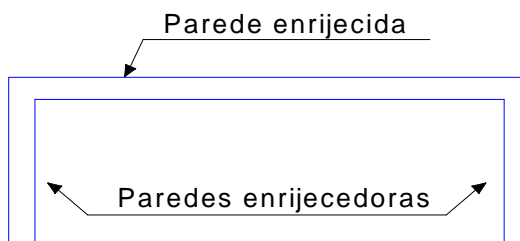


Figura 3- Parede enrijecida por paredes que a interceptam

A consideração de uma espessura efetiva ou um comprimento efetivo da parede enrijecida proporciona um ganho na sua resistência. Este aumento da capacidade é devido à parede enrijecida apresentar um índice de esbeltez (relação altura/espessura) menor que as não enrijecidas, já que quanto menor este índice maior a resistência da parede. São mostradas e discutidas no item 2.3 as formas de abordagens do assunto em diferentes normas.

2.2- Distribuição das ações verticais

2.2.1- Paredes isoladas

Segundo HENDRY (1981) um procedimento usual é a subdivisão das lajes em áreas de influência, formadas por triângulos e trapézios, que distribuirão as ações para as correspondentes paredes, de maneira análoga à determinação de ações em vigas de concreto armado (figura 4). Para lajes retangulares isto é provavelmente razoável, porém deve-se notar que a distribuição das ações não é uniforme ao longo do comprimento da parede, sendo na verdade concentrada na região central. No entanto, é provável que esta não uniformidade diminua gradualmente ao longo da altura da parede, não existindo nos pavimentos inferiores dos edifícios. Este procedimento é conhecido como o das paredes isoladas, por tratar cada parede como um elemento independente, não considerando a interação com as demais.

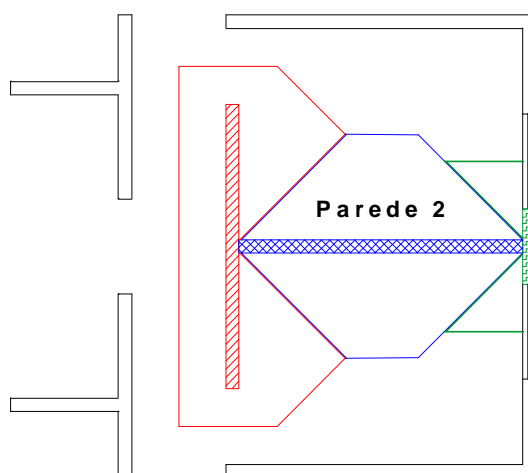


Figura 4 – Procedimento das paredes isoladas. Adaptado de HENDRY (1981).

2.2.2- Grupos isolados de paredes

Um procedimento alternativo, de acordo com SUTHERLAND* apud HENDRY (1981), é a divisão do pavimento em áreas de influência em torno de grupos de paredes interligadas. Cada grupo de paredes é tratado, em planta, como uma seção transversal submetida à ação correspondente a uma referida área do pavimento, admitindo-se a distribuição linear das tensões normais e levando-se em conta a excentricidade da resultante das ações do pavimento em relação ao centróide do grupo de paredes (figura 5). HENDRY (1981) comenta que este procedimento é provavelmente o mais correto, mas requer um maior trabalho de cálculo.

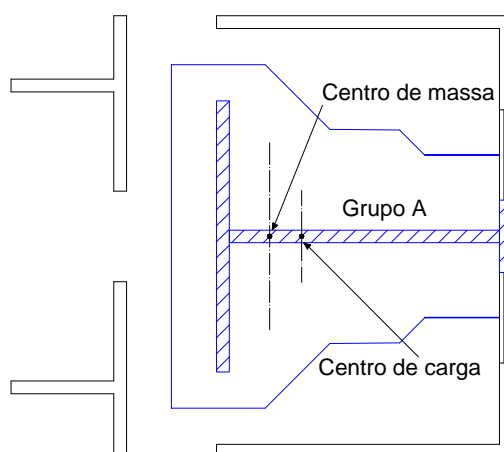


Figura 5 – Grupo de paredes isoladas. Adaptado de HENDRY (1981).

STOCKBRIDGE* apud HENDRY (1981) encontrou evidências, através da medição de deformações tomadas em um edifício de cinco andares, que levam a acreditar que em edifícios, preferencialmente altos, haja uma tendência das tensões se uniformizarem nos pavimentos inferiores, tanto em paredes isoladas como em grupos de paredes interligadas. A figura 6 mostra as leituras de deformações em uma parede desse edifício enquanto os pavimentos superiores eram construídos. Baseando-se na figura 6b, seria de se esperar que a leitura da deformação no ponto 1 fosse consideravelmente menor que a do ponto 2, pois na

* SUTHERLAND, R.J.M. (1969). Design Engineer's Approach to Masonry Construction. In: *Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products*. Houston, ed. F.B. Johnson, p.375-385.

♦ STOCKBRIDGE, J.G. (1967). *A Study of High-Rise Load Bearing Brickwork in Britain*. Thesis, University of Edinburgh.

região central deveria haver uma concentração das reações da laje, entretanto elas são praticamente iguais. As tensões na parede no ponto 3 são influenciadas pela presença de um lintel, XY, vide figura 6c. O efeito deste lintel era inicialmente atrair as forças desta área, mas após a construção alcançar um primeiro pavimento o incremento da deformação diminui consideravelmente até alcançar o quinto pavimento. Verifica-se que as tensões ao longo do comprimento da parede tornaram-se mais uniformes que nos estágios iniciais.

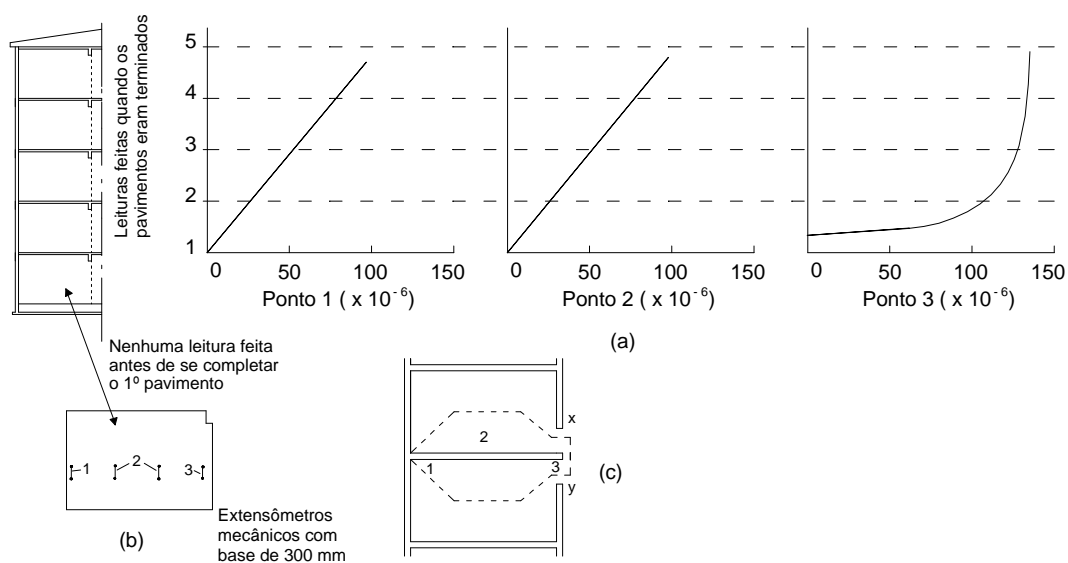
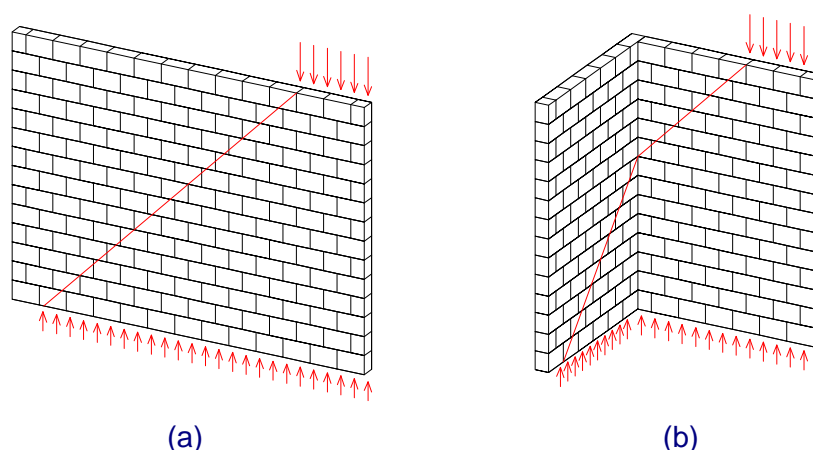


Figura 6- Deformações medidas numa parede de um edifício. (a) Medidas feitas na parede do 1º pavimento; (b) Localização dos extensômetros mecânicos (mesma disposição na face oposta); (c) área de contribuição estimada. HENDRY (1981).

A tendência das paredes trabalharem como um conjunto pode ser explicada através da interação entre as mesmas. Segundo CURTIN et al.(1984) a maioria das paredes são construídas com a amarração direta dos blocos. Deste modo o travamento das unidades permite a distribuição das ações verticais e laterais ao longo do comprimento e altura dos painéis de alvenaria. A figura 7a mostra a distribuição de uma força parcialmente distribuída tendo um espalhamento, que geralmente é tomado como sendo a 45° da vertical. Quando a ligação entre paredes adjacentes é contínua, devido ao intertravamento dos blocos, pode-se também admitir que parte da força parcialmente distribuída transfere-se de uma parede a outra (figura 7b). Embora, neste caso, o espalhamento deva depender da rigidez da parede adjacente já que a força transferida será excêntrica a ela.



(a) (b)
Figura 7- Espalhamento de uma força parcialmente distribuída.
Adaptado de CURTIN et al (1984).

De acordo com a NBR 10837 (1989), "nas paredes estruturais, uma carga concentrada ou parcialmente distribuída na situação da figura 8 pode ser suposta repartida uniformemente em seções horizontais limitadas por dois planos inclinados a 45° sobre a vertical e passando pelo ponto de aplicação de carga ou pelas extremidades da faixa de aplicação". A norma britânica BS 5628 (1978), a norma australiana AS 3700 (1998) e o código americano ACI 530 (1992) também indicam este espalhamento a 45° , observando que nos dois primeiros casos o espalhamento é limitado até uma certa fração da altura da parede, 0,4 e 0,5 respectivamente. Já o código europeu EUROCODE (1997), mais conservador, propõem um espalhamento a 30° , limitando-o até a metade da altura da parede.

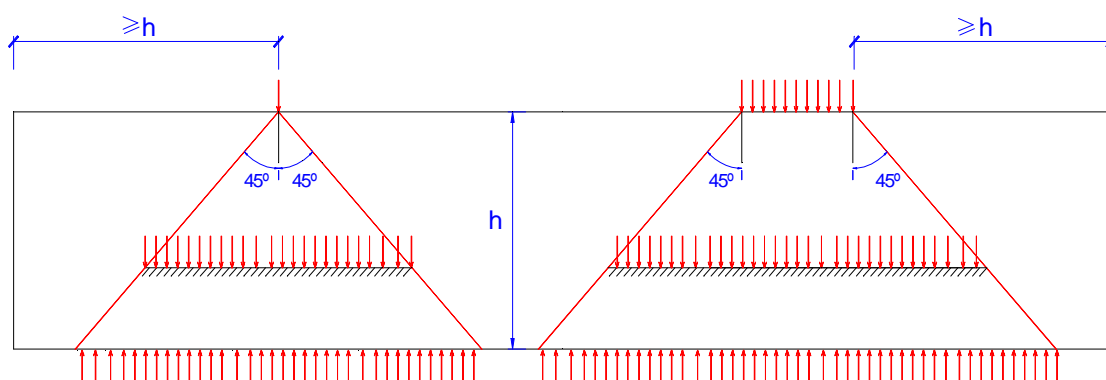


Figura 8 – Espalhamento segundo NBR 10837 (1989)

Baseado na recomendação da norma brasileira e nas considerações citadas anteriormente, ANDRADE (s.d.) propõe um método prático para a distribuição e uniformização das ações ao longo da altura de um edifício de alvenaria estrutural. Inicialmente deve-se fazer a divisão da estrutura de alvenaria em subestruturas,

também denominadas de grupos de parede por CORRÊA & RAMALHO (1998b). Os grupos podem ser conceituados como sendo regimes onde as ações de uma parede influenciam nas ações finais de outra parede. A definição de grupo é puramente prática, não existindo critério fixo para divisão das paredes. Um procedimento aceitável seria a interrupção dos grupos nos vãos e em grandes lances de parede sem aberturas (figura 9). A seguir, procede-se a homogeneização das ações verticais nas paredes de um pavimento e dessa forma qualquer carregamento que esteja atuando sobre uma parede de um grupo será distribuído sobre as demais, resultando sempre num único valor de tensão normal média para cada grupo.

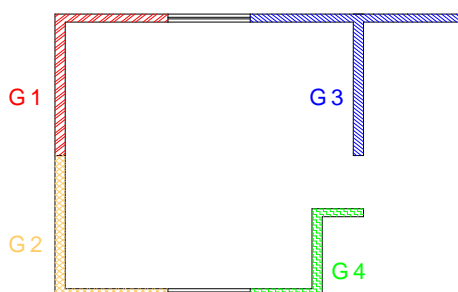


Figura 9 – Planta exemplo de grupos

O procedimento de homogeneização das ações verticais consiste em somar as ações distribuídas e concentradas que estão atuando em um grupo e, então, redistribuí-las uniformemente para as paredes que compõe este grupo. Vale ressaltar que as ações atuantes nos vãos são transformadas em forças concentradas aplicadas nos grupos adjacentes. O algoritmo do processo é dado abaixo:

$$q = \Sigma (q_{oi} / l_i + P_i) / \Sigma l_i \quad (1)$$

onde:

q = ações homogeneizadas uniformemente distribuídas no nível considerado;

q_{oi} = ações uniformemente distribuídas nas paredes do grupo no nível considerado;

P_i = ações concentradas nas paredes do grupo no nível considerado;

l_i = comprimento da parede i que constitui o grupo.

2.2.3- Grupos de paredes com interação

CORRÊA & RAMALHO (1998a), após simulações de modelos em elementos finitos, propõem um procedimento que além da homogeneização proposta no item anterior, permite que diferentes grupos interajam segundo uma determinada taxa, formando um macrogrupo. É fundamental que se avalie corretamente a possibilidade de realmente ocorrerem as forças de interação, tanto em cantos e bordas bem como nas regiões de abertura (figura 10). Também é necessário especificar quais grupos de paredes estão interagindo, e com que determinada taxa. Essa taxa pode ser estimada mediante modelo teórico, como por exemplo o espalhamento a 45°, ou por procedimento experimental disponível.

A taxa de interação representa quanto da diferença de cargas entre grupos que interagem deve ser uniformizada em cada nível. Considerar que esta taxa seja igual a 100% significa que há a homogeneização total das ações, funcionando o macrogrupo como se fosse um único grupo. Caso a taxa seja igual a zero não haverá nenhuma transferência de ações, comportando-se como grupos isolados. Para valores intermediários, por exemplo, uma taxa de 20%, indica que 20% da diferença das ações dos grupos e a ação média do macrogrupo são uniformizadas entre os grupos componentes, ou que 80% da diferença será mantida. Assim, grupos com uma ação maior que a média do macrogrupo transmitem parte dessa diferença para grupos com ações menores que a média.

Neste procedimento há a liberdade para utilizar a taxa de interação do macrogrupo de acordo com o tipo de ligação dos grupos, deste modo, grupos ligados por aberturas de janelas podem proporcionar uma taxa de interação maior que grupos ligados por aberturas de portas. Uma outra possível utilização é a consideração que cada parede seja admitida como um grupo, assim ao invés de haver uma uniformização total pode-se considerar uma taxa de interação das paredes.

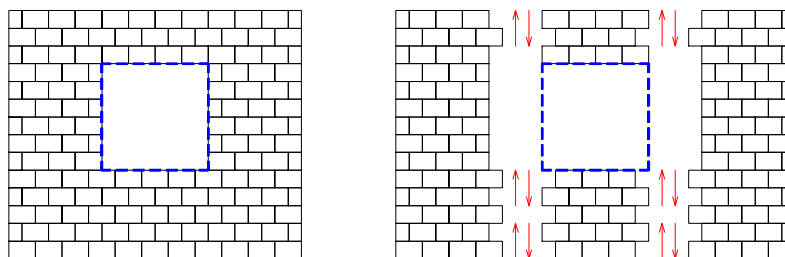


Figura 10 – Funcionamento do lintel. [CORRÊA & RAMALHO (1998b)]

A implementação desse procedimento de macrogrupos pode ser resumida pelas seguintes expressões:

$$q_m = (q_1 \cdot l_1 + q_2 \cdot l_2 + \dots + q_n \cdot l_n) / (l_1 + l_2 + \dots + l_n)$$

$$d_i = (q_i - q_m) \cdot (1-t)$$

$$q_i^* = q_m + d_i$$
(2)

onde:

n = número de grupos componentes;

q_i = ações uniformemente distribuídas do grupo i no nível considerado;

l_i = comprimento do grupo i ;

q_m = ação média uniformemente distribuída do macrogrupo no nível considerado;

d_i = diferença de ações do grupo i no nível considerado;

t = taxa de interação;

q_i^* = ações uniformemente distribuídas do grupo i levando em conta a interação no nível considerado;

2.2.4- Exemplo

Para deixar clara a utilização dos procedimentos discutidos, pode-se utilizar um exemplo de aplicação (figura 11) retirado e adaptado de CORRÊA & RAMALHO (1998b). Os dados adicionais sobre os comprimentos das paredes e ações atuantes são organizados na tabela 2. Utiliza-se a amarração direta das paredes.

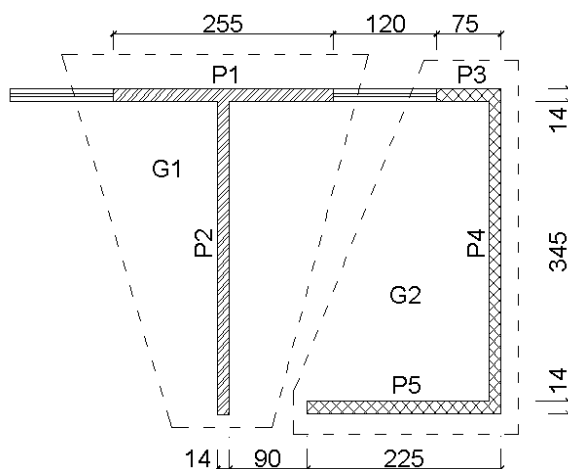


Figura 11 – Planta do exemplo. [CORRÊA & RAMALHO(1998b)]

Tabela 2 – Dados do exemplo, com as ações de um pavimento

Parede	Comp (m)	Laje (kN/m)	P.Prop (kN/m)	Tot.Dist (kN/m)	Ações das Vergas (kN)	Total (kN)
P1	2,55	7,50	5,50	13,00	15,60	48,75
P2	3,60	12,00	5,50	17,50	18,70	81,70
P3	0,75	7,50	5,50	13,00	7,80	17,55
P4	3,45	6,00	5,50	11,50	0,00	39,70
P5	2,25	15,25	5,50	20,75	9,35	56,05

Ressalta-se que os valores dos carregamentos são os encontrados no projeto de onde esses grupos foram retirados. Dessa forma esses valores podem ser considerados representativos de uma situação típica de projeto. Para a comparação pretendida adotam-se 7 pavimentos.

Utilizando-se o procedimento das *paredes isoladas*, obtém-se :

Tabela 3 – Resultados considerando paredes isoladas

Parede	Carga Dist. (kN/m)	Tensão 7º Pav. (kN/m ²)	Tensão 1º Pav. (kN/m ²)
P1	19,12	136,6	956,0
P2	22,70	162,1	1135,0
P3	23,40	167,1	1170,0
P4	11,50	82,1	575,0
P5	24,90	177,9	1245,0

Agora, considerando-se *grupos isolados de paredes* (tabela 4), mostra-se na tabela 5, os resultados para o 1º e 7º pavimentos.

Tabela 4 – Definição dos grupos de paredes com as ações de um pavimento

Grupo	Parede	Comp (m)	Ação Parede (kN)	Ação Grupo (kN)
G1	P1	2.55	48.75	130.45
	P2	3.60	81.70	
G2	P3	0.75	17.55	113.30
	P4	3.45	39.70	
	P5	2.25	56.05	

Tabela 5 – Resultados considerando grupos isolados de paredes

Pav	Grupo	Comp (m)	C.Tot (kN)	C.Dist (kN/m)	Tensão (kN/m ²)
7º	G1	6,15	130,45	21,2	151,5
	G2	6,45	113,30	17,6	125,5
1º	G1	6,15	913,15	148,5	1060,6
	G2	6,45	793,10	123,0	878,3

Finalmente, pode-se mostrar a utilização do procedimento de *grupos de paredes com interação*. Nesse caso, adota-se aleatoriamente uma taxa de uniformização do diferencial de carga de 30%.

Tabela 6 – Resultados considerando grupos de paredes com interação

Pav	C.Med (kN/m)	Grupo	Carga (kN/m)	d _i (kN/m)	C.Unif (kN/m)	Tensão (kN/m ²)
7º	19,35	G1	21,20	1,30	20,65	147,5
		G2	17,60	-1,23	18,13	129,5
6º	38,70	G1	41,85	2,21	40,91	292,2
		G2	35,73	-2,08	36,62	261,6
5º	58,05	G1	62,11	2,84	60,89	434,9
		G2	54,22	-2,68	55,37	395,5
4º	77,40	G1	82,09	3,28	80,68	576,3
		G2	72,97	-3,10	74,30	530,7
3º	96,75	G1	101,88	3,59	100,34	716,7
		G2	91,90	-3,40	93,35	666,8
2º	116,10	G1	121,54	3,81	119,91	856,5
		G2	110,95	-3,57	112,53	803,8
1º	135,45	G1	141,11	3,96	139,41	995,8
		G2	130,13	-3,72	131,73	940,9

Na tabela 7 é feita a comparação dos resultados através dos diferentes procedimentos.

Tabela 7 – Comparação das tensões do 1º pavimento pelos 3 processos

Grupo	Parede	Procedimento	Tensão (kN/m ²)	Variações. (%)
1	P1	Paredes isoladas	956,0	-
		grupos isolados	1060,6	+10,9
		grupos com interação	995,8	+4,2
	P2	Paredes isoladas	1135,0	-
		grupos isolados	1060,6	-6,6
		grupos com interação	995,8	-12,3
2	P3	Paredes isoladas	1170,0	-
		grupos isolados	878,3	-24,9
		grupos com interação	940,9	-19,6
	P4	Paredes isoladas	575,0	-
		grupos isolados	878,3	+52,7
		grupos com interação	940,9	+63,6
	P5	Paredes isoladas	1245,0	-
		grupos isolados	878,3	-29,5
		grupos com interação	940,9	-24,4

Percebe-se que ao utilizar o procedimento de paredes isoladas há grandes diferenças no nível de solicitação, por exemplo as paredes P3 e P4, com tensões de 1170,0 kN/m² e 575 kN/m². Esta diferença ocorre devido à parede P3 ser de pequeno comprimento e receber a ação de uma verga, o que faz com que sua tensão aumente consideravelmente em relação a P4, onde atua apenas a ação da laje.

Ao considerar o grupo de parede isolado, as paredes que estão reunidas em um grupo possuem o mesmo valor de tensão. Este fato ocorre devido às paredes interagirem, havendo a transferência de esforços das mais solicitadas para as menos solicitadas. Assim a parede P4 aumentou sua tensão em 52,7% e a P3 diminuiu em 24,9%, igualando-se as tensões em 878,3 kN/m².

Já no procedimento do grupo de paredes com interação, considerou-se que as paredes do grupo 1 e do grupo 2 interagiram segundo uma taxa de interação de 30%. Assim as paredes do grupo mais solicitado (grupo 1) transferiram esforços para o grupo menos solicitado (grupo 2). Deste modo a diferença de tensões entre

os dois grupos diminuí, passando de 182,3 kN/m² para 54,9 kN/m², ou seja, uma redução de 70%.

2.3- Paredes enrijecidas

2.3.1- Espessura efetiva e comprimento efetivo

Geralmente na consideração dos efeitos da esbelteza, as diferentes normas de alvenaria estrutural não utilizam diretamente o índice de esbelteza (λ) do elemento, mas definem um novo parâmetro denominado como razão de esbelteza, que é a razão da altura efetiva da parede pela sua espessura efetiva.

A consideração da esbelteza no cálculo estrutural é feita através da redução da capacidade resistente da parede, utilizando coeficientes de redução definidos de acordo com a norma utilizada e que são função da razão de esbelteza do elemento. Deste modo, se a espessura efetiva aumenta ou a altura efetiva diminui há um ganho de resistência. Ressalta-se que a NBR 10.837 (1989) denomina o termo razão de esbelteza como índice de esbelteza, podendo gerar uma certa confusão.

No caso de uma parede ser enrijecida por colunas, paredes de cavidade e paredes que a interceptam, esta passa a ter um maior momento de inércia e, portanto, menor esbelteza. Essa maior inércia é considerada no cálculo através da determinação de uma espessura efetiva.

Para HASELTINE & MOORE* apud CAMACHO (1986), a espessura efetiva de uma parede enrijecida por colunas ou por paredes enrijecedoras, é a espessura de uma parede equivalente com o mesmo momento de inércia que a parede enrijecida.

Aplicando-se o mesmo raciocínio de Haseltine & Moore, é feita simplesmente a igualdade entre os momentos de inércia das paredes mostradas nas figuras 12 e 13, chegando-se a um coeficiente de rigidez (K). Este coeficiente é função dos parâmetros a, b, t e t_p mostrados na figura 12. Entretanto, os valores assim obtidos são diferentes aos apresentados pelo próprio autor, que chegou a uma variação linear de (K), utilizando os mesmos parâmetros (ver figura 14).

* HASELTINE, B.A.; MOORE, J.F.A. (1981). *Handbook to BS 5628: structural use to masonry*. Winkfield, The Brick Development Association, v.1.

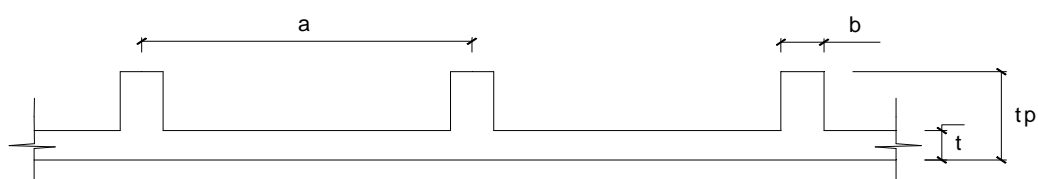


Figura 12 – Parede enrijecida

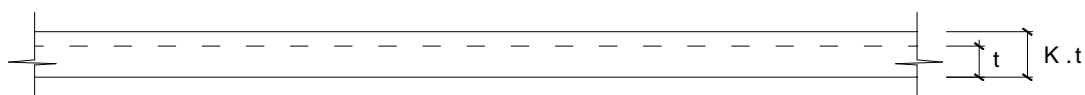
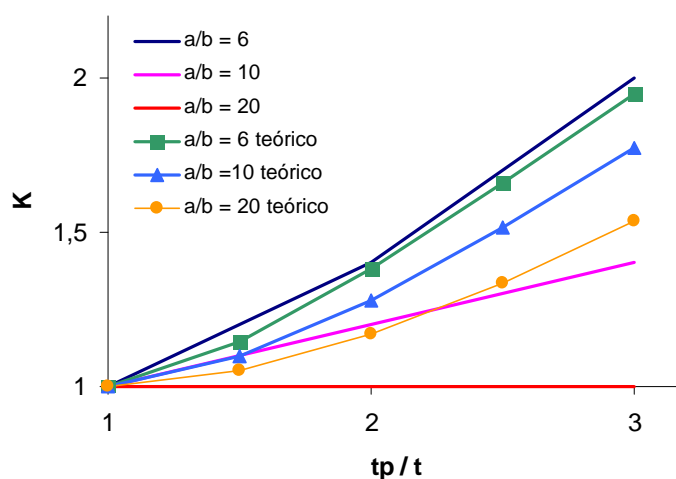


Figura 13 – Parede equivalente

Figura 14 - Coeficiente de rigidez (K) de acordo com Haseltine & Moore

Percebe-se que os valores de (K) para a relação ($a/b = 6$) se aproximaram aos dados por Haseltine & Moore, entretanto para as relações com ($a/b > 6$) os valores se diferiram muito. Segundo CAMACHO (1986), considerando que a eficiência do enrijecimento da parede diminui com o aumento do espaçamento dos enrijecedores (a), e pelo não completo conhecimento do comportamento da alvenaria, adotam-se algumas simplificações que conduzem a valores de (K) mais conservadores.

HENDRY et al (1981) dizem que o significado de parede equivalente é vago, levando a algumas relações não bem definidas entre áreas e momento de inércia. HENDRY (1981) também diz que os valores utilizados por diversas normas não tem uma origem definida.

Haseltine & Moore dizem que no caso das paredes enrijecedoras, pode ser mais vantajoso considerá-las como apoios laterais, alterando assim o comprimento efetivo da parede a ser enrijecida ao invés de considerá-las como colunas. Sob

determinadas circunstâncias, a ruptura de uma parede sujeita a um carregamento vertical, pode não ocorrer segundo um mecanismo simples de ruptura por instabilidade, ou seja, quando a parede flamba em curvatura simples (figura 15). Quando o comprimento (l) da parede é menor que sua altura (h), e suas bordas verticais são restringidas, irão surgir “múltiplas curvaturas” na parede, como se ela fosse composta de painéis aproximadamente quadrados, de altura igual ao seu comprimento (l). Assim, a dimensão que passa a determinar a força de flambagem da parede é sua largura, ao invés da altura (ver figura 16).

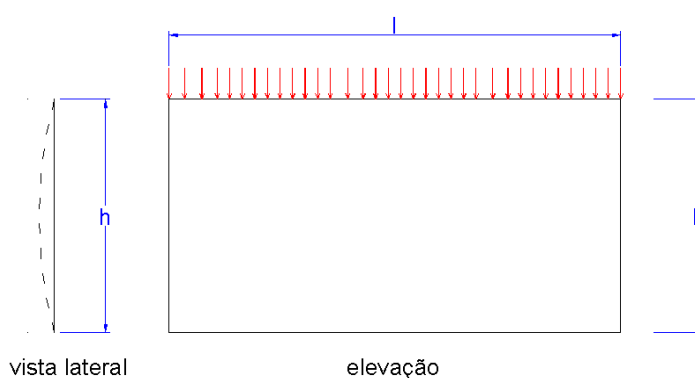


Figura 15 – Modo de flambagem de uma parede: $l > h$. CAMACHO (1986)

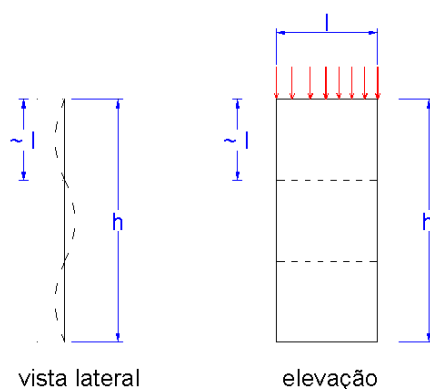


Figura 16 – Modo de flambagem de uma parede: $l < h$. CAMACHO (1986)

2.3.2- NBR 10.837 (1989)

Segundo a NBR 10.837 (1989) o enrijecedor é um “elemento estrutural vinculado a uma parede resistente, a fim de obter enrijecimento horizontal, na direção perpendicular à parede. O enrijecedor pode ser embutido total ou parcialmente na parede, podendo inclusive absorver cargas verticais,...”.

A NBR 10.837 (1989) também diz que “se uma parede tem enrijecedores espaçados em intervalos regulares, a espessura efetiva a ser adotada no cálculo do índice de esbeltez deve ser o valor obtido ao se multiplicar a sua espessura real entre enrijecedores pelos coeficientes da tabela 8. Conforme figura 17 “.

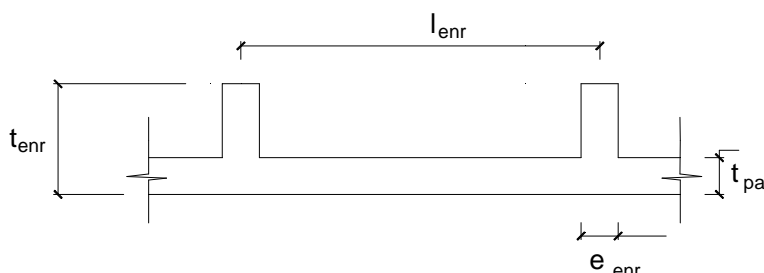


Figura 17 – Espessura efetiva segundo NBR 10.837 (1989).

Tabela 8 – Coeficientes de rigidez. NBR 10.837(1989).

$\frac{l_{enr}}{e_{enr}}$	$\frac{t_{enr}}{t_{pa}} = 1$	$\frac{t_{enr}}{t_{pa}} = 2$	$\frac{t_{enr}}{t_{pa}} = 3$
6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7
10	1,0	1,2	1,4
15	1,0	1,1	1,2
20 ou mais	1,0	1,0	1,0

Nota : Admite-se interpolação entre os valores dos coeficientes, mas não sua extrapolação fora dos limites dados

A influência da espessura efetiva da parede em sua resistência é verificada através da expressão da força admissível da parede, que no caso da alvenaria não armada deve ser calculada pela seguinte expressão da NBR 10.837 (1989):

$$P_{adm} = 0,20 \cdot f_p \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \cdot A \quad (3)$$

onde :

P_{adm} = força de compressão admissível;

f_p = resistência média dos prismas;

h = altura efetiva;

t = espessura efetiva;

A = área líquida ou área bruta, dependendo dos parâmetros de projetos disponíveis.

2.3.3- BS 5628 (1978)

Segundo a BS 5628 (1978) , para uma parede enrijecida por paredes que a interceptam, o coeficiente de rigidez (K) é obtido da tabela 9, sendo os valores idênticos ao da norma brasileira. As paredes enrijecedoras devem ser consideradas como colunas com largura (b) igual à sua espessura e comprimento (t_p) igual ou inferior a três vezes a espessura da parede enrijecida (ver figura 18).

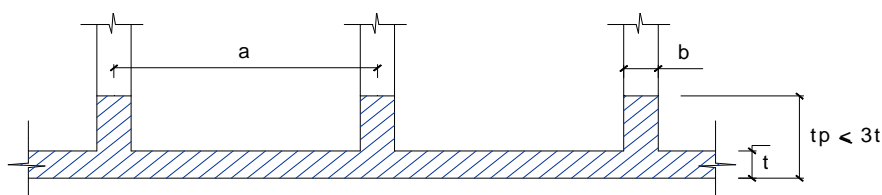


Figura 18 – Parede enrijecida. BS 5628(1978).

Tabela 9 – Coeficientes de rigidez. BS 5628(1978).

a / b	tp / t		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

Nota : Admite-se interpolação entre os valores dos coeficientes, mas não sua extrapolação fora dos limites dados

A espessura efetiva, no caso da BS 5628 (1978), também influencia na resistência da parede enrijecida, mais especificamente no fator de redução devido aos efeitos de esbeltez e excentricidades de carregamento. O código britânico utiliza o método dos estados limites. Desse modo ao invés de uma força admissível calcula-se uma força de projeto, dada pela seguinte expressão:

$$P = \frac{\beta \cdot t \cdot f_k}{\gamma_m} \quad (4)$$

onde:

P = força vertical de projeto por unidade de comprimento;

β = fator de redução devido à esbeltez e à excentricidade do carregamento

(ver tabela 10)

t = espessura da parede;

f_k = resistência característica da alvenaria;

γ_m = coeficiente de segurança do material.

A tabela 10 abaixo apresenta os valores do fator de redução de capacidade (β), que é função da razão entre altura efetiva e espessura efetiva, e da excentricidade (e_x) no topo da parede.

Tabela 10 – Fator de redução de capacidade (β). BS 5628(1978).

h_{ef} / t_{ef}	Excentricidade no topo da parede (e_x)			
	até 0,05 t	0,1 t	0,2 t	0,3 t
0	1,00	0,88	0,66	0,44
6	1,00	0,88	0,66	0,44
8	1,00	0,88	0,66	0,44
10	0,97	0,88	0,66	0,44
12	0,93	0,87	0,66	0,44
14	0,89	0,83	0,66	0,44
16	0,83	0,77	0,64	0,44
18	0,77	0,70	0,57	0,44
20	0,70	0,64	0,51	0,37
22	0,62	0,56	0,43	0,30
24	0,53	0,47	0,34	-
26	0,45	0,38	-	-
27	0,40	0,33	-	-

Nota 1 : Não é necessário considerar os efeitos de excentricidades menores ou iguais a 0,05 t

Nota 2 : É permitido a interpolação linear entre os valores de esbeltezes e excentricidades

A BS 5628 (1978) permite optar por considerar as paredes enrijecedoras como apoios laterais, alterando o comprimento efetivo ao invés da espessura. Os critérios adotados pelo código britânico, para determinação do comprimento efetivo de paredes são:

- 0,75 vezes a distância livre entre os apoios laterais que dão “restrição elevada” (amarração direta), ou duas vezes a distância entre o apoio e a borda livre;
- a distância livre entre os apoios laterais que dão “restrição simples” (amarração indireta), ou 2,5 vezes a distância entre o apoio e a borda livre.

Assim, como foi visto anteriormente, se o comprimento efetivo for menor que a altura efetiva da parede, ele passará a determinar a força de flambagem da parede enrijecida. Deste modo na determinação do fator de redução de carga (β) (ver tabela 10) utiliza-se o valor do comprimento efetivo ao invés da altura efetiva.

Essa situação corresponde a cômodos como banheiros, com dimensões reduzidas em planta ou mesmo painéis de alvenaria utilizados em ensaios.

Vale citar que outras normas também tratam do enrijecimento de paredes, tais como a norma australiana AS 3700 (1998) e o código europeu EUROCODE 6 (1997). No entanto, não se entrará em detalhes sobre tais normas, pois são baseadas no código britânico BS 5628 (1978).

2.3.4- Exemplos segundo a NBR 10.837 (1989) e a BS 5628 (1978)

Para melhor visualizar o efeito do enrijecimento serão feitos os cálculos para dois exemplos, segundo a NBR 10.837 (1989) e a BS 5628 (1978). Considera-se apenas compressão axial, sendo que os dados constam da figura 19.

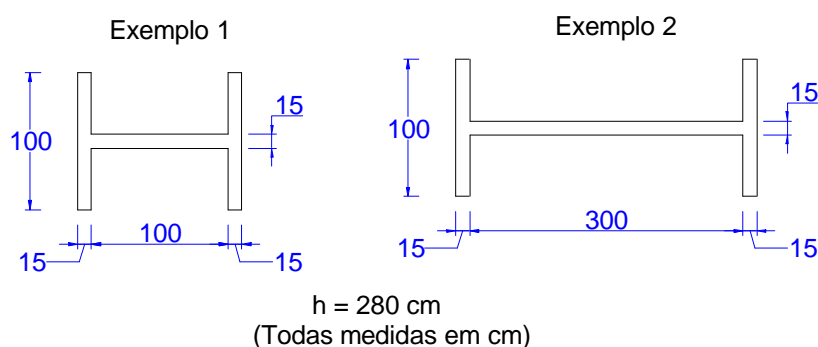


Figura 19 – Exemplos de paredes enrijecidas.

A tabela 11 apresenta valores de comparação entre a resistência de uma parede não enrijecida e de uma enrijecida, de acordo com os dados da figura 19, segundo os procedimentos da norma brasileira, apresentados no item 2.3.2..

Tabela 11 – Comparação entre paredes não enrijecidas e enrijecidas.
[NBR 10.837 (1989)]

	Parede não enrijecida $P_{adm} (1)$	Parede enrijecida $P_{adm} (2)$	Ganho de resist. (2) / (1)
Exemplo 1	0,179. $f_p.A$	0,196. $f_p.A$	9.2 %
Exemplo 2	0,179. $f_p.A$	0,179. $f_p.A$	0.0 %

A tabela 12 apresenta esta mesma comparação segundo os procedimentos do código britânico, apresentados no item 2.3.3.

Tabela 12– Comparação entre paredes não enrijecidas e enrijecidas.
[BS 5628 (1978)]

	Parede não enrijecida	Parede enrijecida		Ganho de resist.	
	P (1)	P (2)	P (3)	(2) / (1)	(3) / (1)
Exemplo 1	$0,75 t.f_k / \gamma_m$	$0,96 t.f_k / \gamma_m$	$1,00 t.f_k / \gamma_m$	27,6%	33,3 %
Exemplo 2	$0,75 t.f_k / \gamma_m$	$0,75 t.f_k / \gamma_m$	$0,84 t.f_k / \gamma_m$	0,0%	11,7 %

Nota 1 : Na coluna (2) utilizou-se o procedimento da espessura efetiva

Nota 2 : Na coluna (3) utilizou-se o procedimento do comprimento efetivo.

Percebe-se que o ganho de resistência segundo a BS 5628(1978) é superior ao da NBR 10.837 (1989), sendo que a consideração do comprimento efetivo, permitida apenas pelo código britânico, proporciona neste caso o maior ganho. Tanto na norma brasileira quanto no código britânico verifica-se que para vãos usuais (exemplo 2) o procedimento de enrijecimento não leva a ganhos expressivos. No entanto para vãos menores (exemplo 1), que usualmente são utilizados para ensaios, o ganho de resistência supera 25% no caso da BS 5628 (1978), enquanto que no caso da NBR 10.837 (1989) este ganho não supera 10%.

2.4- Ensaio SINHA & HENDRY (1979)

Segundo SINHA & HENDRY (1979), embora haja uma completa falta de dados, várias normas utilizam o efeito do enrijecimento de paredes, admitindo carregamentos maiores quando comparados com os de paredes não enrijecidas. Deste modo, realizaram um extensivo programa de testes comparativos para determinar a capacidade de carga de paredes enrijecidas e não enrijecidas. Variaram-se as razões de esbeltez (h_{ef} / t_{ef}), as proporções entre altura e comprimento e diferentes condições de carregamento (figura 20)

Os resultados dos ensaios indicam que em ambos os casos de carregamentos, as paredes com flanges não mostraram aumento da resistência quando comparadas com paredes não enrijecidas. Entretanto, percebe-se que estas paredes com flanges comportam-se como placas enrijecidas até o aparecimento de fissuras verticais entre a parede principal e as flanges. A partir deste ponto as fissuras neutralizam o efeito do enrijecimento, e como resultado, a resistência última da parede é similar a uma não enrijecida.

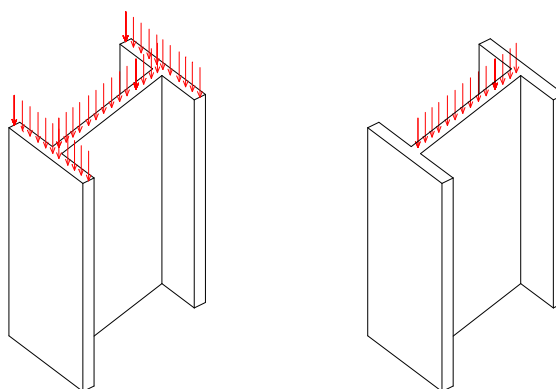


Figura 20 – Condições de carregamento. SINHA & HENDRY (1979)

Verifica-se que o deslocamento da parede enrijecida, anterior à fissuração das flanges, é muito menor que o caso correspondente às paredes não enrijecidas. Isto mostra que o efeito do enrijecimento é evidente antes das fissuras separarem as flanges da parede principal. Observou-se, também, que este efeito de enrijecimento diminui com o aumento da relação entre comprimento e altura. Esta diminuição é esperada já que mantendo a altura constante e aumentando o comprimento, a distância entre os enrijecedores é maior e portanto menor é sua influência. Considerando agora que o comprimento é constante e diminuindo a altura, a influência da esbelteza diminui e conseqüentemente o efeito dos enrijecedores é menor.

As deformações na parede com flanges foram menores que os casos correspondentes às paredes não enrijecidas, confirmando a evidência inicial do efeito de enrijecimento antes da fissuração. Novamente, o efeito diminui com o aumento da relação entre comprimento e altura. A curva tensão x deformação obtida foi linear até 90% da força de ruptura.

No caso de parede com flanges, onde apenas a alma estava carregada, parte do carregamento foi transferido para as flanges. Cerca de 5,8 até 6,7% do carregamento total foi suportado em cada flange antes da separação da parede principal, entretanto no artigo não se comenta se esta separação foi próxima ou não da ruptura. Ressalta-se também, que nestes ensaios, as flange foram apoiadas sobre células de carga para a determinação da parcela de força transferida. No entanto, isto pode ter distorcido os resultados, já que o apoio da parede principal era mais rígido, provocando uma reação maior do que no caso de apoios com as mesmas rigidezes.

A média da tensão cisalhante vertical última que destruiu completamente a ligação está entre 0,35 MPa a 0,68 MPa (calculada com a área igual ao produto da

altura pela espessura da parede central). Nestes ensaios as flanges estão ligadas à parede central por fiadas alternadas de tijolos (amarração direta), não podendo os resultados serem extrapolados para outros tipos de amarração.

Analisando-se os dados apresentados, acredita-se que para haver a linearidade da curva tensão x deformação obtida nesses ensaios, as paredes que constituem o painel devem trabalhar em conjunto até a não-linearidade (90 % da força de ruptura). Pois, caso contrário, deveria existir uma descontinuidade no diagrama tensão x deformação no momento da separação da parede central das flanges.

SINHA & HENDRY (1979) chegam à conclusão que o enrijecimento não promove o aumento da resistência do painel, inclusive nos ensaios onde as flanges também estavam carregadas. Entretanto, deve-se ressaltar que as condições dos ensaios não representam bem a situação de um painel em um edifício de múltiplos andares. Já que nos ensaios o carregamento total é aplicado em um único pavimento, provocando uma grande concentração de tensão, o que pode levar a uma ruptura localizada do painel.

3.1 – Generalidades

Neste capítulo é apresentada a pesquisa experimental, detalhando os materiais utilizados, os corpos de prova adotados, os ensaios realizados, os equipamentos de ensaio e os métodos de ensaio utilizados no desenvolvimento deste trabalho. Com relação aos métodos de ensaio utilizou-se os já desenvolvidos pelo Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos na realização de ensaios para fabricantes de blocos e outras pesquisas nesta área.

Os ensaios abrangem: a caracterização dos materiais utilizados (bloco, argamassa e graute), ensaios em corpos de prova de pequenas dimensões (prismas de 2 e 3 blocos) e ensaios de painéis de alvenaria. O conjunto destes ensaios tem como objetivo a avaliação das principais características de resistência e deformação dos painéis de alvenaria.

3.2 – Caracterização dos materiais

3.2.1- Blocos

Neste trabalho foram utilizados blocos cerâmicos. Esta opção deve-se ao fato de já existir uma série de dados sobre ensaios anteriores realizados com este mesmo tipo de bloco na Escola de Engenharia de São Carlos.

Os blocos cerâmicos empregados neste trabalho têm dimensão modular 15 cm x 20 cm x 30 cm, tendo sido utilizados o meio bloco, o bloco canaleta, o bloco

comum e o bloco para amarração (vide figura 21). As dimensões nominais destes blocos estão apresentadas na tabela 13.

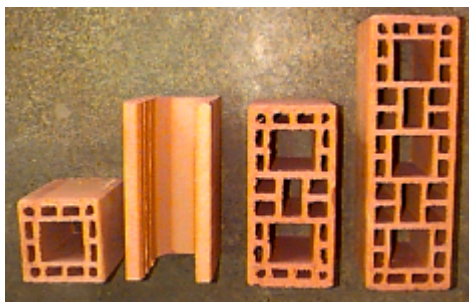


Figura 21 - Blocos cerâmicos utilizados

Tabela 13 - Dimensões nominais dos blocos cerâmicos

Tipo	Largura (cm)	Altura (cm)	Comp.(cm)
 Meio bloco	14	19	14
 Bloco canaleta	14	19	29
 Bloco comum	14	19	29
 Bloco de amarração	14	19	44

Para verificação da resistência à compressão seguiu-se o método da NBR 6.461 (1983), realizando o capeamento com enxofre, sendo utilizada uma máquina hidráulica para ensaio de compressão (marca ELE). Já para a determinação do valor característico da resistência utilizou-se a NBR 6.136 (1994), específica para blocos vazados de concreto. Empregou-se esta norma por não existir uma voltada para blocos cerâmicos. A tabela 14 apresenta os resultados. Os valores obtidos são todos relacionados à área bruta dos blocos.

A determinação do módulo de deformação foi realizada utilizando-se meios blocos. GOMES (1983) também utilizou este procedimento, justificando que a determinação desta propriedade a partir do ensaios dos blocos mostrou-se muito dificultada pelo surgimento de fissuras internas e às vezes externas, em cargas baixas, o que fez com que o bloco deixasse de se comportar elasticamente. Com a utilização dos meios blocos este fato foi minimizado. A experiência anterior do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos indica essa

mesma dificuldade. Ressalta-se que a necessidade da determinação dos módulos de deformação dos componentes é devido a análise numérica a ser realizada.

Tabela 14 - Resistência média e característica dos blocos, em relação à área bruta.

Bloco	F (kN)	σ (MPa)	Bloco	F (kN)	σ (MPa)
1	363,4	9,0	7	449,8	11,1
2	385,5	9,5	8	450,5	11,1
3	393,6	9,7	9	472,5	11,6
4	415,2	10,2	10	494,5	12,2
5	434,6	10,7	11	516,2	12,7
6	444,5	10,9	12	544,4	13,4
f_b (resistência média à compressão) = 11,0 MPa					
f_{bk} (resistência característica à compressão) = 8,8 MPa					

No caso deste ensaio de módulo de deformação não se seguiu nenhuma norma específica. Utilizou-se a máquina de ensaios servo - hidráulica INSTRON, que permite a aplicação de força com uma velocidade de deformação controlada. As medidas de encurtamento foram tomadas em relação aos pratos rígidos da prensa, com o auxílio de transdutores de deslocamentos com curso de 10mm (ver figura 22). Utilizou-se, também, o sistema de aquisição de dados SYSTEM 5000. Não se optou pelo uso de extensômetros, tanto elétricos como mecânicos, devido à dispersão de resultados ocorrida em ensaios realizados anteriormente no laboratório. Os valores obtidos estão na tabela 15.

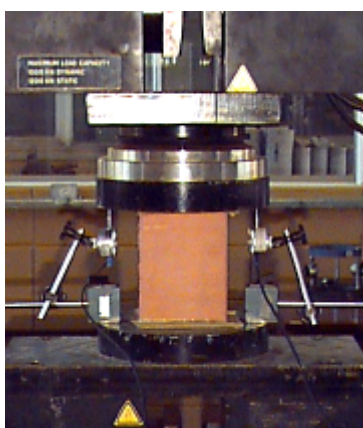


Figura 22 - Ensaio de determinação do módulo de deformação.

Tabela 15- Resistência dos meios blocos e módulo de deformação, ambos em relação à área bruta.

C.P.	σ (MPa)	E (MPa)	C.P.	σ (Mpa)	E (MPa)
1	16,8	*	7	12,3	3930
2	16,3	4554	8	10,7	3366
3	11,9	3960	9	15,1	4522
4	11,2	4358	10	10,6	3416
5	14,0	4503	11	12,0	3706
6	13,4	4511	12	10,2	3321
f_b (resistência média à compressão) = 12,9 MPa					
f_{bk} (resistência característica à compressão) = 10,0 MPa					
$E_{médio}$ (módulo de deformação) = 4013 MPa					

* Não foi obtido por problemas no sistema de aquisição de dados.

Verifica-se que a resistência média do meio bloco foi superior ao do bloco comum, bem como sua resistência característica. Este fato pode ser explicado pelas diferenças de geometria dos blocos, proporcionando menores concentrações de tensões no meio bloco e conseqüentemente uma maior resistência.

O módulo de deformação teve um coeficiente de variação em torno de 12,5%. A relação média entre módulo de deformação e resistência à compressão foi igual a 322, com variação de 8,5%. Este valor está dentro da faixa de valores encontrados na literatura. DRYSDALE et al (1994) indicam que para blocos cerâmicos esta relação varia entre 210 e 1670.

3.2.2- Argamassa de assentamento

Para argamassa de assentamento utilizou-se o traço em volume 1: 0,5: 4,5 (cimento: cal: areia), estando de acordo com a BS 5628 (1978) e a NBR 8798 (1985). Entretanto, traços com menor teor de cimento são mais utilizados em obras no Brasil. Escolheu-se este traço por ser a proporção mais pobre em cimento utilizada anteriormente na realização de ensaios de paredes no Laboratório de Estruturas da EESC. Deste modo as relações de eficiência entre bloco, prisma e parede já estavam determinadas. Os resultados e análises destes ensaios constam em MACHADO Jr. et al (1999). Os materiais utilizados para a confecção das

argamassas foram: areia silicosa natural, cimento portland CP II F 32 e cal hidratada.

Para a caracterização da argamassa o traço em volume foi transformado em traço em massa, sendo que a quantidade de água foi determinada pelo pedreiro que adicionava água até que considerasse boa a trabalhabilidade da argamassa. Uma vez determinada a relação água / cimento necessária para esta trabalhabilidade, tomou-se o cuidado de mantê-la constante até o final da execução. Para cada produção de argamassa retiravam-se dois corpos de prova para o ensaio de resistência à compressão [NBR 5739 (1994)], a ser realizado na época dos ensaios dos painéis de alvenaria. No entanto estes ensaios foram realizados posteriormente (aos 91 dias) devido a problemas de força maior.

Como a argamassa não foi ensaiada no mesmo período dos painéis optou-se por uma determinação aproximada do módulo de deformação da argamassa utilizando-se a relação dada por HILSDORF(1969) apud* ALY(1992) :

$$E_a = 1000 f_{ca}$$

onde: E_a = módulo de deformação da argamassa;

f_{ca} = resistência a compressão da argamassa.

Por existir uma certa dúvida sobre a validade desta relação realizaram-se dois ensaios para determinação do módulo de deformação da argamassa de assentamento, utilizando corpos de prova de 5 x 10 cm, medindo-se os encurtamentos através de extensômetros elétricos com base de 5 mm. Para o cálculo utilizou-se o plano de carga III (módulo de deformação secante) da NBR 8522 (1984) – “Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação”.

Nestes ensaios obteve-se um módulo de deformação da argamassa igual a 10.900 MPa para uma resistência média de 8,8 MPa, resultando numa relação em torno de 1200, cerca de 20% maior que a proposta anteriormente. No entanto devido à pequena quantidade de ensaios e por considerar a diferença razoável, admite-se válida a relação adotada. Estes e todos os outros ensaios de argamassas foram realizados na máquina hidráulica de ensaio de compressão SOILTEST.

* HILSDORF, H. K. (1969). An Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression. In: *Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products*. Houston, ed. F.B. Johnson

Na tabela 16 são apresentados os valores médios que caracterizam a argamassa empregada. Observa-se que a correção para obter a resistência da argamassa aos 28 dias foi feita utilizando coeficientes médios de crescimento da resistência do cimento apresentados por HELENE & TERZIAN (1993). O módulo de deformação foi calculado em relação à resistência aos 28 dias.

Tabela 16 - Caracterização da argamassa empregada

Traço em volume (nominal)	1: 0,5: 4,5
Traço em massa (médio)	1: 0,31: 5,72
Relação água / cimento (em massa)	1,13
Fator água / aglom. (em massa)	0,86
Resistência média – 91 dias (MPa)	12,34
Resistência média – 28 dias (MPa)	9,49
Módulo de deformação médio (MPa)	9.490

Pelos resultados obtidos no ensaio de resistência aos 91 dias, percebe-se que o procedimento de dosagem foi efetivo, gerando um coeficiente de variação da resistência de 7%.

3.2.3- Graute e armadura

O traço em massa do graute adotado foi 1: 0,05: 2,20; 2,40 (cimento: cal: areia: pedrisco) com relação água / cimento (a / c) igual a 0,72. Exigiu-se uma consistência de 20 a 23 cm segundo a NBR 7.223 (1982) para que o adensamento ocorresse pelo peso próprio do material.

Os ensaios para determinação da resistência à compressão axial foram realizados baseando-se na NBR 5739 (1994), obtendo-se uma resistência média aos 91 dias de 28,4 MPa e um abatimento médio de 20 cm, estando de acordo com a NBR 8.798 (1985). Novamente, segundo HELENE & TERZIAN(1993), fez-se a correção para conseguir a resistência aos 28 dias ($f_{\text{graute}} = 22,6$ MPa). Utilizou-se a máquina hidráulica para ensaio de compressão, marca ELE.

Os materiais utilizados para sua confecção foram: pedrisco, areia silicosa natural, cimento portland CP II F 32 e cal hidratada. Este graute foi utilizado no preenchimento dos blocos canaletas para a execução das cintas de amarração.

Ainda na execução das cintas de amarração, utilizou-se duas barras de 8 mm, aço CA-50 A, ao longo de todo o comprimento, com finalidade apenas

construtiva. Devido a esse fato, não se preocupou em uma melhor caracterização das armaduras utilizadas.

3.3 – Corpos de prova

Utilizaram-se como corpos de prova prismas de 2 e 3 blocos (figura 23), sendo executados 2 exemplares de cada tipo por painel para determinação da resistência à compressão. Novamente, por não existir uma norma específica para blocos cerâmicos empregou-se a NBR 8.215 (1983) – Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural - Preparo e ensaio à compressão.

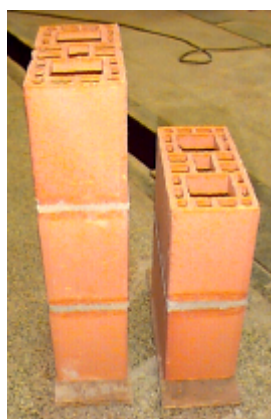


Figura 23 - Prismas de 2 e 3 blocos

Ressalta-se que o prisma de 3 blocos não é citado nas normas brasileiras, no entanto é comum sua utilização em pesquisas, pois se sabe que a relação entre a resistência do prisma e a da parede varia conforme o número de fiadas dos prismas. A opção por este tipo de corpo de prova também se deve ao fato de existir relações entre prismas e paredes obtidas em ensaios anteriores, apresentadas em MACHADO Jr. et al (1999).

Nos ensaios de compressão utilizou-se a máquina servo - hidráulica INSTRON, sendo que os prismas foram capeados com enxofre. Foram realizados em conjunto com os ensaios dos painéis de alvenaria. Estes painéis estão divididos em duas séries (1 e 2), devido às diferenças de execução, descritas no item 3.4.1. Constam da tabela 17 os valores de resistência à compressão dos prismas de 2 blocos, referentes às séries 1 e 2, e as relações entre as suas resistências e as dos blocos. Todas as resistências são referentes à área bruta.

Tabela 17 - Resistências dos prismas de 2 blocos e relações com a resistência do bloco.

C.P.	Série 1		Série 2	
	f_p (MPa)	f_p / f_b	f_p (MPa)	f_p / f_b
1	6,5	0,59	5,6	0,51
2	7,2	0,65	4,0	0,36
3	6,3	0,57	4,6	0,42
4	7,1	0,64	3,7	0,34
5	5,5	0,50	4,6	0,42
6	5,3	0,48	4,2	0,38
Média	6,3	0,57	4,5	0,41
Coef. var.	12,2		15,3	

MACHADO JR. et al (1999) obtiveram para a relação entre resistência do prisma de 2 blocos e o bloco o valor de 0,58. Verifica-se que no caso dos exemplares referentes à série 1 a relação foi praticamente idêntica. Já em relação aos exemplares da série 2 a relação foi cerca de 30% menor. Uma explicação possível para tal fato seria que os blocos utilizados teriam uma resistência inferior a média, já que a resistência da argamassa e do graute não tiveram uma grande variação (coeficientes de variação menores que 10%) e a mão de obra utilizada foi a mesma. Esta menor resistência dos blocos pode ter sido originada por uma maior umidade das unidades, devido as condições de armazenagem (contato com a umidade do solo).

Nos ensaios dos prismas de 3 blocos também foi utilizada a máquina servo - hidráulica INSTRON, empregando-se o mesmo capeamento. A tabela 18 apresenta os valores de resistência à compressão dos prismas de 3 blocos, referentes às série 1 e 2, e as relações entre as resistências destes e dos blocos. Todas as resistências são referentes à área bruta.

Ressalta-se que, neste caso, os prismas foram ensaiados posteriormente (aos 91 dias) devido a problemas de quebra de equipamento no laboratório. Entretanto, devido à pequena influência da resistência da argamassa na resistência da alvenaria, já anteriormente observada no trabalho de MACHADO JR. et al

(1999), comparou-se os resultados destes ensaios com valores referentes à resistência aos 28 dias.

Tabela 18 - Resistências dos prismas de 3 blocos e relações com a resistência do bloco.

C.P.	Série 1		Série 2	
	f_p (MPa)	f_p / f_b	f_p (MPa)	f_p / f_b
1	4,8	0,43	5,7	0,52
2	5,9	0,54	4,2	0,38
3	6,9	0,62	5,3	0,48
4	5,8	0,52	4,1	0,37
5	5,0	0,45	4,4	0,40
6	5,3	0,48	3,5	0,31
Média	5,60	0,51	4,5	0,41
Coef. var.	13,6		18,1	

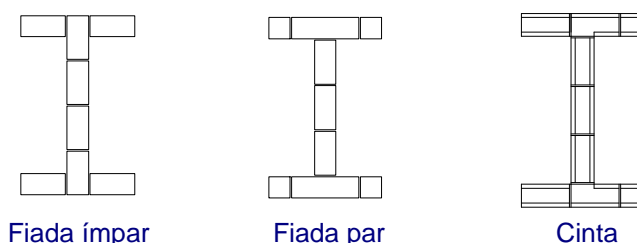
Novamente os valores referentes à série 1 foram superiores aos da série 2, sendo que a explicação é a mesma dada para os prismas de 2 blocos. No caso de prismas de 3 blocos, MACHADO JR. et al (1999) obtiveram a relação entre prisma e bloco igual a 0,42. Verifica-se que o resultado da série 1 foi superior a este valor ($f_p/f_b = 0,51$), já a série 2 obteve um resultado muito próximo ($f_p/f_b = 0,41$). Entretanto, observa-se uma discrepância ao compararmos as relações para os prismas de 2 e 3 blocos, percebe-se que a diferença é pequena na série 1 ($f_p/f_b = 0,57$ e $0,51$, respectivamente) e nula na série 2 ($f_p/f_b = 0,41$ e $0,41$, respectivamente). Com as diferenças no confinamento, o prisma de 2 blocos durante o ensaio está mais confinado que o prisma de 3 blocos, era de se esperar que a relação entre as resistências diminuísse, fato que não ocorreu.

Acredita-se que a discrepância observada não é devida à idade do corpo de prova, já que nos prismas ensaiados aos 28 dias para os testes preliminares verificou-se este mesmo comportamento.

3.4 – Painéis de alvenaria

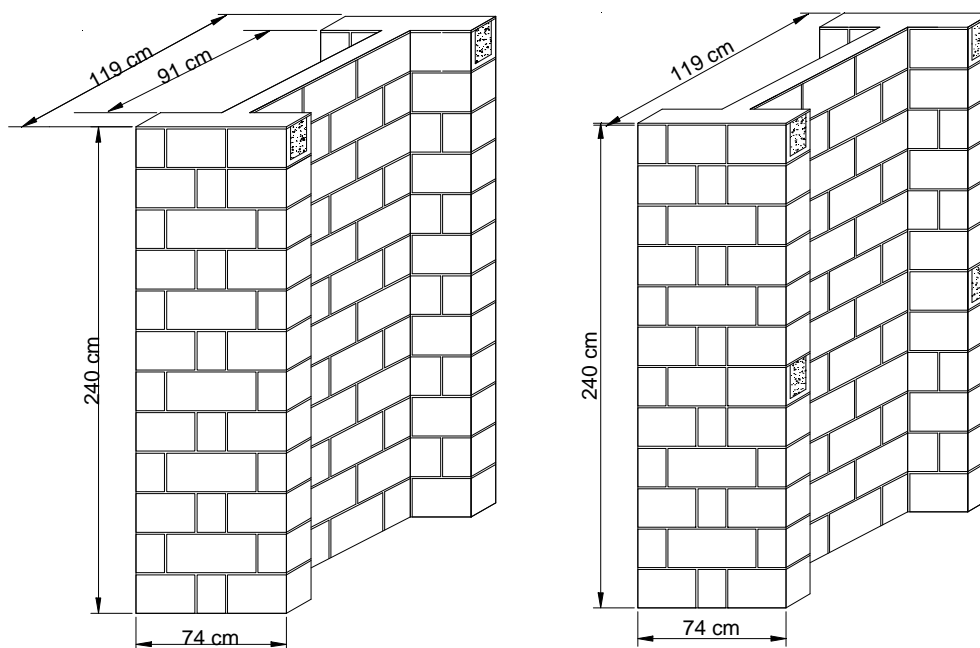
3.4.1- Descrição da estrutura

Foram ensaiadas duas séries de painéis, além de dois ensaios preliminares. A série 1 foi constituída de três painéis "H" com cinta de amarração na última fiada. O esquema de amarração das paredes é dado na figura 24. Tanto a junta vertical como a junta horizontal foram preenchidas e tem espessura de 1 cm. A série 2 também foi constituída de três painéis "H", sendo praticamente igual à 1, tendo como diferença a presença de cinta na fiada intermediária. As dimensões dos painéis das duas séries foram iguais, podendo ser visualizadas nas perspectivas mostradas na figura 25.



Fiada ímpar Fiada par Cinta

Figura 24 - Disposição dos blocos nas diferentes fiadas



Sem cinta intermediária – Série 1

Com cinta intermediária – Série 2

Figura 25 - Painéis de alvenaria construídos

A figura 26 apresenta todos os painéis referentes às duas séries. Vale ressaltar que o formato “H” foi adotado visando diminuir os efeitos de excentricidades.



Figura 26 - Visão dos painéis construídos

3.4.2- Procedimento de execução dos painéis

O procedimento adotado foi adaptado de FRANCO (1987). Na execução dos painéis “H”, controlou-se as características geométricas através de instrumentos normalmente utilizados pelo pedreiro. Empregou-se o prumo de pedreiro para o controle da verticalidade, o esquadro para o controle da ortogonalidade das paredes e um gabarito de madeira para a verificação do alinhamento das fiadas. O controle da espessura da junta de argamassa era feito medindo-se a altura total de cada três fiadas assentadas.

3.4.3- Instrumentos e equipamentos utilizados

Os instrumentos e equipamentos utilizados nos ensaios de painéis de parede estão listados a seguir:

- Estrutura de reação constituída por pórticos metálicos, com capacidade de 1500kN;

- Dois cilindros hidráulicos de capacidade nominal de 1000 kN e curso de 15 cm, acionados simultaneamente por uma bomba hidráulica elétrica, para aplicação das cargas;
- Duas células de carga de capacidade nominal de 1000 kN, para medição das forças aplicadas;
- Onze transdutores de deslocamento, com sensibilidade de 0,01mm e curso máximo de 10mm, para medições dos encurtamentos da parede;
- Nove transdutores de deslocamento, com sensibilidade de 0,01mm e curso máximo de 20mm, para medições dos encurtamentos da parede;
- Três transdutores de deslocamento, com sensibilidade de 0,01mm e curso máximo de 50mm, para medições das flechas da parede.

3.4.4- Instrumentação da estrutura

O esquema da instrumentação da estrutura está colocado na figura 27. Os pontos que estão na face oposta possuem a mesma disposição. Os pontos de 1 a 12 (com exceção do ponto 7) são transdutores com curso de 10 mm com base de 57 cm, com a finalidade de medir os encurtamentos dos trechos superior ou inferior de cada parede. O ponto 7 e os pontos de 13 a 20 são transdutores com curso de 20 mm com base de 60 cm, com a mesma finalidade dos anteriores. Os pontos 21, 22 e 23 são transdutores com curso de 50 mm colocados perpendicularmente às paredes com a função de medir os deslocamentos nessa direção.

Os transdutores localizados no trecho inferior estavam, quanto à altura, centralizados em relação à terceira fiada, e os do trecho superior estavam centralizados em relação à oitava fiada. Com respeito à disposição ao longo do comprimento, os transdutores localizados na parede central estavam dispostos nos 1º e 3º quartos do vão. Os localizados nas flanges foram colocados no centro do comprimento livre. Os transdutores perpendiculares às paredes, referentes aos pontos 21 e 23, estavam colocados a 45 cm abaixo do topo e na metade do comprimento. Já o transdutor referente ao ponto 22 estava a 5 cm abaixo do topo.

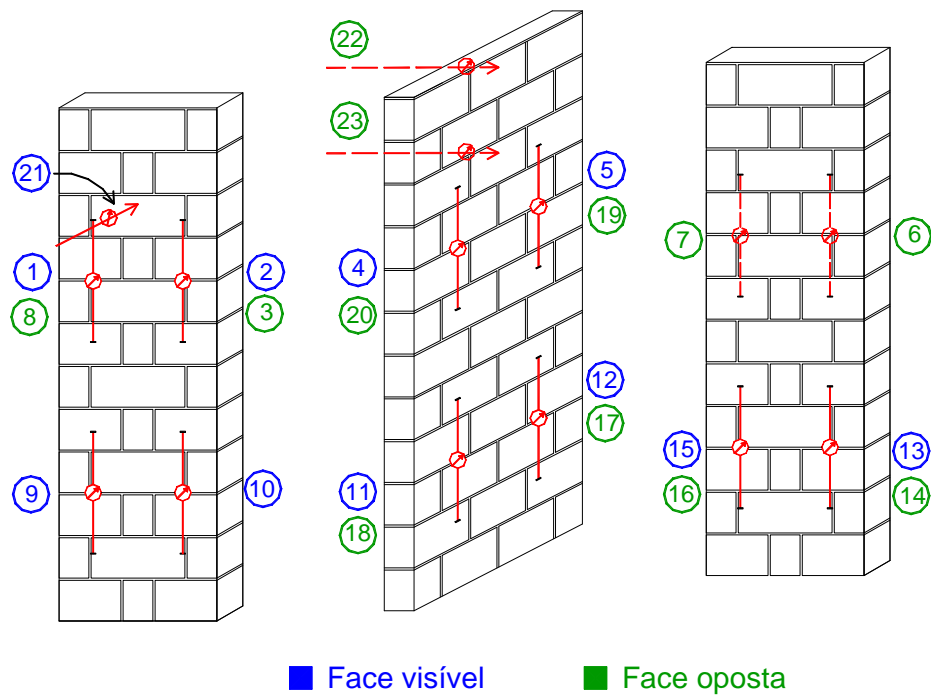


Figura 27 – Instrumentação dos painéis

A figura 28 apresenta uma visão geral da instrumentação.



Figura 28 - Visão geral da instrumentação

3.4.5- Procedimento de ensaio

O procedimento de ensaio adotado segue os preceitos da NBR 8949 (1985) - Paredes de alvenaria estrutural - Ensaio à compressão simples.

Para a obtenção da carga de ruptura teórica utilizou-se a relação entre a resistência à compressão da parede (f_{cpa}) e a resistência do bloco (f_b) apresentada por MACHADO Jr. et al (1999), $f_{cpa} / f_b = 0,33$. Esta extrapolação foi feita por serem utilizados blocos cerâmicos do mesmo fabricante e o mesmo traço da argamassa. Assim determinou-se a carga de ruína aproximadamente igual à 460 kN, considerando o valor de resistência média dos blocos (11,0 MPa), a relação entre parede e bloco ($f_{cpa} / f_b = 0,33$) e o comprimento interno da parede central (91 cm).

Utilizando novamente os resultados obtidos por MACHADO Jr. et al (1999), onde a relação entre a carga da primeira fissura (Q_{fis}) e a carga de ruptura (Q_{rup}) é igual 0,44 , estima-se para estes ensaios uma carga para primeira fissura igual a 200 kN.

De acordo com a NBR 8949 (1985), com a carga de ruptura provável calculada, adotou-se os incrementos de carga de 40 kN (menor que 10% da carga de ruptura), dividindo-se o carregamento em três etapas:

- na primeira etapa aplicam-se três incrementos de carga, descarregando-se a seguir até zero;
- na segunda etapa, após atingir 120 kN (carga referente à primeira etapa), aplica-se dois incrementos de carga até atingir 200 kN (menor que 50% da carga de ruptura provável), descarregando-se a seguir até zero;
- na última etapa, após atingir a carga de 200 kN, aplicam-se incrementos de carga até a ruptura do painel.

A cada incremento o nível de carregamento permanece sobre a parede por um tempo não inferior a 5 min. Deste modo, as cargas, os encurtamentos, e as flechas devem ser registradas no final deste período. Ressalta-se que se verificou, nos ensaios preliminares, a estabilização das medidas num tempo inferior ao estipulado pela norma. O esquema do carregamento dos painéis está apresentado na figura 29. Já a figura 30 mostra uma visão geral do aparato do ensaio.

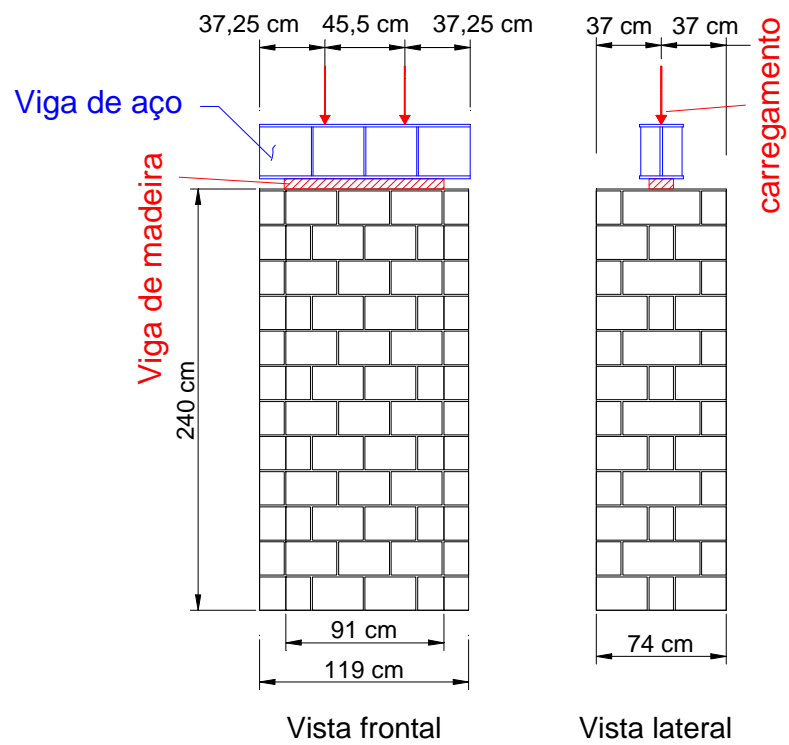


Figura 29 - Esquema do carregamento dos painéis



Figura 30 - Esquema geral do ensaio

4.1 – Generalidades

No item 4.2 será realizada a análise numérica dos painéis referentes à série 1 e à série 2 com a finalidade de avaliar o comportamento com relação a deslocamentos e tensões. Serão comparados os resultados das duas séries para verificar qual a influência da cinta a meia altura.

Os resultados experimentais constam do item 4.3, onde serão apresentados os diagramas de tensão – deformação, analisando-se o comportamento das flanges e da parede central nos trechos superior e inferior dos painéis. A análise numérica anterior auxiliará a interpretação dos resultados obtidos.

Finalmente, no item 4.4 serão feitas comparações dos resultados numéricos com os experimentais. Com relação ao efeito de enrijecimento será comparada a força de ruptura dos painéis com os valores teóricos estimados com a utilização das normas brasileira e britânica.

4.2 – Análise numérica

4.2.1- Modelagem em elementos finitos

Para a modelagem em elementos finitos discretizou-se as paredes, simulando os blocos, as juntas de argamassa e as cintas de amarração. Foram utilizados os módulos de deformação do bloco e da argamassa obtidos

experimentalmente. Para a cinta de amarração adotou-se o módulo de deformação do graute estimado pela expressão dada pela NBR 6.118 (1978). Ressalta-se que em relação ao bloco utilizou-se o módulo de deformação em relação à área líquida (cerca de 50% da área bruta). Adotou-se este procedimento em razão do módulo de deformação referente à área bruta ser um valor aparente, não representado as características do material. O programa de elementos finitos utilizado foi o ANSYS*5.5.

Fez-se apenas a análise linear do problema já que segundo SINHA & HENDRY (1979) o comportamento da alvenaria é praticamente linear até 90% da força de ruptura. O elemento utilizado na modelagem foi o SHELL 63 (elemento de casca para análise linear), disponível na biblioteca de elementos do programa ANSYS 5.5. Este elemento possui comportamento de placa e membrana, sendo permitida a aplicação de forças no seu plano e normal a ele. O elemento tem seis graus de liberdade em cada nó: translações nos nós nas direções x, y e z e rotações nodais nos eixos x, y e z.

Na base dos painéis foram restringidas as translações dos nós nas direções x, y e z. Na interseção das paredes foi feito o acoplamento dos nós, isto é, impôs-se as mesmas translações e rotações para os nós desta região que possuíam as mesmas coordenadas.

Com relação aos resultados, os deslocamentos obtidos são em relação ao plano médio do elemento. Já as tensões podem ser referentes às faces internas e externas e ao plano médio. O valor mínimo é representado pelo ponto "MN" e o valor máximo pelo ponto "MX".

O carregamento foi aplicado apenas na região entre as flanges em forma de uma carga distribuída por unidade de comprimento. Na modelagem numérica o carregamento adotado equivale a uma força de 280 kN, que corresponde a 60% da força de ruptura teórica (460 kN). Adotou-se este valor por ser um dos estágios do ensaio, servindo para posterior comparação com os resultados experimentais, e por se acreditar que a alvenaria estaria ainda em comportamento linear. HENDRY et al (1981) indicam que pode-se considerar a alvenaria como material linear até 75% da força de ruptura.

* ANSYS (1998). Version 5.5. Houston, USA.

A tabela 19 apresenta os valores adotados na modelagem tanto para os painéis da série 1 como para os da série 2.

Tabela 19- Valores utilizados na modelagem

E_{bloco}^1	802,6 kN/cm ²	E_{graute}	3000 kN/cm ²
ν_{bloco}	0,25	ν_{graute}	0,20
$E_{\text{argamassa}}$	1090 kN/cm ²	Espessura do elemento	7 cm
$\nu_{\text{argamassa}}$	0,20	Carregamento ²	3,07 kN/cm

Nota : 1- em relação a área líquida
2- somente na parede central

A discretização dos painéis das série 1 e 2 foi igual, e está apresentada na figura 31.

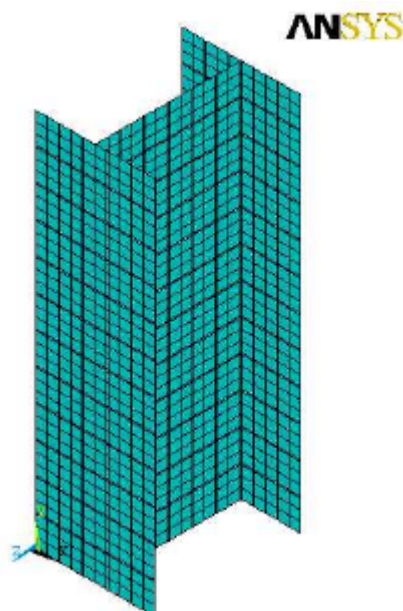
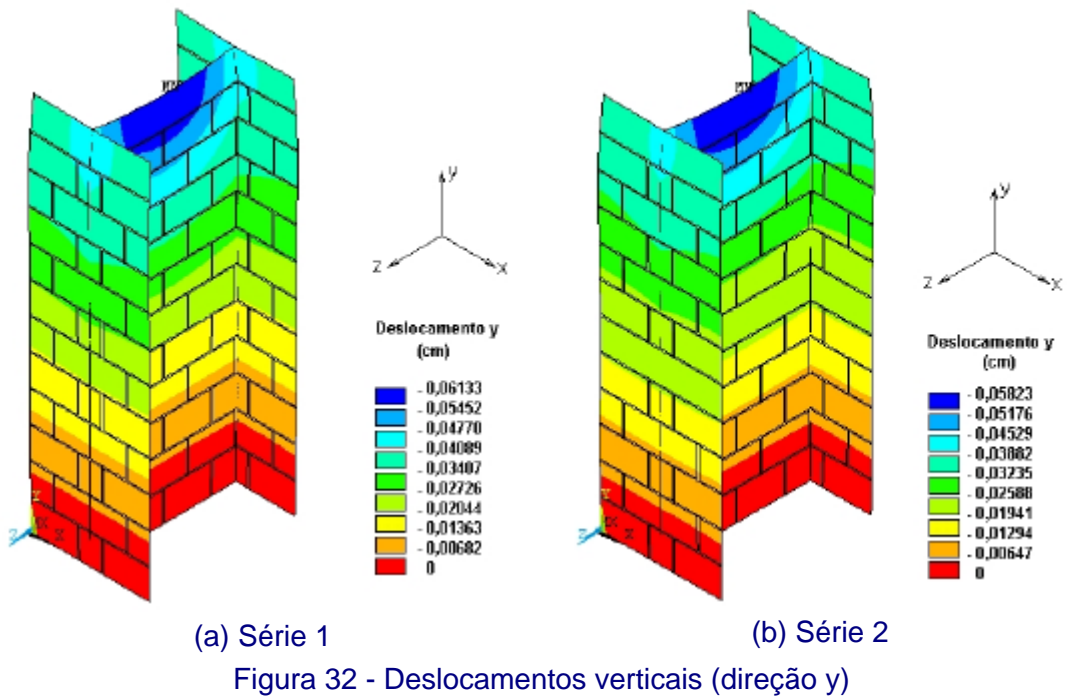


Figura 31 – Discretização do painel

4.2.2- Deslocamentos verticais

A figura 32 apresenta os resultados obtidos na modelagem numérica para os deslocamentos na direção vertical, para uma força de 280kN. A figura 32a representa a série 1 e a figura 32b representa a série 2.

Observando a figura 32 percebe-se que os deslocamentos dos pontos da parede central no trecho superior (próximo à aplicação do carregamento) são bem superiores aos deslocamentos nas flanges. Já no trecho inferior os deslocamentos na parede central e na flange se uniformizam. Nota-se que na série 2 os deslocamentos são pouco menores que os da série 1, e o comportamento é similar.



Para melhor visualizar os resultados obtidos na modelagem da série 1 e 2 fez-se um gráfico (figura 33) com os valores dos deslocamentos verticais na parede central (ou alma) e nas flanges, ao longo da altura do painel. Estes deslocamentos referem-se à mesma linha vertical onde localizavam-se os pontos instrumentados nos ensaios (vide figura 27).

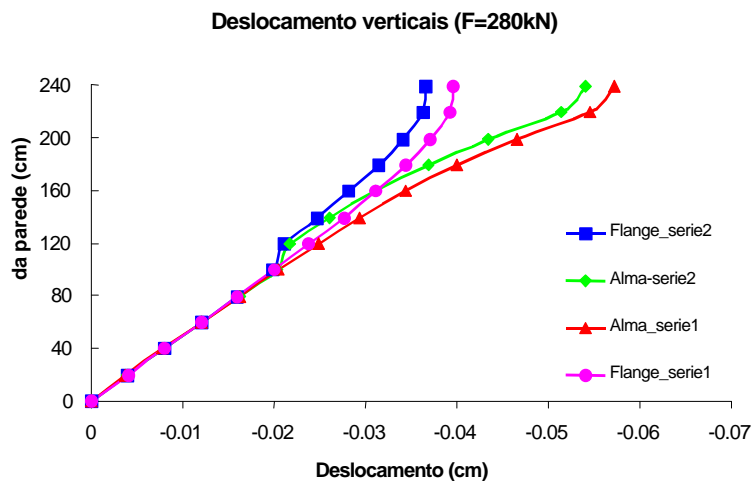


Figura 33 - Deslocamentos verticais ao longo da altura

Pela figura 33 percebe-se que na série 2, devido à presença da cinta a meia altura, os deslocamentos na parede central e nas flanges são um pouco menores que os obtidos na série 1. Observa-se que inicialmente os deslocamentos na

parede central são maiores que na flange, sendo que a diferença entre eles vai diminuindo gradativamente até que a partir da metade inferior do painel existe praticamente a igualdade dos deslocamentos. Nota-se, que nas duas séries observa-se o mesmo comportamento, com exceção da região da cinta intermediária.

4.2.3- Deslocamentos na direção z

Na figura 34 visualizam-se os deslocamentos na direção z, horizontal e pertencente ao plano da parede central. Estes valores são relativos a um carregamento de 280 kN. Observa-se que as flanges sofrem uma pequena flexão, sendo que a presença da cinta a meia altura limita os deslocamentos no trecho inferior. Acredita-se que esta flexão não seja determinante para a ruptura do painel devido a pequena magnitude dos deslocamentos (décimos de milímetros). No entanto, preventivamente, optou-se pelo monitoramento durante o ensaio através de um transdutor de deslocamento, para acompanhar esse efeito.

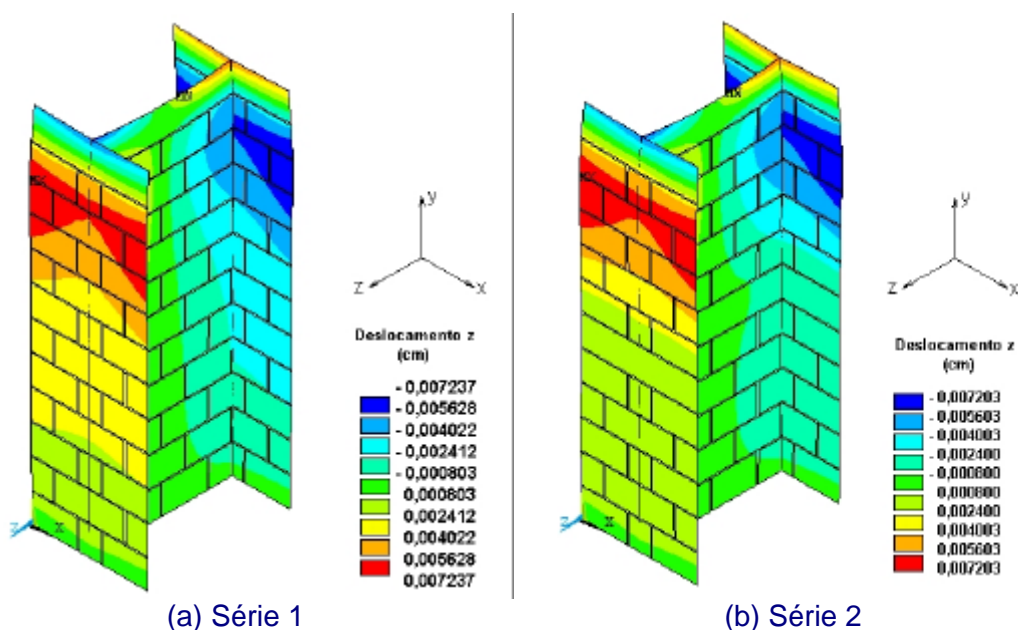


Figura 34 - Deslocamentos na direção z

4.2.4- Tensões normais verticais

As distribuições das tensões normais verticais (σ_y) nos painéis da série 1 e 2 estão apresentadas na figura 35. Os valores referem-se a um carregamento de 280 kN, sendo as tensões relacionadas à área líquida.

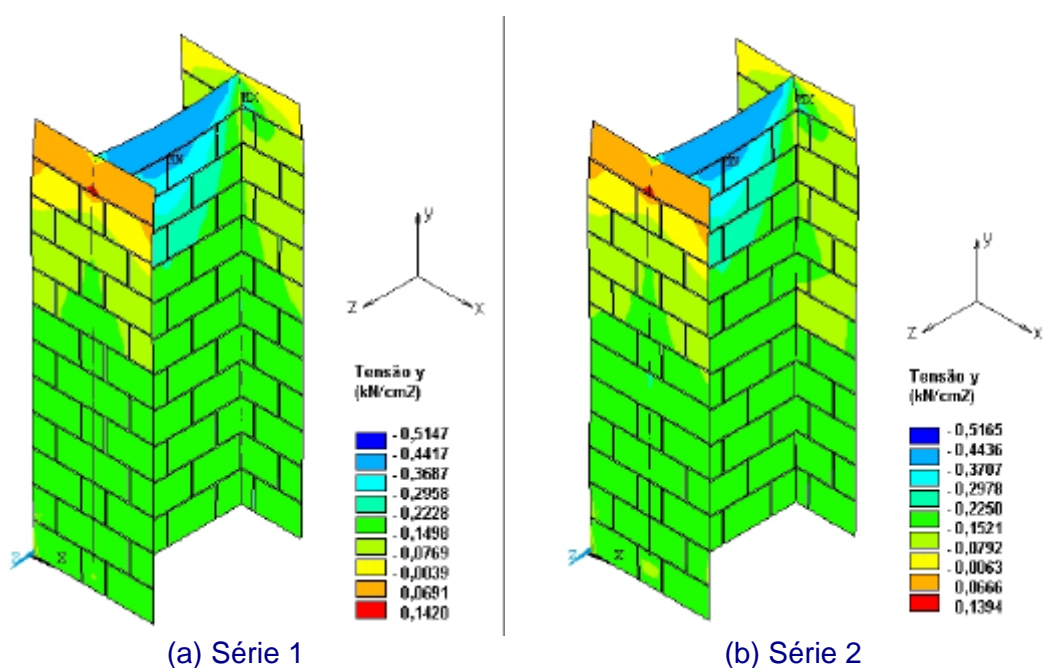


Figura 35 -Tensões normais verticais

Observa-se na figura 35 que a flange sofre flexão, estando a face interna mais comprimida que a externa, sendo que no trecho superior (2 últimas fiadas) chega a aparecer tração na face externa. Nota-se, também, que na parede central, na região de aplicação do carregamento, existe uma natural e esperada concentração de tensões de compressão.

A figura 36 apresenta a distribuição das tensões normais verticais da parede central (alma) e das flanges, ao longo da altura. Os valores correspondem a mesma linha vertical dos pontos instrumentados no ensaio. As tensões referentes às flanges foram tomadas em relação as suas faces externas, com o objetivo de observar o caso onde há as maiores diferenças de tensão

Nota-se na figura 36 uma pequena tensão de tração na região superior da flange e as altas tensões de compressão na parede central. Estas altas tensões de compressão correspondem à tensão de uma parede isolada com o mesmo comprimento da parede central, que equivale a uma tensão na área líquida de $0,44 \text{ kN/cm}^2$ para a força de 280 kN. Deste modo, é de se esperar que a ruptura do painel ocorra neste trecho superior, com uma força de ruptura equivalente à da parede isolada. Este resultado está de acordo com o obtido nos ensaios realizados por SINHA & HENDRY (1979), onde não houve ganho de resistência das paredes com flanges em relação às paredes isoladas devido a uma ruptura localizada da parede central.

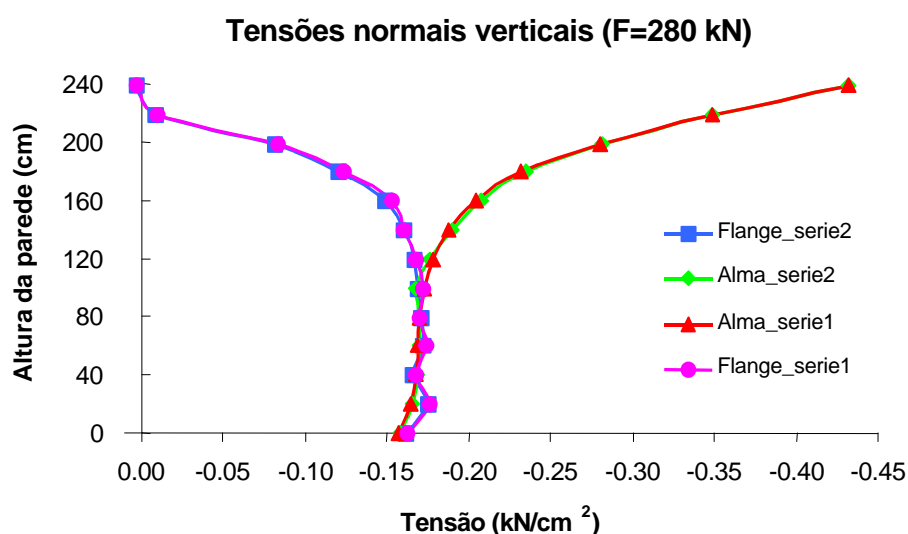


Figura 36 - Distribuição das tensões normais verticais

A medida que existe a interação das paredes, as diferenças das tensões vão diminuindo ao longo da altura do painel. Percebe-se claramente, através das figuras 35 e 36, que na metade inferior do painel existe a uniformização das tensões, o que corresponde a considerar que o painel funciona como um único grupo (vide item 2.2.2). Esse comportamento pode ser comprovado ao verificar que a tensão na área líquida no trecho inferior, obtida pela modelagem numérica (aproximadamente $0,16 \text{ kN/cm}^2$ - $1,6 \text{ MPa}$), é muito próxima com a calculada pelo processo de grupos isolados de paredes ($0,167 \text{ kN/cm}^2$ - $1,67 \text{ MPa}$).

4.2.5- Tensões de cisalhamento

As tensões de cisalhamento podem ser visualizadas nas figuras 37 (flanges) e 38 (parede central), estando também referidas à área de assentamento e a um carregamento vertical de 280 kN, como as anteriores.

Por estas figuras percebe-se que as tensões cisalhantes concentram-se na região da interseção, como era de se esperar. Novamente as maiores tensões ocorrem na região da cinta de amarração localizada na última fiada. Visualiza-se, na figura 39, que as maiores tensões nas flanges ocorrem na sua região interna. Nota-se também, tanto na figura 37 como na 38, que na região inferior do painel as tensões são praticamente nulas, indicando que toda a transferência de força da parede central para as flanges ocorre na metade superior do painel. Observa-se ainda, que as tensões de cisalhamento nas flanges são 50% menores que na

parede central. Isto ocorre porque a área resistente na flange é o dobro da resistente na parede central (vide figura 39).

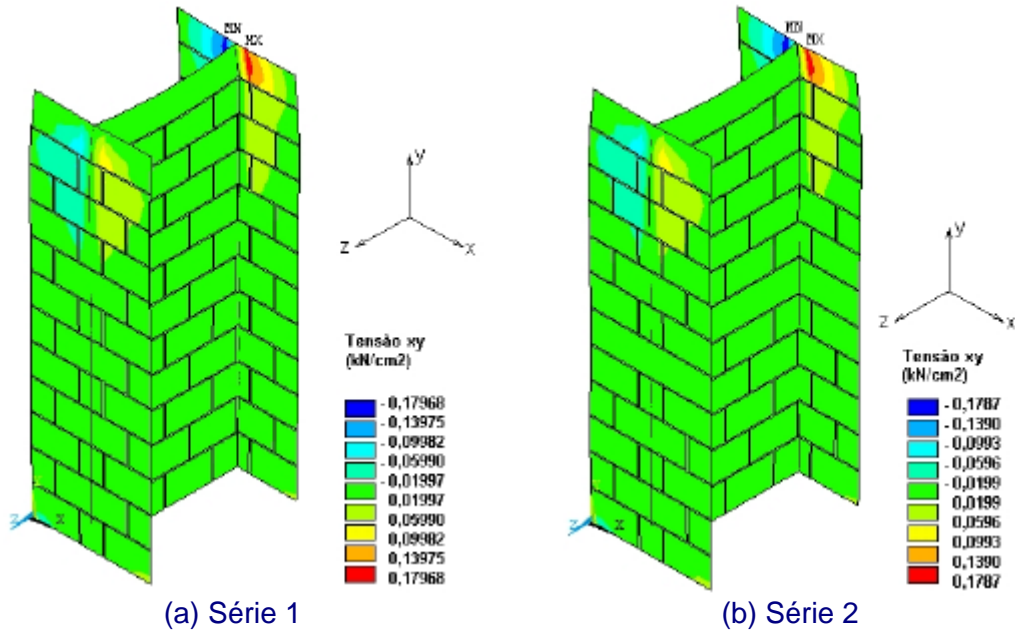


Figura 37 -Tensões de cisalhamento nas flanges

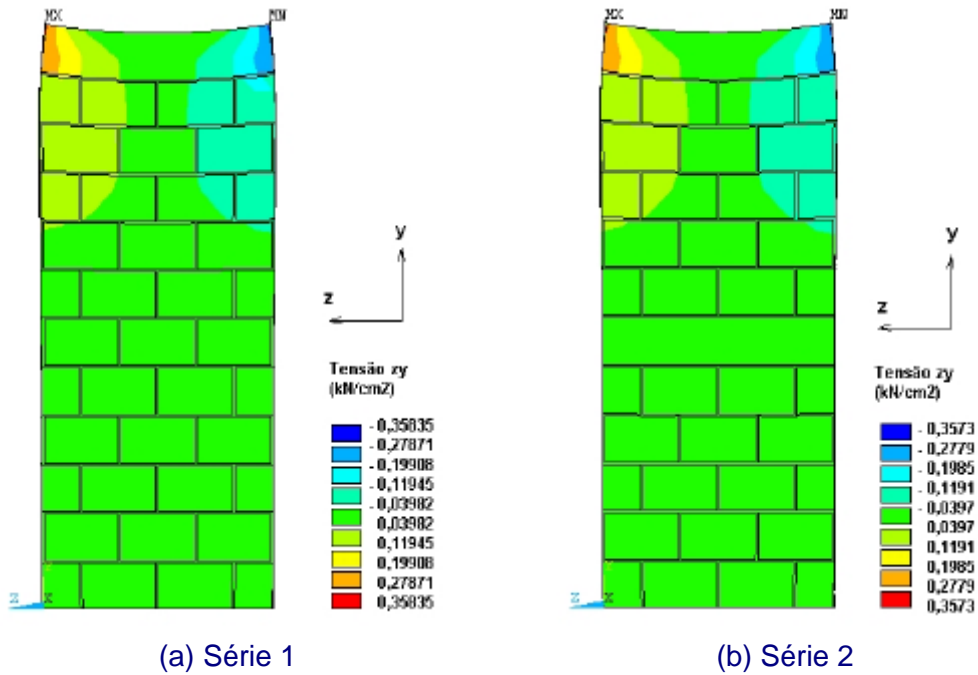


Figura 38 -Tensões de cisalhamento na parede central

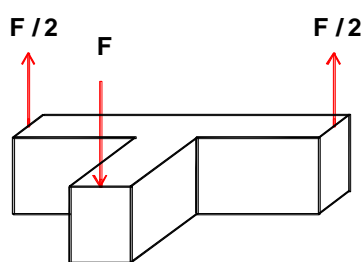


Figura 39 – Detalhe da interseção

A figura 40 tem como objetivo mostrar o comportamento das tensões cisalhantes na região instrumentada, bem como comparar os resultados das duas séries. Nota-se que na região superior ocorrem as máximas tensões, sendo que a partir da metade inferior essas tensões tendem a zero, havendo apenas uma perturbação na região próxima à base. O comportamento dos painéis das duas séries é praticamente o mesmo, diferenciando-se apenas a região localizada junto à cinta de amarração à meia altura, existente na série 2.

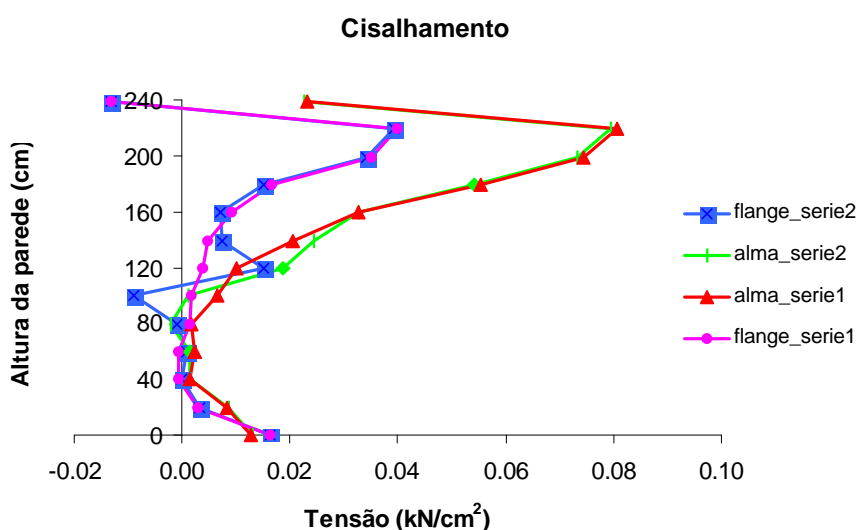


Figura 40 - Tensões cisalhantes na região instrumentada

Um outro dado obtido através do programa de elementos finitos ANSYS foi que a força transferida para cada flange foi de 88,9 kN para o carregamento total de 280 kN. Considerando um comportamento linear até a ruptura (carregamento igual a 460 kN), estima-se que cada flange absorveria 146 kN. Deste modo, adotando como área resistente o produto da altura da parede (240 cm) pela espessura real do bloco (14cm), pode-se avaliar uma tensão média de cisalhamento igual a 0,043 kN/cm² (0,43 MPa). Estando dentro do intervalo encontrado por SINHA & HENDRY (1979), que variou entre 0,35 a 0,68 MPa.

4.3 – Análise experimental

4.3.1- Resistência

De acordo com a análise numérica feita no item anterior, o comportamento das duas séries são praticamente iguais. Assim será feita uma análise considerando os painéis das duas séries como um único conjunto. Os valores das forças de ruptura, as tensões calculadas considerando a parede central como isolada e como grupo isolado para cada ensaio estão apresentados na tabela 20. São apresentados, também, na mesma tabela os valores médios e os coeficientes de variação.

Tabela 20 - Valores das forças de ruptura e tensões

Ensaio	$F_{ruptura}$ (kN)	Tensão parede isolada (MPa)	Tensão grupo isolado (MPa)
1.1	490	3,85	1,46
1.2	480	3,77	1,43
1.3	560	4,40	1,67
2.1	440	3,45	1,32
2.2	440	3,45	1,32
2.3	390	3,06	1,17
Média:	467	3,66	1,39
Coef. Var.	12,4%	12,40%	12,40%

A força de ruptura média, 467 kN, foi bem próxima da teórica prevista em 460 kN, tendo um coeficiente de variação aceitável (12,4%), em vista da pequena quantidade de ensaios. Este resultado está de acordo com o obtido por SINHA & HENDRY (1979), onde a força de ruptura de um painel "H" é igual à de uma parede isolada com o mesmo comprimento. Este resultado também está de acordo com os de MACHADO JR. et al (1999), pois ao se calcular a tensão como uma parede isolada (apenas a área da parede central) obtém-se a razão entre tensão da parede (f_{cpa}) e do bloco (f_b) igual a 0,33, valor igual ao do último trabalho citado.

Nota-se que os valores referentes à série 1 são maiores que os da série 2, no entanto, isto já era de se esperar, pois nos ensaios dos prismas de 2 e 3 blocos observou-se uma maior resistência dos prismas da série 1 em relação aos da série 2. Considerando-se as duas séries separadas, obtém-se para série 1 uma força média de 510 kN (11% superior à teórica) e para série 2 uma força média de 423 kN (9% inferior à teórica). A resistência média obtida na série 1 para o painel é

cerca de 20% maior que da série 2, para o prisma de 3 blocos é 24% maior e para o prisma de 2 blocos é 40% maior, indicando uma coerência dos resultados.

As forças correspondentes ao aparecimento das primeiras fissuras visíveis em cada ensaio e sua relação com a força de ruptura são apresentadas na tabela 21. Ressalta-se que a marcação de fissuras era realizada nos intervalos dos estágios, e portanto é um valor aproximado.

Tabela 21 - Valores das forças de fissuração e relações com as de ruptura

Ensaio	F _{fissuração} (kN)	F _{fiss.} / F _{rup.}
1.1	360	0,73
1.2	400	0,83
1.3	400	0,71
2.1	360	0,82
2.2	360	0,82
2.3	360	0,92
Média:	373	0,81

Estas primeiras fissuras ocorreram sempre na região superior do painel, próximas à região da interseção e geralmente inclinadas, tendendo a se aproximar das interfaces, indicando serem originadas por tensões de cisalhamento. Com a simulação numérica realizada no item 4.2.4 verificou-se que nesta região ocorrem as maiores tensões de cisalhamento, mostrando coerência entre o resultado experimental e o numérico.

4.3.2- Deformabilidade

O problema inicial para o estudo da deformabilidade do painel consiste na escolha do cálculo de tensão para a determinação do módulo de deformação da alvenaria. Inicialmente pode-se adotar a parede central isolada das flanges, ou todo o grupo isolado de paredes ou o procedimento de grupo de paredes com interação, o que levaria a um resultado intermediário com relação aos dois anteriores.

Optou por colocar as deformações e deslocamentos em função da tensão do grupo (procedimento do grupo isolado de paredes) por se verificar na simulação numérica que a partir da metade inferior há a uniformização das tensões e principalmente devido a ensaios preliminares realizados, que mostraram que as

leituras dos transdutores de deslocamento no trecho inferior do painel eram próximas, indicando esta uniformização. Esta opção gera uma distorção ao analisar-se o trecho superior do painel, já que a tensão atuante nesta região não é a uniformizada e também não é a tensão da parede isolada. É nesta região superior que ocorre a transferência do carregamento da parede central para as flanges, dificultando ou mesmo impossibilitando a determinação da tensão atuante. Ressalta-se, também, que a tensão do grupo é calculada em relação à área bruta.

Inicialmente determinaram-se os módulos de deformação dos painéis de alvenaria das duas séries considerando-se apenas a média das leituras realizadas no trecho inferior (flanges e parede central) e utilizando, como dito anteriormente, a tensão do grupo. Foram descartados os trechos do diagrama tensão x deformação nas regiões em que claramente se percebeu a perda da linearidade. A tabela 22 apresenta esses valores, bem como a média e o coeficiente de variação. Já a figura 41 apresenta um diagrama típico, onde se verifica facilmente a linearidade do fenômeno.

Tabela 22 - Valores de módulos de deformação

Ensaio	E (MPa)
1.1	5267
1.2	4976
1.3	5863
2.1	5488
2.2	5326
2.3	5274
Média:	5366
Coef. Var.	5,5%

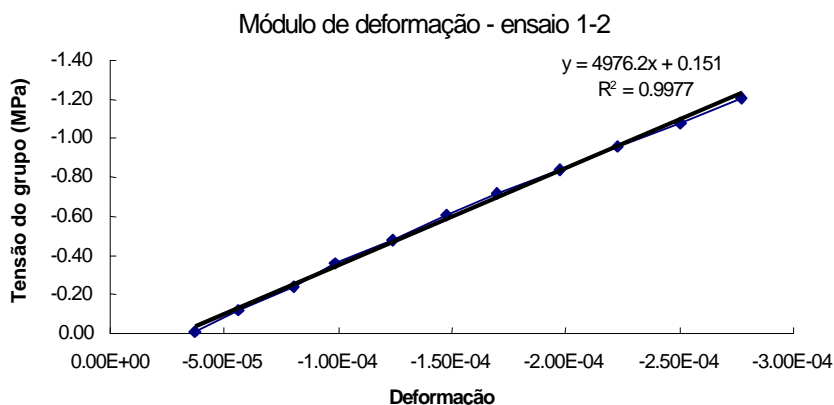


Figura 41- Diagrama típico de tensão x deformação

A razão entre módulo de deformação da alvenaria e a resistência do prisma de 2 blocos foi igual a 850 para a série 1 e 1200 para a série 2. Esta discrepância relaciona-se às resistências dos prismas das duas séries terem apresentado uma diferença razoável. Utilizando-se o valor médio dos prismas (5,4 MPa) das duas séries obtém-se uma relação igual a 995. Estes valores são próximos do valor indicado durante muitos anos pelo ACI 530-92 (1995), que é igual a 1000. Entretanto, são superiores ao apresentado na NBR 10.837 (1989), onde esta razão é estimada em 400. Ressalta-se que o valor utilizado na norma brasileira pode ser equivocado, já que foi uma adaptação de códigos americanos, que utilizam a resistência dos prismas em relação à área líquida. Assim, o valor mais coerente da razão entre o módulo de deformação e a resistência do prisma para a NBR 10.837 (1989) seria igual a 800, aproximando-se dos valores obtidos experimentalmente.

Entretanto, o módulo de deformação da alvenaria (5366 MPa) obtido foi maior que o módulo de deformação do bloco (4013 MPa), e também que o módulo de deformação obtido com os dados fornecidos pelos ensaios de paredes isoladas realizados por MACHADO Jr. et al (1999), que foi aproximadamente igual a 4300 MPa. Neste último caso a relação entre módulo de deformação da alvenaria e a resistência do prisma de 2 blocos foi igual a 680. Acredita-se que as diferenças de geometria dos painéis e a forma de instrumentação entre os dois ensaios tenham originado essa disparidade.

As figuras 42 e 43 apresentam uma visão geral do comportamento tensão - deformação de todos os pontos instrumentados. A numeração dos pontos é a mesma utilizada no item 3.4.4.

Percebe-se pela figura 42 que na série 1 há um comportamento linear com perda de linearidade alguns estágios de carregamento antes da ruptura, em média a 68% do valor de ruptura. Nota-se na figura 43 que na série 2 a perda de linearidade ocorre em uma etapa mais próxima da força de ruptura, em média a 82% desta. Entretanto, a força média para qual ocorre a teórica perda de linearidade é a mesma para as duas séries (347 kN). A tabela 23 apresenta a força que o painel perdeu a linearidade e a porcentagem em relação a força de ruptura.

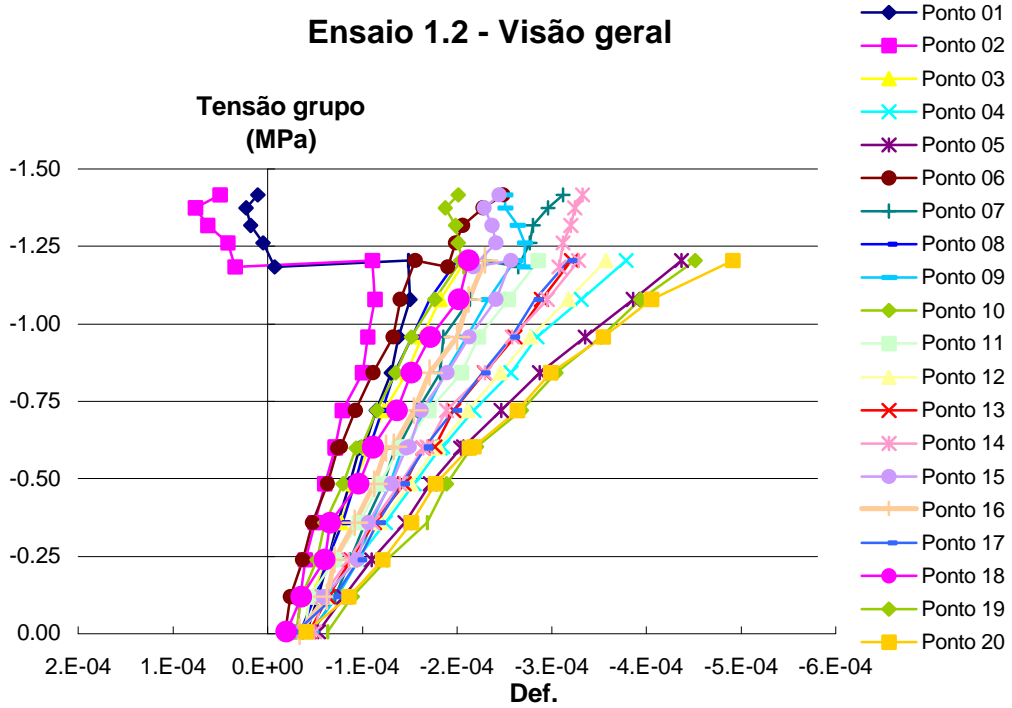


Figura 42 - Comportamento típico dos ensaios da série 1

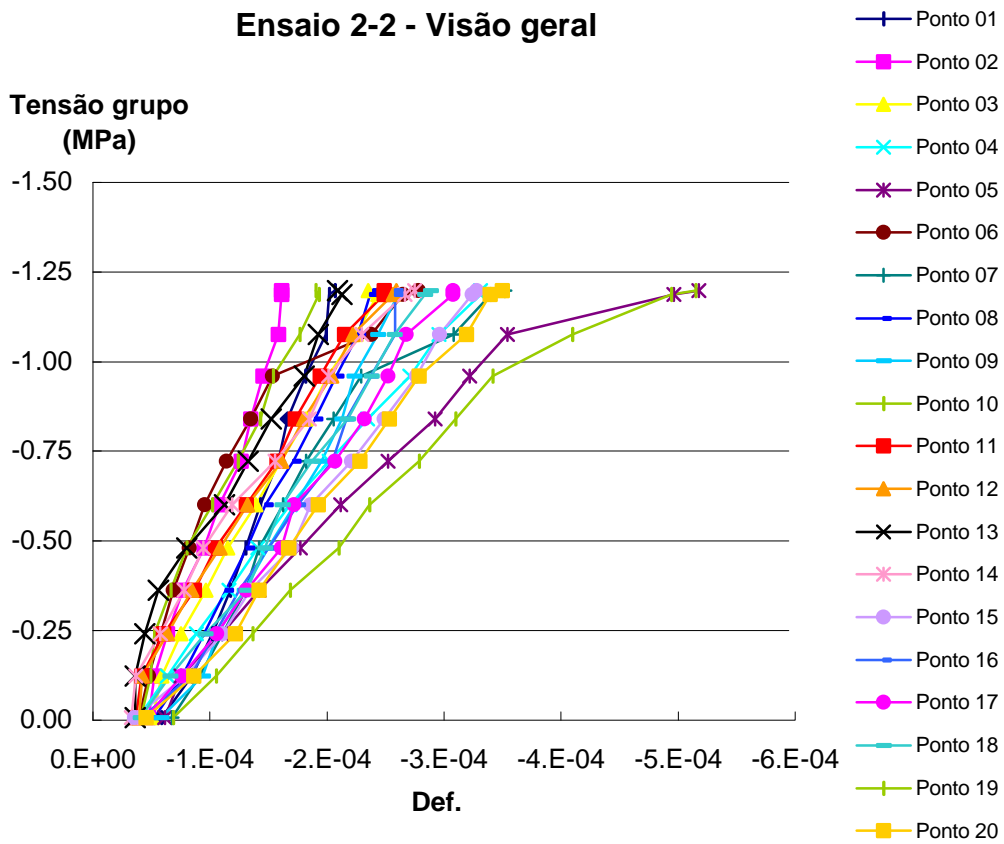


Figura 43 - Comportamento típico dos ensaios da série 2

Tabela 23 - Valores da perda de linearidade

Ensaio	F_{linear} (kN)	$F_{\text{linear}} / F_{\text{rup}}$
1.1	280	0,57
1.2	400	0,83
1.3	360	0,65
2.1	400	0,91
2.2	320	0,73
2.3	320	0,82
Média:	347	0,75

A perda de linearidade está associada ao aparecimento das fissuras. Em alguns casos (ensaios 1.1, 1.3, 2.2 e 2.3) as fissuras visíveis nas faces do painel apareceram apenas no estágio posterior ao da perda de linearidade, indicando uma fissuração interna. Já no ensaio 2.1 a primeira fissura aparente ocorreu no estágio anterior, mas em um grau que não provocou a perda de linearidade. Deve-se ressaltar que esta fase não-linear ocorre em média com uma força igual a 75% da força de ruptura, o mesmo valor recomendado por HENDRY et al (1981). Isto quer dizer que para carregamentos verticais em situação de serviço (aproximadamente 20% da força de ruptura) o comportamento da alvenaria pode ser considerado linear.

A perda da linearidade do painel de alvenaria também está associada à separação que ocorre no trecho superior devido ao aparecimento de fissuras na região da interseção. Este fenômeno foi melhor visualizado nos ensaios da série 1, pois houve um intervalo maior entre a perda da linearidade e a ruptura. A figura 44 apresenta um gráfico correspondente aos pontos de leituras localizados no trecho superior. Os pontos 1, 2, 3 e 8 estão relacionados à flange 1, os pontos 6 e 7 são referentes à flange 02 e os pontos 4, 5, 19 e 20 estão posicionados na parede central. Neste gráfico é nítido o momento em que a alvenaria deixa de se comportar como um material linear (vide pontos 06 e 19).

Na figura 44 observa-se que enquanto as leituras dos pontos 6 e 7 (flange 2) estavam diminuindo, chegando até mesmo a registrar alongamentos, as leituras dos pontos 19 e 20 (parede central) aumentavam a taxa de variação. Este efeito ocorre predominantemente em uma flange. Os alongamentos registrados indicam que a flange na região superior não está mais absorvendo parte do carregamento. Desse modo a parede central passa a absorver toda a parcela adicional de força, que faz com que a taxa de incremento das leituras aumente. Com esta análise

comprova-se o desligamento da flange 2 em relação à parede central. No caso dos ensaios da série 2 este comportamento não é tão nítido, pois a perda da linearidade e a ruptura são muito próximas.

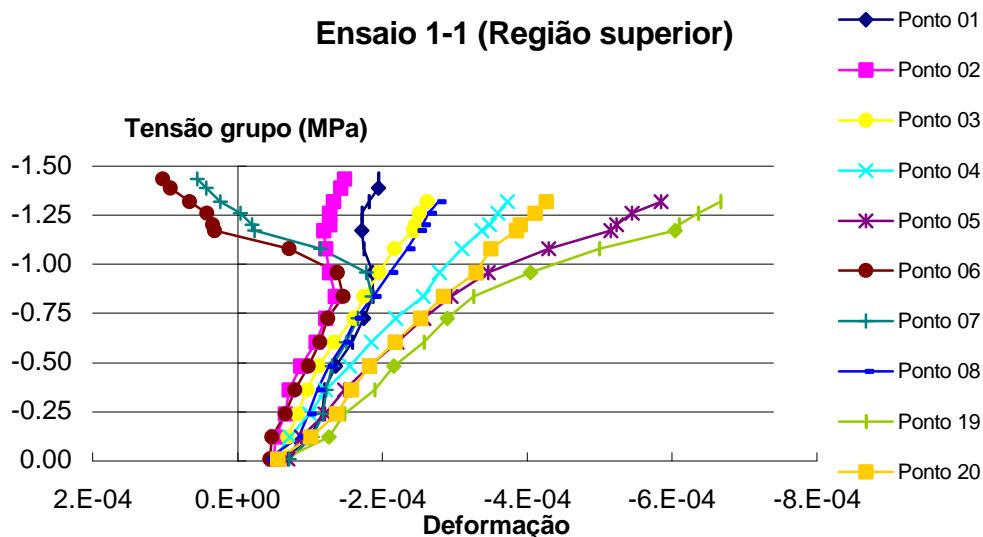


Figura 44 – Comportamento da região superior

Apesar da tensão do grupo não ser a mais indicada para determinação dos módulos de deformação, eles foram determinados para cada flange e para a parede central. Foi utilizada apenas a média dos pontos onde o diagrama tensão - deformação permanecia linear. Os resultados estão apresentados na tabela 24. Percebe-se que o valor calculado para a flange 1 é 36% maior que o módulo de deformação determinado para o painel (5366 MPa), o da flange 2 é 24% maior e o da parede central é 36% menor. Estes valores já eram esperados, pois a tensão que está atuando na flange é menor que a tensão do grupo, gerando um módulo de deformação aparente maior. Já na parede central a tensão real é maior que a do grupo, por isso o módulo de deformação foi estimado menor que o do painel.

Tabela 24 - Valores do módulo de deformação no trecho superior

Ensaio	Módulo de deformação (MPa)		
	Flange 1	Flange 2	Parede Central
1.1	7363	8073	3689
1.2	8904	7387	3129
1.3	7298	6119	3701
2.1	6316	5939	3046
2.2	7026	7154	3801
2.3	6972	5546	3318
Média:	7313	6703	3447

A figura 45 apresenta um diagrama típico tensão – deformação para a região superior do painel de alvenaria, verificando-se a linearidade.

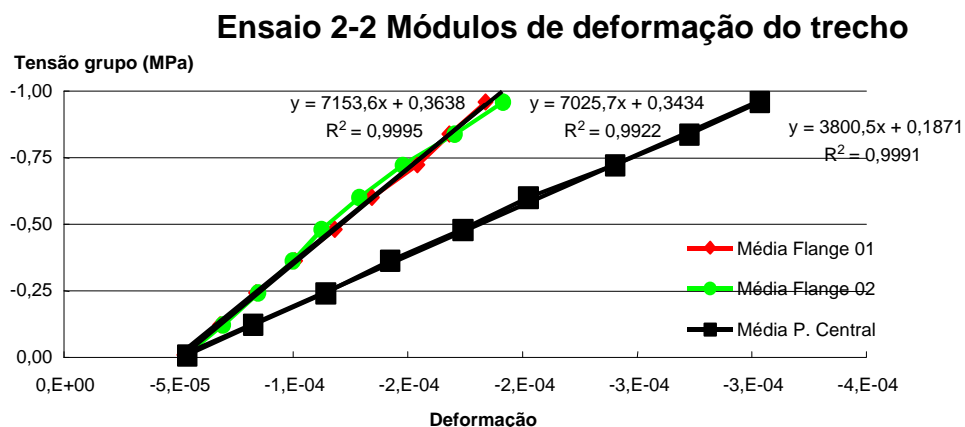


Figura 45 – Diagrama típico tensão - deformação do trecho superior

No trecho inferior também foram determinados os módulos de deformação, considerando a tensão do grupo. Foram consideradas apenas as médias de cada flange e da parede central enquanto ainda em regime linear. A tabela 25 apresenta esses resultados.

Tabela 25 - Valores do módulo de deformação no trecho inferior

Ensaio	Módulo de deformação (MPa)		
	Flange 1	Flange 2	Parede Central
1.1	7334	5082	4734
1.2	6289	4878	4584
1.3	6058	5167	6637
2.1	6534	5296	5234
2.2	6610	5130	5012
2.3	7015	4975	4946
Média:	6640	5088	5191

Analisando os valores apresentados na tabela 25 verifica-se que no trecho inferior existe a tendência de uniformização das tensões. Os módulos de deformação das três paredes (2 flanges e a parede central) convergem para um mesmo valor, sendo que geralmente o resultado de uma flange aproxima-se ao da parede central, enquanto que o da outra flange diferencia-se um pouco. Em relação à média, o módulo de deformação da flange 1 foi 24% maior que o determinado para o painel (5366 MPa), o da flange 2 foi 5% menor e o da parede central 3% menor.

Nota-se que os resultados da flange 1 sempre foram maiores que o da flange 2. Acredita-se que esta diferença ocorreu devido à maneira distinta de localização dos pontos instrumentados. Na flange 1, no trecho inferior, haviam transdutores apenas na face externa, enquanto que na flange 2 existiam transdutores nas duas faces. Na simulação numérica constatou-se uma pequena flexão nas flanges, fazendo com que as deformações nas faces externas fossem menores que nas faces internas. Deste modo, na flange 1 tem-se apenas a média das deformações da face externa, que por ser menor gera um módulo de deformação maior. Já na flange 2 tem-se a média das deformações nas duas faces, gerando um módulo de deformação mais próximo da realidade.

A figura 46 apresenta um diagrama tensão – deformação no trecho inferior, onde se percebe que o resultado de uma flange é praticamente igual ao da parede central, enquanto o da outra flange é um pouco maior. Este diagrama não deixa dúvidas em relação à uniformização das tensões.

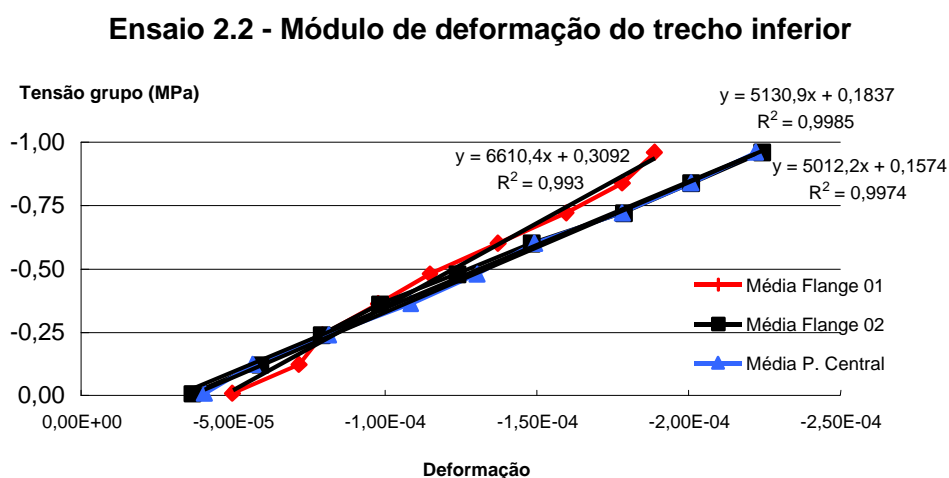


Figura 46 - Diagrama tensão – deformação típico do trecho inferior

4.3.3- Deslocamentos horizontais

Nos ensaios instrumentou-se os deslocamentos horizontais de uma flange (ponto 21) e da parede central (pontos 22 e 23), com a finalidade de observar a flexão da flange e controlar a excentricidade do carregamento na parede central. O ponto 22 tinha como objetivo determinar a ocorrência de um giro da cinta de respaldo em relação ao painel, fato este ocorrido em um dos ensaios preliminares. Não será feita uma análise detalhada devido serem parâmetros para controle e por

sua pequena magnitude (nenhum valor foi superior a 3 mm). A figura 47 apresenta um diagrama típico desses deslocamentos em todas as etapas de carregamento.

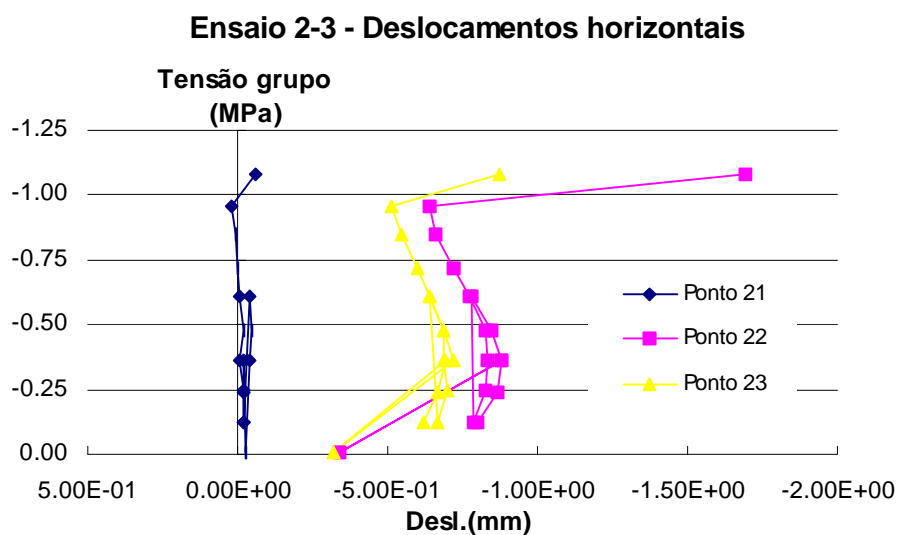


Figura 47 - Deslocamentos horizontais

4.3.4- Forma de ruptura

A ruptura dos painéis ocorreu por compressão na região superior da parede central, geralmente nos blocos da cinta de amarração ou logo abaixo. As fissuras iniciaram na parede central, em região próxima à interseção e abaixo da cinta de amarração da última fiada. Com o aumento do carregamento as fissuras se propagaram tanto para cima como para baixo, fazendo com que as flanges se separassem da parede central.

Na série 1 as fissuras ocorreram ao longo de toda a altura do painel (figura 48), enquanto que na série 2 a cinta de amarração a meia altura impediu a propagação destas fissuras para a metade inferior (figura 49).

Na demolição posterior ao ensaio verificou-se que mesmo onde os blocos da cinta de respaldo estavam rompidos, o graute continuava intacto, indicando que sua resistência era superior ao do material cerâmico.

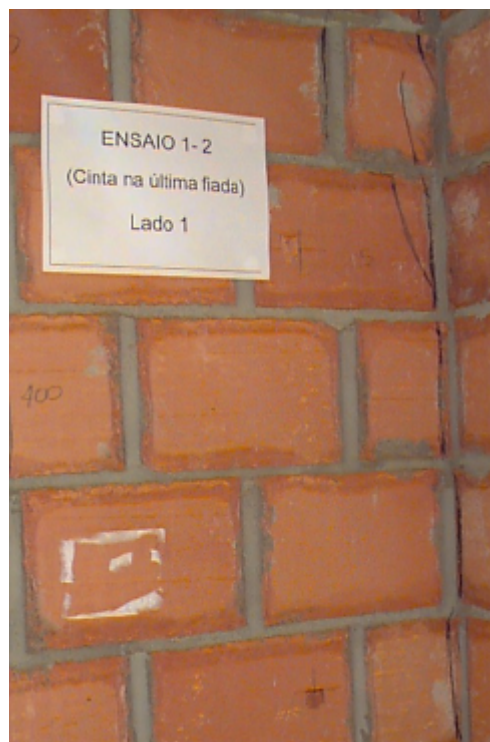


Figura 48 - Forma de ruptura da série 1



Figura 49 - Forma de ruptura da série 2

4.4 - Comparações entre as análises teóricas e experimentais

4.4.1- Comparação entre resultados numéricos e experimentais

O principal parâmetro de comparação entre os resultados da análise numérica e os resultados experimentais é o deslocamento vertical, medida instrumentada no ensaio. Para tanto, determinou-se os deslocamentos verticais através do programa de elementos finitos ANSYS 5.5 nos mesmos pontos instrumentados, que foram comparados com os respectivos valores médios obtidos no ensaio. A tabela 26 apresenta esses resultados, ressaltando-se que os valores da análise numérica tanto para série 1 como para série 2 são praticamente iguais. Assim foram escolhidos os valores da série 1 para a comparação.

Tabela 26 - Deslocamentos verticais numéricos e experimentais

	Trecho inferior			Trecho superior		
	Flange Δ (mm)	Alma Δ (mm)	Flange / Alma	Flange Δ (mm)	Alma Δ (mm)	Flange / Alma
Ensaio 1-1	-0,086	-0,096	0,896	-0,064	-0,132	0,489
Ensaio 1-2	-0,086	-0,099	0,867	-0,041	-0,136	0,299
Ensaio 1-3	-0,086	-0,069	1,242	-0,070	-0,123	0,567
Ensaio 2-1	-0,084	-0,087	0,962	-0,078	-0,150	0,522
Ensaio 2-2	-0,087	-0,091	0,951	-0,066	-0,125	0,530
Ensaio 2-3	-0,088	-0,095	0,932	-0,075	-0,144	0,517
Média	-0,086	-0,090	0,975	-0,066	-0,135	0,487
Coef. Var.	-1,6%	-11,9%	13,9%	-20,2%	-7,9%	19,60
ANSYS	-0,119	-0,119	1,000	-0,096	-0,154	0,622
Média/ ANSYS	72,6%	75,5%	97,5%	68,6%	87,8%	78,3%

Por estes valores, verifica-se que existe uma correlação muito boa entre o comportamento do painel nas análises numérica e experimental. Na análise numérica obteve-se que os deslocamentos verticais nas flanges e na alma (parede central) são iguais no trecho inferior do painel. Sendo que os resultados dos ensaios comprovaram este comportamento, a razão média entre os deslocamentos nas flanges e na parede central foi igual a 0,975. Já em relação ao trecho superior, os deslocamentos verticais nas flanges obtidos numericamente são cerca 62,2% dos deslocamentos na parede central (alma), enquanto que nos ensaios obteve-se uma relação de 48,7% para estes deslocamentos.

Os valores dos deslocamentos verticais só não foram mais próximos devido às diferenças no módulo de deformação entre a análise numérica e o experimental. Nos ensaios obteve-se um módulo de deformação médio para alvenaria igual a 5366 MPa (em relação à área bruta). Na análise numérica os dados utilizados foram os módulos de deformação obtidos para o bloco e para a argamassa de assentamento. Para estimar um valor equivalente para o módulo de deformação da alvenaria utilizou-se o procedimento proposto por PANDE et al (1989) obtendo-se 4122 MPa (em relação a área bruta). Deste modo, o valor utilizado na análise numérica é 77% do módulo de deformação encontrado através dos ensaios. A tabela 27 apresenta os valores dos deslocamentos verticais obtidos numericamente corrigidos para o módulo de deformação obtido na análise experimental.

Tabela 27 - Deslocamentos verticais numéricos corrigidos e experimentais

	Trecho inferior			Trecho superior		
	Flange Δ (mm)	Alma Δ (mm)	Flange / Alma	Flange Δ (mm)	Alma Δ (mm)	Flange / Alma
Ensaio 1-1	-0,086	-0,096	0,896	-0,064	-0,132	0,489
Ensaio 1-2	-0,086	-0,099	0,867	-0,041	-0,136	0,299
Ensaio 1-3	-0,086	-0,069	1,242	-0,070	-0,123	0,567
Ensaio 2-1	-0,084	-0,087	0,962	-0,078	-0,150	0,522
Ensaio 2-2	-0,087	-0,091	0,951	-0,066	-0,125	0,530
Ensaio 2-3	-0,088	-0,095	0,932	-0,075	-0,144	0,517
Média	-0,086	-0,090	0,975	-0,066	-0,135	0,487
Coef. Var.	-1,6%	-11,9%	13,9%	-20,2%	-7,9%	19,60
ANSYS	-0,092	-0,092	1,000	-0,074	-0,119	0,622
Média/ ANSYS	94,1%	97,8%	97,5%	88,8%	113,8%	78,3%

Observa-se nesta tabela 27 que com a correção do módulo de deformação obteve-se uma ótima correlação dos valores dos deslocamentos verticais obtidos numericamente e experimentalmente. Isto indica a possível necessidade de melhorar os procedimentos para o modo de determinação dos módulos de deformação dos blocos e da argamassa de assentamento. Tal fato merecerá uma maior investigação em trabalho futuro.

O deslocamento horizontal da flange, medido através do ponto 21 da instrumentação, também apresentou resultados compatíveis entre a análise numérica e a experimental. Os deslocamentos foram no mesmo sentido e na mesma ordem de grandeza (décimos de milímetro). Entretanto, não será feita aqui

uma comparação de valores devido ao fato do transdutor de deslocamento utilizado (base de 50mm) não ter sensibilidade adequada para deslocamentos dessa grandeza.

Com relação às tensões normais verticais pode-se comentar apenas sobre o comportamento. Comprovou-se nos ensaios a uniformização das tensões no trecho inferior do painel, também observada na análise numérica. Observou-se, também, na parede central no trecho superior maiores deformações, indicando maiores tensões que as atuantes na flange.

As primeiras fissuras aconteceram nas regiões onde as tensões normais horizontais calculadas na análise numérica eram de tração, o que é coerente, pois a tração lateral diminui a capacidade resistente. As fissuras também estavam localizadas na região onde havia as maiores tensões cisalhantes, ou seja, a região próxima da interseção.

Pode-se concluir por estas comparações que a análise numérica é uma poderosa ferramenta para avaliar o comportamento da alvenaria, podendo ser utilizada para analisar modelos que seriam inviáveis economicamente. Nos ensaios também verificou-se o comportamento linear da alvenaria até 75 % da força de ruptura, mesmo valor indicado por HENDRY et al (1981). Este fato mostra que a análise linear, neste caso, é satisfatória.

4.4.2- Comparação entre a força de ruptura considerando o efeito de enrijecimento e o valor experimental

Inicialmente calcula-se o efeito de enrijecimento segundo a NBR 10837 (1989) e a BS 5628 (1978), os procedimentos utilizados estão apresentados nos itens 2.3.2 e 2.3.3. Na figura 50 estão todos os dados necessários para o cálculo. Os ganhos de resistência segundo estas duas normas estão apresentados na tabela 28.

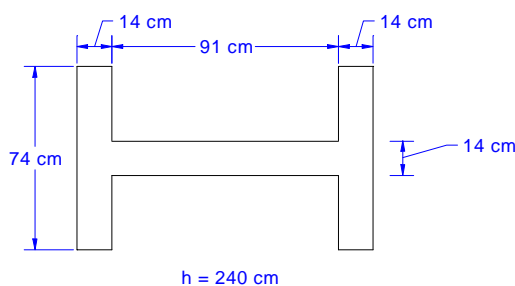


Figura 50 - Dados do painel ensaiado

Tabela 28 - Valores de ganho de resistência

	Parede não enrijecida	Parede Enrijecida	Ganho de resistência
NBR 10837	$P_{adm} = 0,184 \cdot f_p \cdot A$	$P_{adm} = 0,197 \cdot f_p \cdot A$	7 %
BS 5628	$P = 0,794 \cdot t \cdot f_k / \gamma_m$	$P = 1,000 \cdot t \cdot f_k / \gamma_m$	26 %

Como foi visto no exemplo realizado no 2.3.4 a BS 5628 (1978) indica um ganho de resistência maior que a NBR 10837 (1989). No caso do painel ensaiado a norma inglesa permite um acréscimo de resistência igual a 26%, enquanto a norma brasileira permite um ganho de apenas 7%.

Ao analisar-se os resultados experimentais vimos que a força de ruptura média (467 kN) é praticamente idêntica a força de ruptura de uma parede isolada (460kN), exatamente como SINHA & HENDRY (1979) observaram em seus ensaios. Entretanto, como foi dito anteriormente, deve-se ressaltar que as condições dos ensaios não representam bem a situação de um painel em um edifício de múltiplos andares. Nos ensaios o carregamento total é aplicado em um único pavimento, provocando uma grande concentração de tensão, o que pode levar a uma ruptura localizada do painel.

5.1 – Generalidades

Como foi visto no capítulo 4, a análise numérica representou bem o comportamento do painel ensaiado. Com base nisso, neste capítulo 5 serão feitas algumas extrapolções numéricas, variando-se as dimensões dos painéis. Estas extrapolções permitirão analisar situações que muitas vezes seriam inviáveis de serem ensaiadas em laboratório ou in loco.

Apesar de utilizar os mesmos dados e procedimentos na modelagem em elementos finitos realizada no item 4.2 será apresentado um resumo destes no item 5.2.

Inicialmente no item 5.3 será analisada a influência da presença de mais de um pavimento na simulação numérica. Assim, ao invés de aplicar o carregamento total no topo de um painel, o carregamento será dividido de acordo com o número de pavimentos simulados. Este é um procedimento que melhor representa o que ocorre em um edifício.

No item 5.4 serão simulados painéis com diferentes proporções entre as flanges e a parede central com o intuito de se determinar as variações das taxas de interação.

5.2 – Modelagem em elementos finitos

Para a modelagem em elementos finitos discretizou-se as paredes, simulando os blocos, as juntas de argamassa e as cintas de amarração. Ressalta-se que em relação ao bloco utilizou-se o módulo de deformação em relação à

área líquida (cerca de 50 % da área bruta. O programa de elementos finitos utilizados foi o ANSYS 5.5.

Fez-se apenas a análise linear do problema, sendo que o elemento utilizado na modelagem foi o SHELL 63 (elemento de casca para análise linear). Detalhes do elemento, forma de restrição e discretização já foram descritos anteriormente no item 4.2.1.

O carregamento foi aplicado apenas na região entre as flanges em forma de uma força distribuída por unidade de comprimento, variando-se o valor de acordo com o exemplo. A tabela 29 apresenta os valores adotados na modelagem.

Tabela 29- Valores utilizados na modelagem

E_{bloco}^1	802,6 kN/cm ²
V_{bloco}	0,25
$E_{\text{argamassa}}$	1090 kN/cm ²
$V_{\text{argamassa}}$	0,20
E_{graute}	3000 kN/cm ²
V_{graute}	0,20
Espessura do elemento	7 cm

Nota : 1- em relação a área líquida

5.3 – Múltiplos pavimentos

5.3.1- Análise considerando 2 pavimentos

Serão analisados dois painéis com as mesmas dimensões dos painéis da série 1 e da série 2, com exceção da altura. Neste caso o painel de alvenaria terá o dobro da altura (4,8 m) para simular dois pavimentos. O carregamento total aplicado é 280 kN, o mesmo utilizado na análise numérica realizada no item 4.2. Este carregamento é constituído por uma força distribuída por unidade de comprimento e está aplicado apenas na parede central (ou alma), metade a 2,4m de altura (1º pavimento) e a outra metade a 4,8m de altura (2º pavimento).

Percebe-se na figura 51 que os deslocamentos verticais dos pontos de dois pavimentos das duas séries são bastante próximos e que possuem a tendência de uniformização já observada na análise de um pavimento (item 4.2.2). As maiores diferenças de deslocamentos entre a parede central (alma) e as flanges ocorrem na região superior do 2º pavimento, já no 1º pavimento as diferenças não são tão

grandes, devido a parte do carregamento aplicado no 2º pavimento já ter se transferido para as flanges.

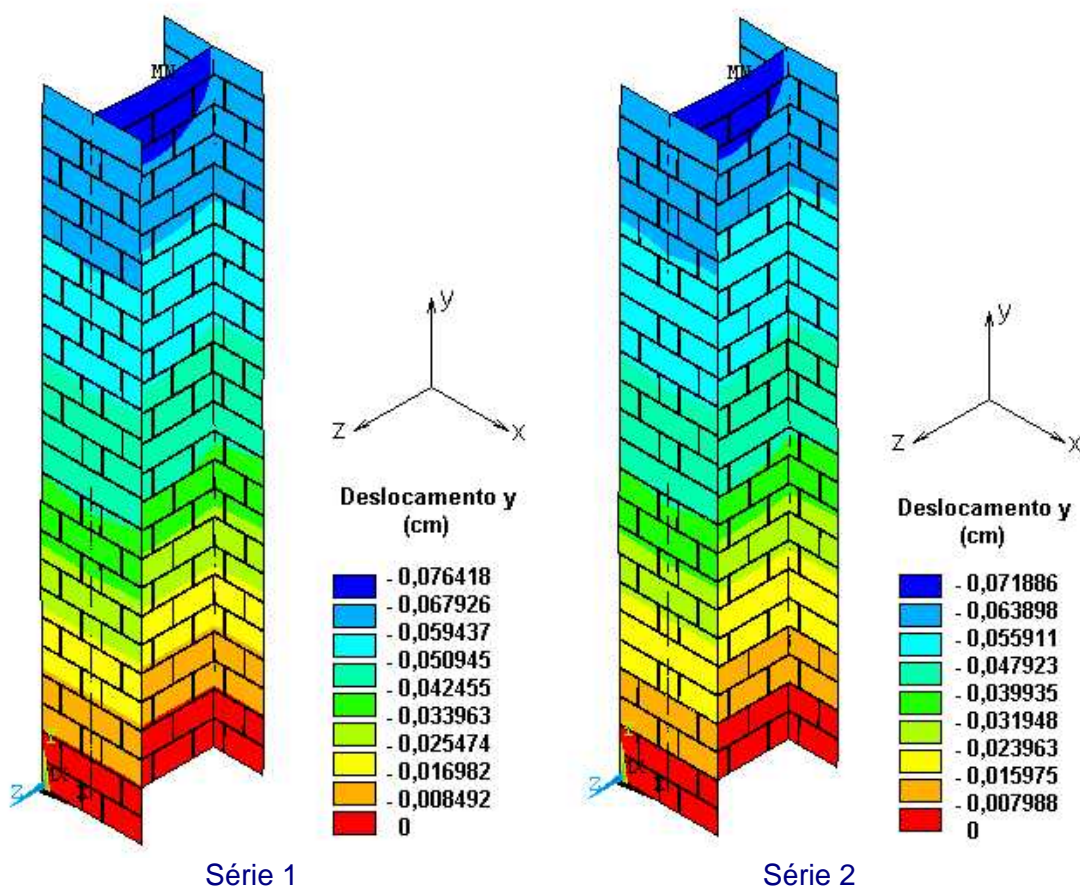


Figura 51 – Deslocamentos verticais para 2 pavimentos

Na figura 52 são melhor visualizadas as diferenças dos deslocamentos verticais das flanges e da parede central (alma) entre as duas séries e a consideração de um ou dois pavimentos. Os valores correspondem à mesma linha vertical onde estavam posicionados os instrumentos de medição no ensaio realizado para um pavimento.

Nesta figura 52 percebe-se a similaridade entre o comportamento da série 1 e o da série 2. Apenas nas regiões das cintas intermediárias existem algumas diferenças. Os deslocamentos da série 2 são um pouco menores que os da série 1 devido à presença das cintas a meia altura, que aumentam a rigidez do painel. Nota-se, também, que as diferenças de deslocamentos verticais entre a parede central (alma) e as flanges no caso de dois pavimentos é bem menor que no caso

de um único pavimento, isto se deve ao fato do carregamento ser aplicado em dois níveis e de já existir transferência de forças para as flanges no 2º pavimento.

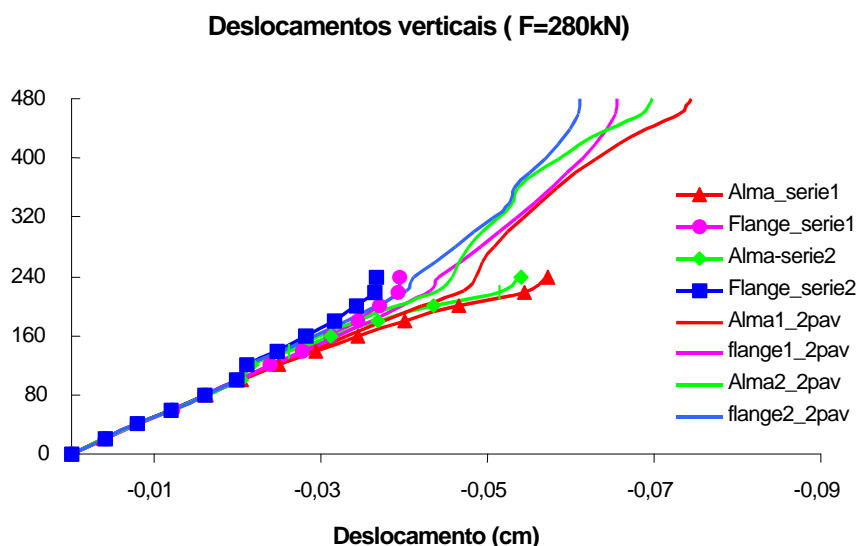


Figura 52 - Gráfico dos deslocamentos verticais para 2 pavimentos

Com relação à distribuição das tensões normais verticais, que estão referidas à área líquida, percebe-se na figura 53 que nas regiões superiores do 1º e do 2º pavimentos existem concentrações de tensão devidas à aplicação do carregamento. Entretanto, já no 2º pavimento existe a tendência de uniformização das tensões, devido à interação das paredes, o mesmo fato ocorrendo no 1º pavimento. Ao comparar os valores e o comportamento da série 1 e da série 2 não se verificam grandes diferenças, mesmo fato ocorrido no item 4.2.4 em que se analisava apenas um pavimento. Nota-se, também, que as flanges sofrem uma pequena flexão, já que suas faces internas estão mais comprimidas que as externas.

O gráfico da figura 54 apresenta os valores das tensões normais verticais ao longo da altura das paredes, referente aos pontos instrumentados nos ensaios das séries 1 e 2. Nota-se a sobreposição das curvas das tensões verticais referentes às duas séries, indicando que neste caso as cintas intermediárias praticamente não têm influência. Também fica evidente neste gráfico a redução na máxima tensão ao dividir o carregamento em dois pavimentos. Esta redução de cerca de 50% é devida à transferência ocorrida no 2º pavimento de parte do carregamento aplicado na parede central para as flanges. Assim a parede central do 1º pavimento suporta uma compressão menor que no caso do carregamento

aplicado em um único nível, onde a compressão no topo é a própria força total aplicada.

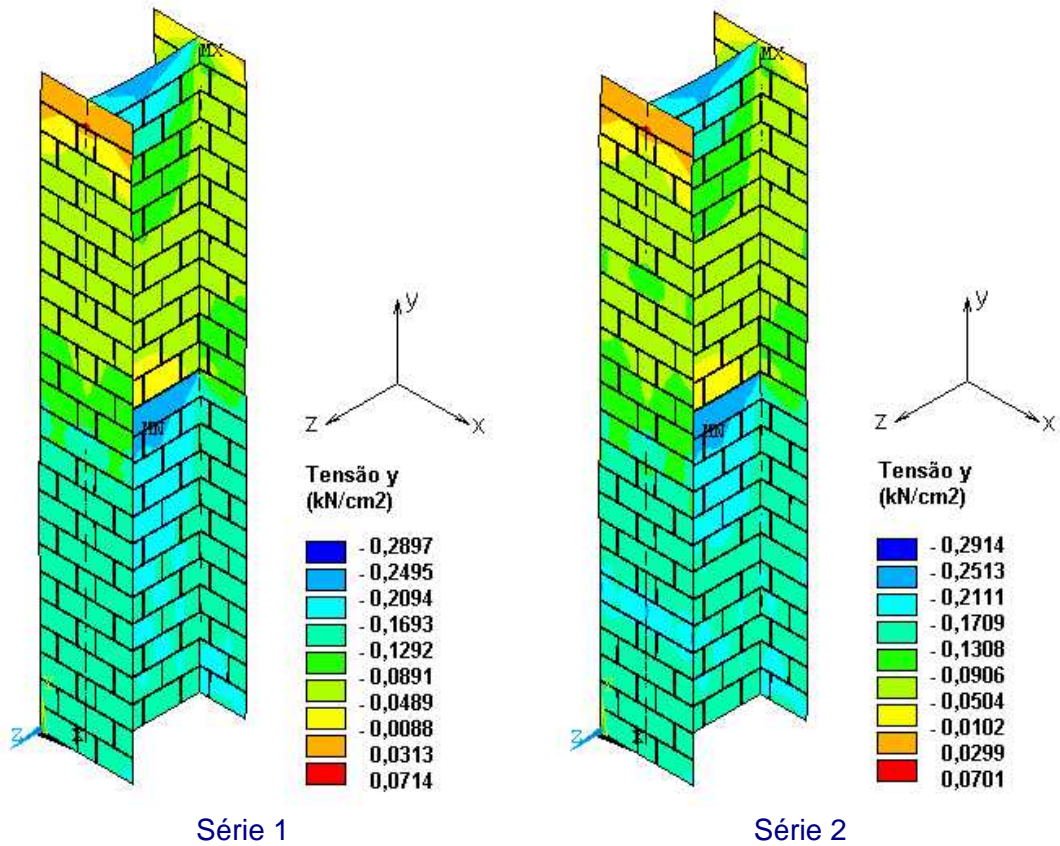


Figura 53 – Tensões normais verticais para 2 pavimentos

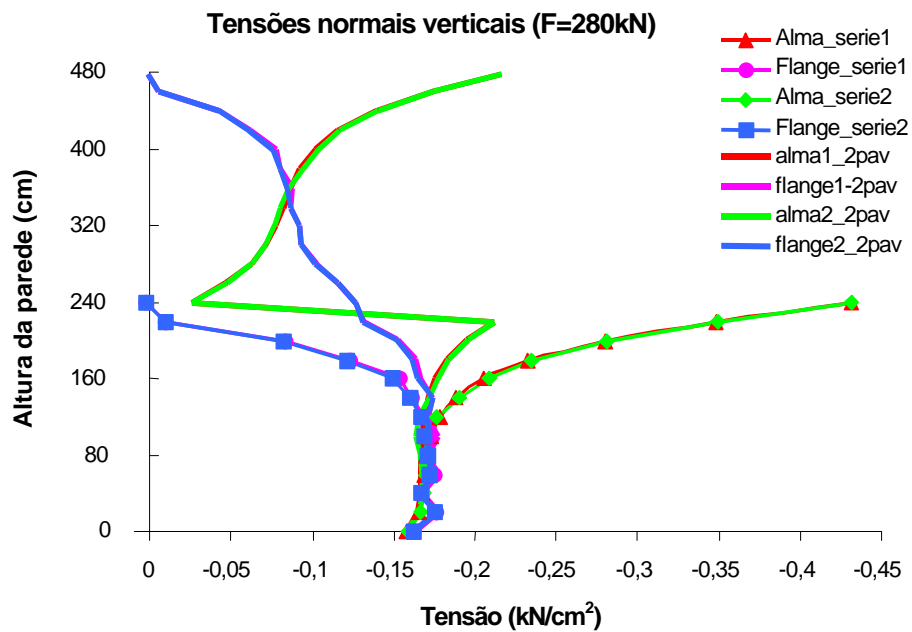


Figura 54 – Comparação das tensões normais verticais para 2 pavimentos

Nesta mesma figura 54 percebe-se que no 2º pavimento existe a tendência de uniformização das tensões a partir da meia altura desse pavimento, que só não ocorre devido a um desvio na trajetória de tensões, semelhante a um efeito arco, que concentra parte das tensões nas flanges. Já no 1º pavimento percebe-se que as diferenças de tensões entre as flanges e a parede central são bem menores que no caso de um único pavimento, sendo que a uniformização das tensões ocorre um pouco antes.

As figuras 55 e 56 apresentam a distribuição das tensões de cisalhamento (referentes à área líquida) na parede central e nas flanges, respectivamente, tanto para série 1 como para série 2. As diferenças de resultados entre as duas séries são novamente mínimas. Verifica-se que na maior parte dos painéis de alvenaria as tensões cisalhantes são praticamente nulas. As maiores concentrações de tensão ocorrem na interseção das paredes na região superior do 2º pavimento, havendo uma nova concentração na região superior do 1º pavimento. Como estas tensões de cisalhamento indicam a transferência do carregamento da parede central para as flanges percebe-se que esta transferência ocorre na metade superior do 2º pavimento, no trecho superior do 1º pavimento e parte da região inferior do 2º pavimento, onde há o desvio na trajetória de tensões verticais.

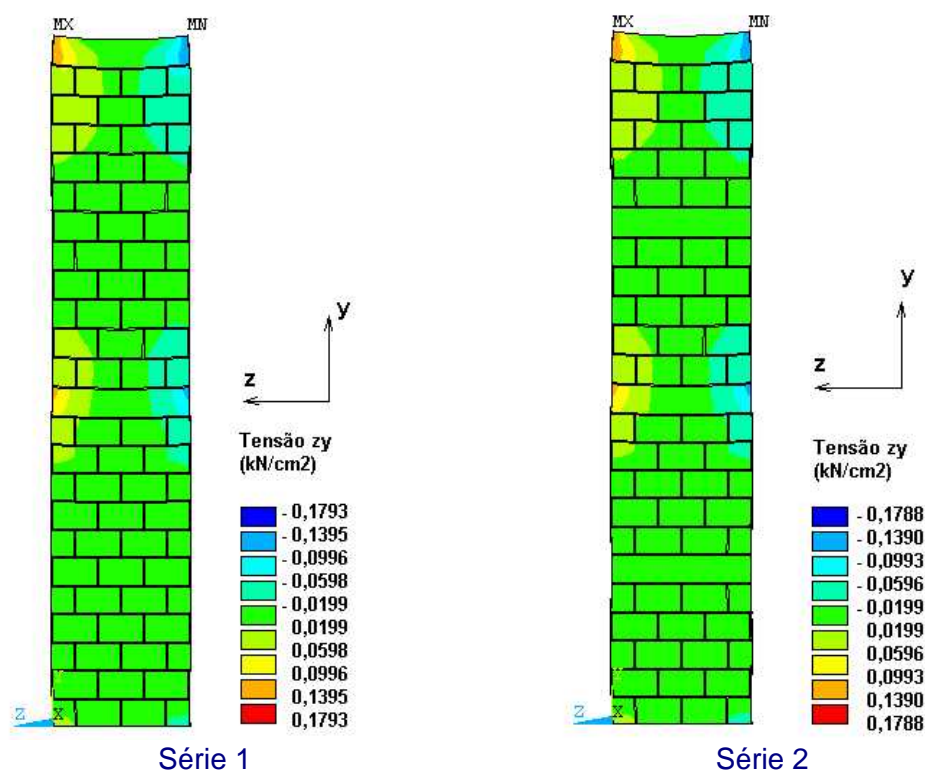


Figura 55 – Tensões de cisalhamento na parede central para 2 pavimentos

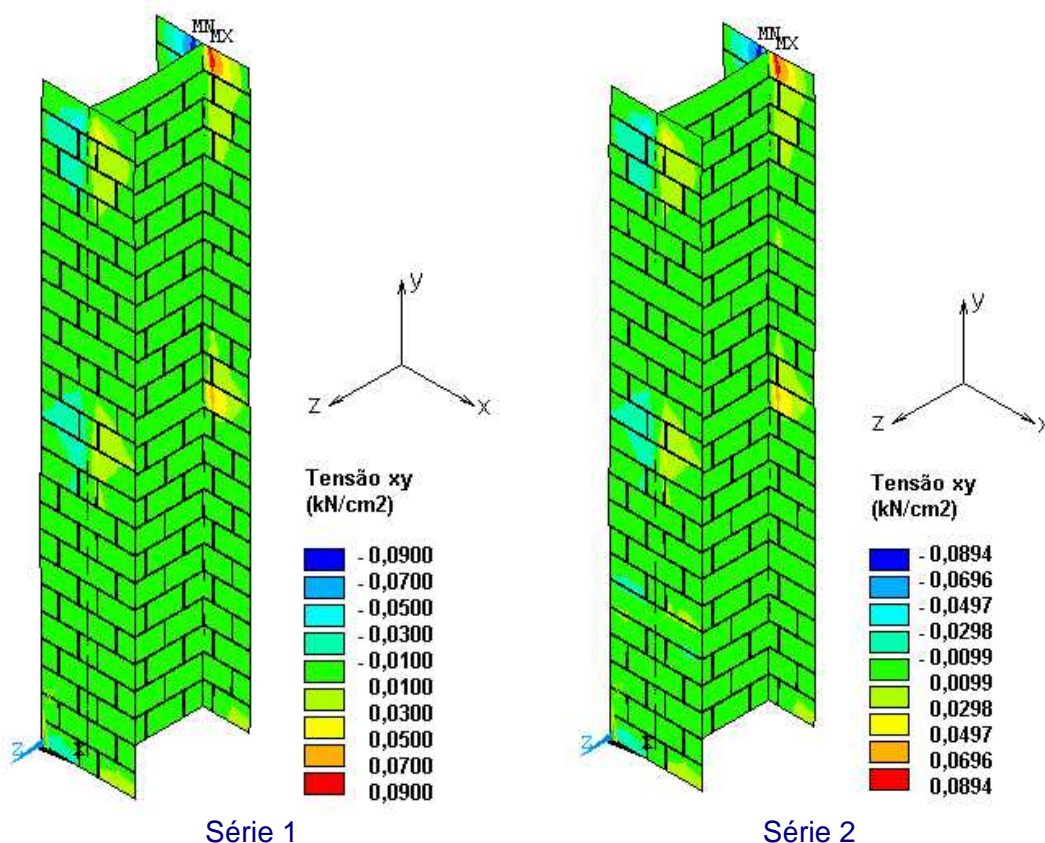


Figura 56 – Tensões de cisalhamento nas flanges para 2 pavimentos

Ao se comparar os valores apresentados nas figuras 55 e 56 observa-se que as tensões de cisalhamento das flanges são 50% menores que da parede central. Como já foi dito no item 4.2.4, isto ocorre devido cada metade da flange absorver 50% da força transferida (vide figura 39). Nota-se, também, que nas flanges as tensões de cisalhamento na região interna são maiores que na região externa, indicando uma excentricidade na transferência do carregamento.

No gráfico apresentado na figura 57 comparam-se as tensões de cisalhamento da análise de um único pavimento com a de dois pavimentos, considerando-se as séries 1 e 2. Os valores representados referem-se à mesma linha vertical onde foram posicionados os instrumentos de medição. Percebe-se que tal como nas tensões normais verticais as tensões cisalhantes máximas reduziram cerca de 50%, devido à aplicação de metade do carregamento em cada pavimento.

Mesmo fazendo a aplicação do carregamento em dois pavimentos, a parcela de força transferida para as flanges foi praticamente a mesma, cerca de 90 kN para cada flange no 1º pavimento. No caso de dois pavimentos é difícil definir

em qual comprimento se dá esta transferência de cargas, impossibilitando o cálculo de uma tensão cisalhante média.

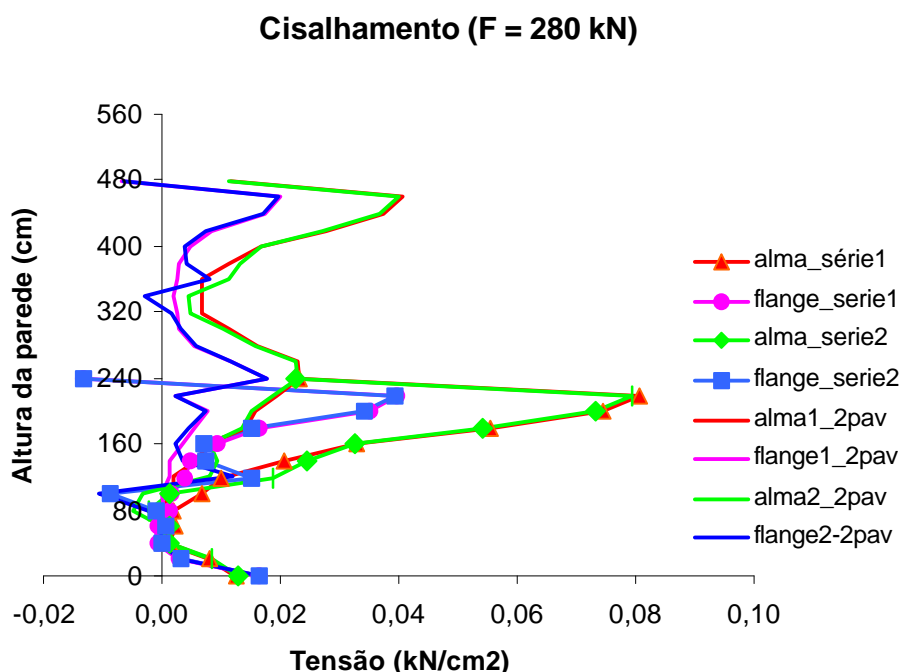


Figura 57 – Comparação das tensões cisalhantes para 2 pavimentos

5.3.2- Análise considerando 3 pavimentos

Neste item será feita a análise numérica de um painel correspondente à série 1 (apenas com cintas de respaldo) com altura correspondente a três pavimentos (7,2 m). Não se fez uma análise considerando um painel com cintas intermediárias (série 2) porque as diferenças entre as duas séries obtidas nas simulações realizadas nos itens 4.2 e 5.3.1 foram pouco significativas. O carregamento total foi de 280 kN, o mesmo utilizado nos itens 4.2 e 5.3.1. No entanto foi dividido em três parcelas iguais. Cada parcela foi aplicada como uma força por unidade de comprimento na região superior da parede central de cada pavimento.

Os deslocamentos verticais deste painel com 3 pavimentos podem ser visualizados na figura 58. Percebe-se uma maior uniformização dos deslocamentos nas flanges e na parede central, não havendo grandes diferenças como as ocorridas na análise de um único pavimento.

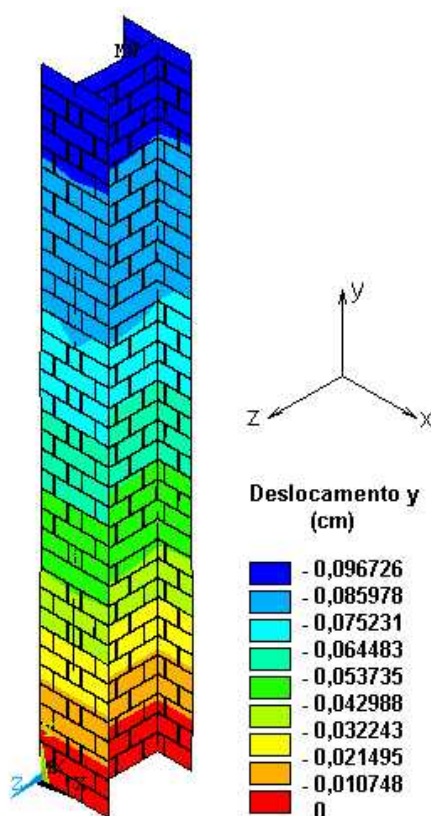


Figura 58 – Deslocamentos verticais para 3 pavimentos

Para fazer uma melhor comparação deste painel de 3 pavimentos, com os painéis de 2 e 1 pavimentos, construiu-se um gráfico dos deslocamentos verticais nestes três painéis (figura 59), referentes aos pontos instrumentados no ensaio do painel de alvenaria com um único pavimento. Observa-se neste gráfico que as diferenças de deslocamentos pontos das flanges e da parede central (alma), no caso de 3 pavimentos é menor que no caso de 2, e muito menor que no caso de um único pavimento. Percebe-se que na maior parte do painel de 3 pavimentos existe a igualdade dos deslocamentos. Esta maior uniformização deve-se ao fato de se aplicar o carregamento em parcelas menores e em níveis diferentes. Assim a transferência de forças ocorre desde o 3º pavimento, diminuindo as diferenças entre flanges e parede central nos níveis abaixo.

A distribuição das tensões verticais ao longo dos 3 pavimentos, em relação à área líquida, está representada na figura 60. Como nos casos anteriores, na região superior de cada pavimento existe uma concentração de tensão na parede central. Observa-se que existe a tendência de uniformização das tensões desde o 3º pavimento. A redução da tensão máxima em relação ao painel de dois pavimentos foi de 10%, bem menor que a redução de 50% obtida na comparação

dos painéis de 1 e 2 pavimentos. Isto se deve à menor diferença entre as parcelas de carregamento no caso de 2 e 3 níveis.

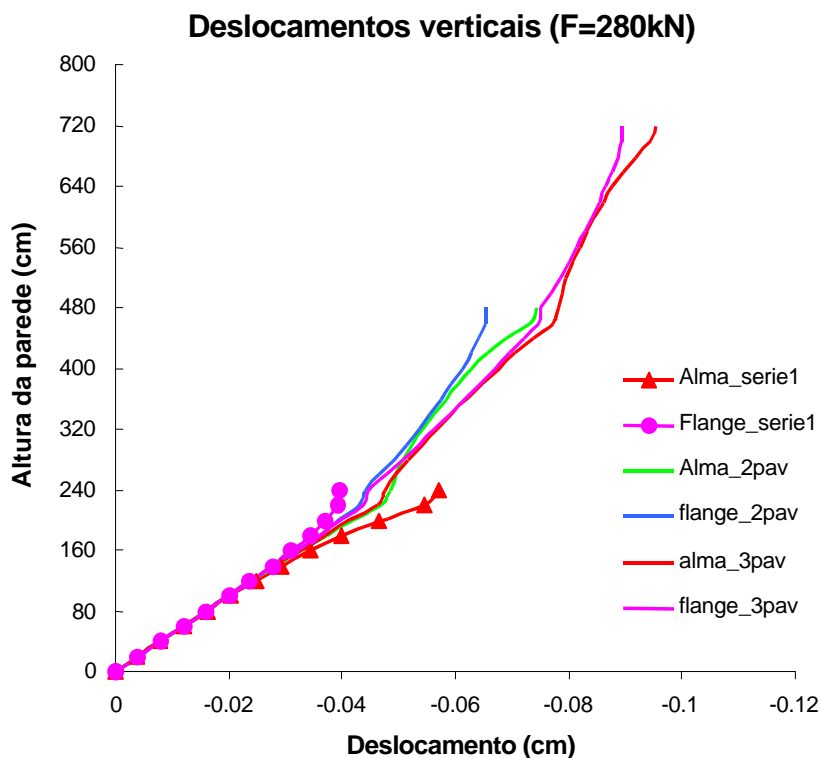


Figura 59 - Gráfico dos deslocamentos verticais para 3 pavimentos

A figura 61 apresenta a comparação das tensões normais verticais ao longo da altura dos painéis de alvenaria com 1, 2 e 3 pavimentos. Novamente os valores das tensões são referentes à posição da instrumentação utilizada no ensaio de um único pavimento. A máxima tensão correspondente a essa posição, na análise de 3 pavimentos, ocorreu no 1º nível e foi pouco superior à tensão considerando-se a uniformização total ($0,16 \text{ kN/cm}^2$). Essa concentração de tensão ocorre apenas numa pequena região próxima a de aplicação do carregamento.

Ainda na figura 61, percebe-se que o desvio da trajetória das tensões no painel de alvenaria de 3 pavimentos tem uma intensidade menor quando comparado com o painel de 2 pavimentos. As diferenças das tensões verticais entre flanges e parede central também são menores. A uniformização das tensões ocorre praticamente no mesma fiada do painel de 2 pavimentos, ou seja, na 8ª fiada a partir da base.

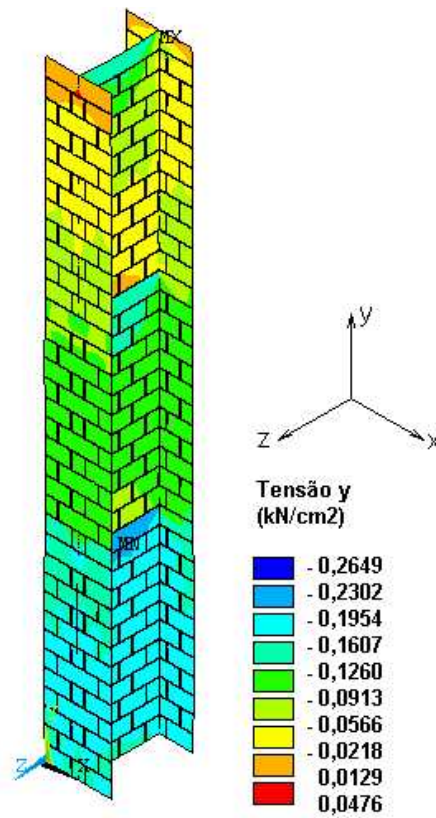


Figura 60 - Tensões normais verticais para 3 pavimentos

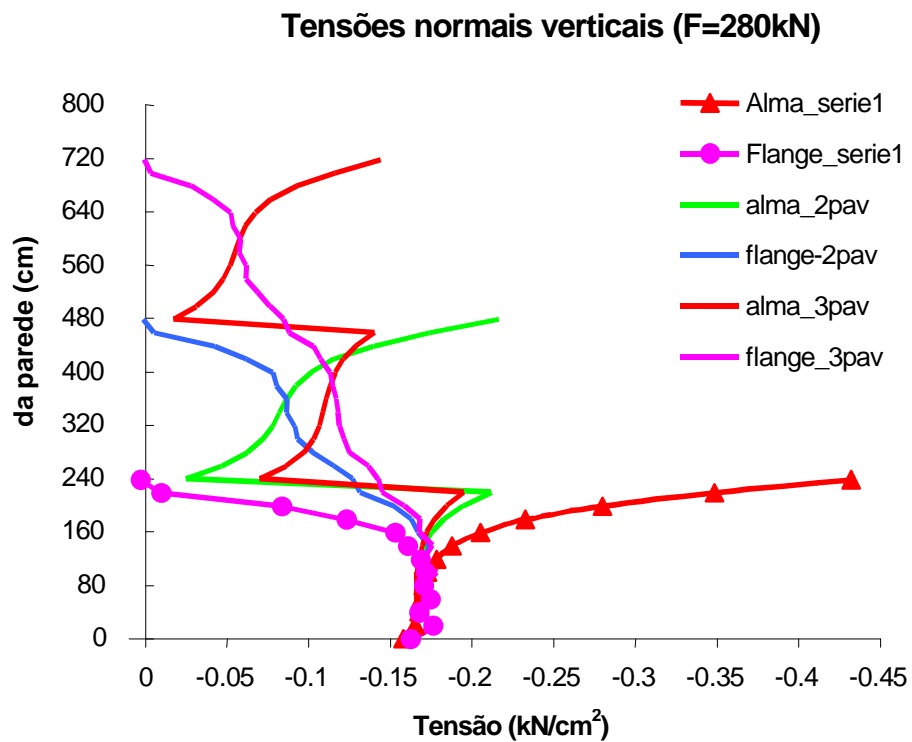


Figura 61 – Comparação das tensões normais verticais para 3 pavimentos

A distribuição das tensões cisalhantes, em relação à área líquida, na parede central e nas flanges do painel de 3 pavimentos está representada na figura 62. Percebe-se que as concentrações de tensão ocorrem apenas nas regiões onde há aplicação de forças (regiões superiores dos pavimentos) e onde ocorre o desvio de trajetória das tensões (regiões inferiores dos pavimentos). As maiores tensões de cisalhamento ocorrem na região superior do 3º pavimento, onde existem as maiores diferenças entre as forças atuantes nas flanges e na parede central. Comparando-se a tensão cisalhante máxima do painel de 2 pavimentos com o de 3, observa-se uma redução de cerca de 30%. A parcela de força transferida para cada flange foi praticamente a mesma dos casos de 1 e 2 pavimentos, cerca de 90 kN.

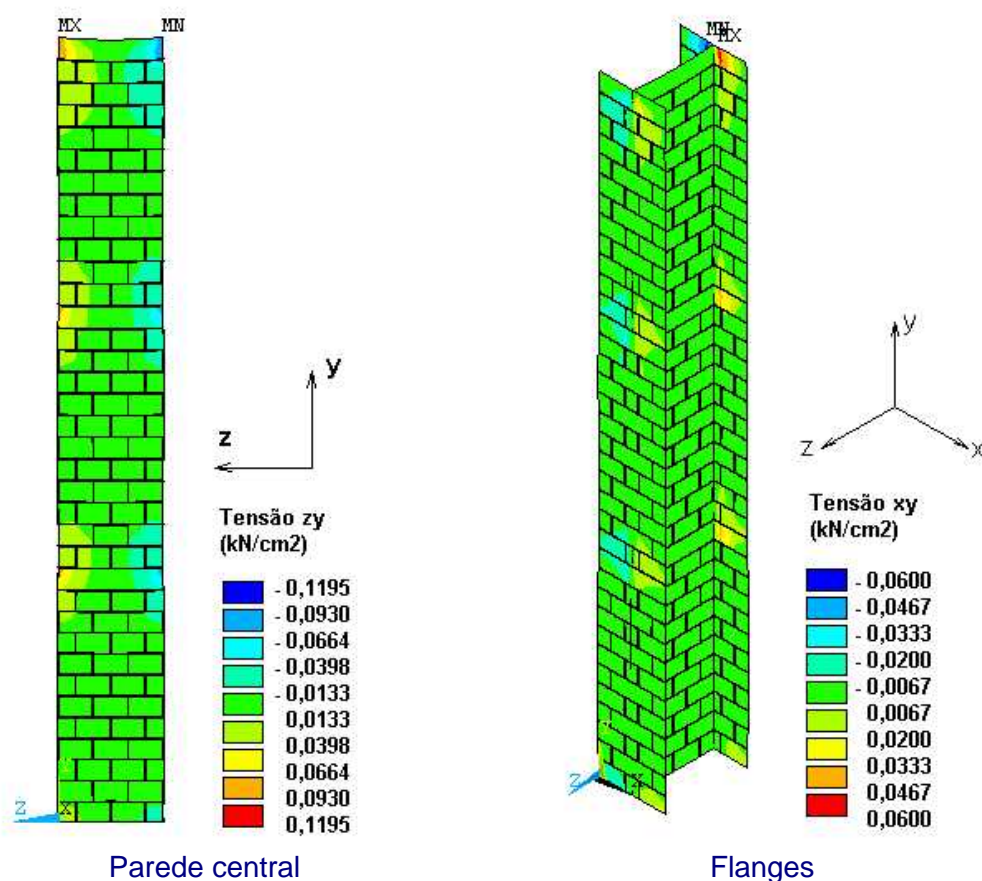


Figura 62– Tensões de cisalhamento para 3 pavimentos

A comparação das tensões de cisalhamento considerando um, dois e três pavimentos é mostrada na figura 63. Observa-se a progressiva redução das

tensões máximas e das diferenças entre as tensões cisalhantes na parede central (alma) e nas flanges.

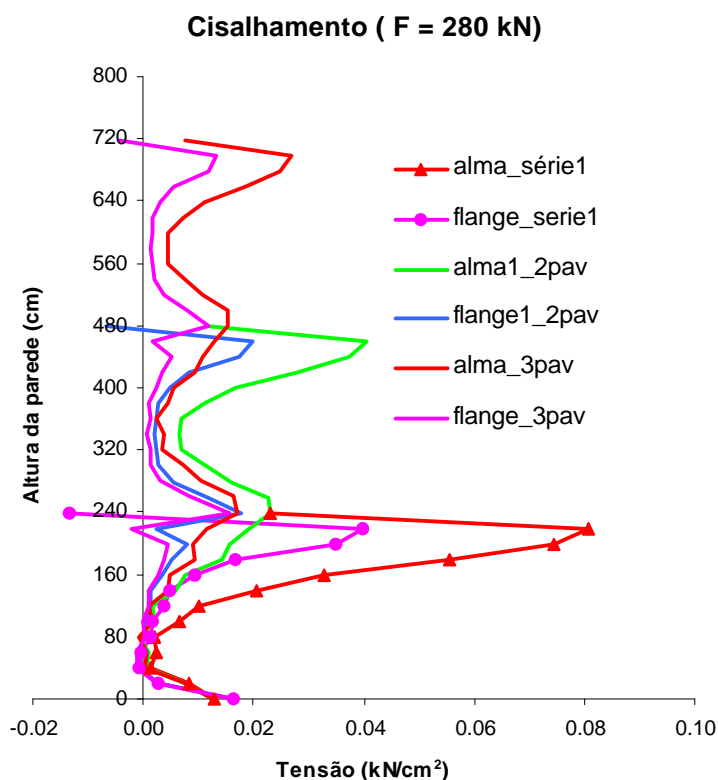


Figura 63 – Comparação das tensões de cisalhamento para 3 pavimentos

5.3.3- Análise considerando 4 pavimentos

Será analisado neste item um painel de alvenaria, apenas com cintas de respaldo, considerando-se 4 pavimentos (9,6 m de altura). Não se considerou um painel com a presença de cintas intermediárias devido aos mesmos motivos apresentados no item 5.3.2 . Novamente o carregamento total aplicado é de 280 kN, dividido em quatro parcelas iguais, aplicadas no topo de cada pavimento. Cada parcela é considerada apenas na parede central como uma força por unidade de comprimento.

Observa-se que os deslocamentos verticais apresentados na figura 64 têm uma forte tendência a uniformização desde o 4º pavimento. Analisando-se esses resultados e os dos itens anteriores pode-se concluir que quanto mais pavimentos, maior é a uniformização. O gráfico da figura 65 deixa bem clara esta tendência.

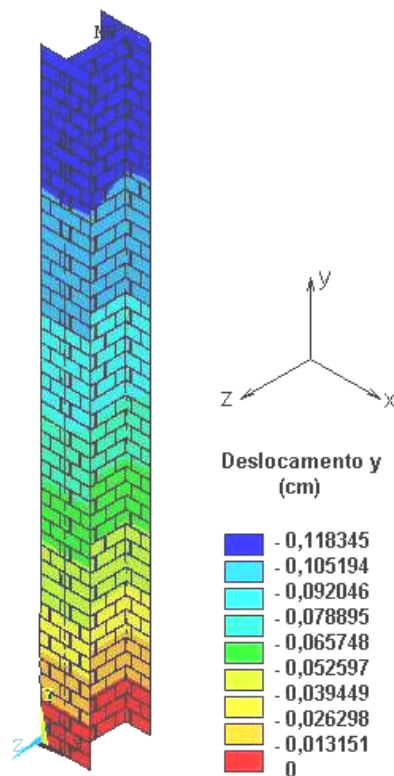


Figura 64– Deslocamentos verticais para 4 pavimentos

Deslocamentos verticais (F=280kN)

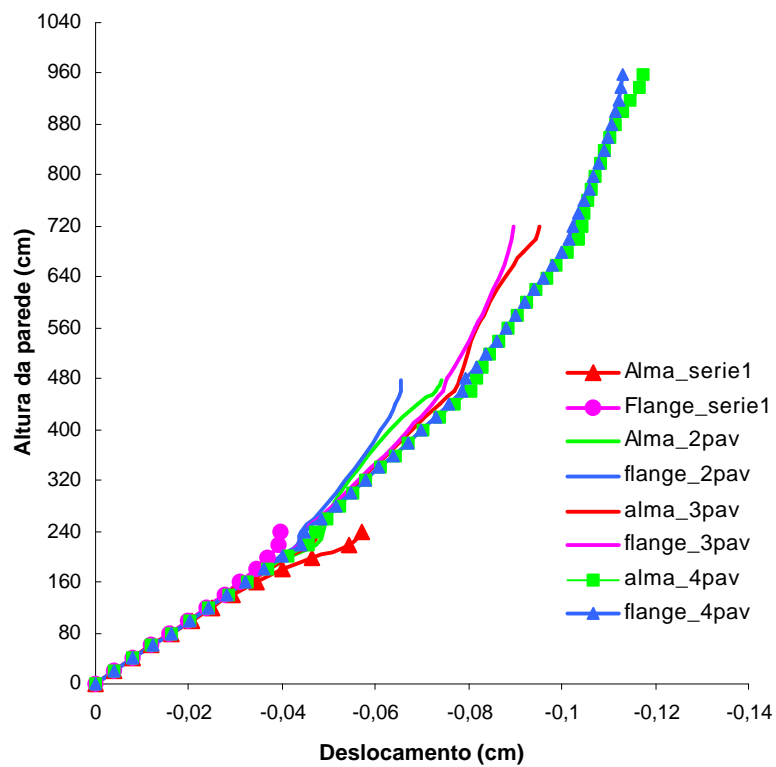


Figura 65 - Gráfico dos deslocamentos verticais para 4 pavimentos

Observando-se a distribuição das tensões normais verticais, referidas à área líquida, apresentada na figura 66, percebe-se concentrações de tensão nas regiões superiores da parede central. Entretanto, na maior parte do painel existe uma tendência de uniformização das tensões, devida à interação entre flanges e parede central. A redução da tensão vertical máxima em relação ao painel de 3 pavimentos é pequena, cerca de 5%, indicando que a partir de um determinado número de pavimentos esta tensão máxima deve-se manter praticamente constante.

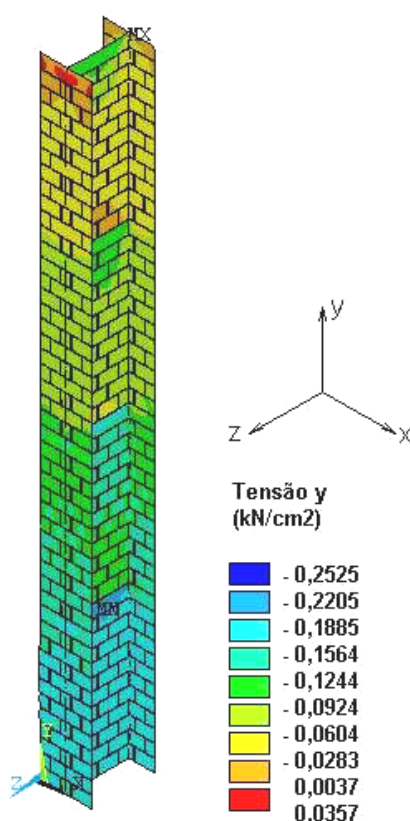


Figura 66- Tensões normais verticais para 4 pavimentos

As comparações das tensões normais verticais do painel de alvenaria com um, dois, três e quatro pavimentos são mostradas na figura 67. Os valores das tensões estão referidos à área líquida e à mesma posição utilizada nos ensaios realizados. Nota-se que com o aumento do número de pavimentos a tensão máxima nesta região tende à tensão uniformizada. Percebe-se, também, que o desvio da trajetória das tensões diminui de intensidade com o aumento do número de pavimentos. As diferenças de tensões normais verticais entre flanges e parede central (ou alma) também diminuem em comparação aos painéis com menor número de pavimentos.

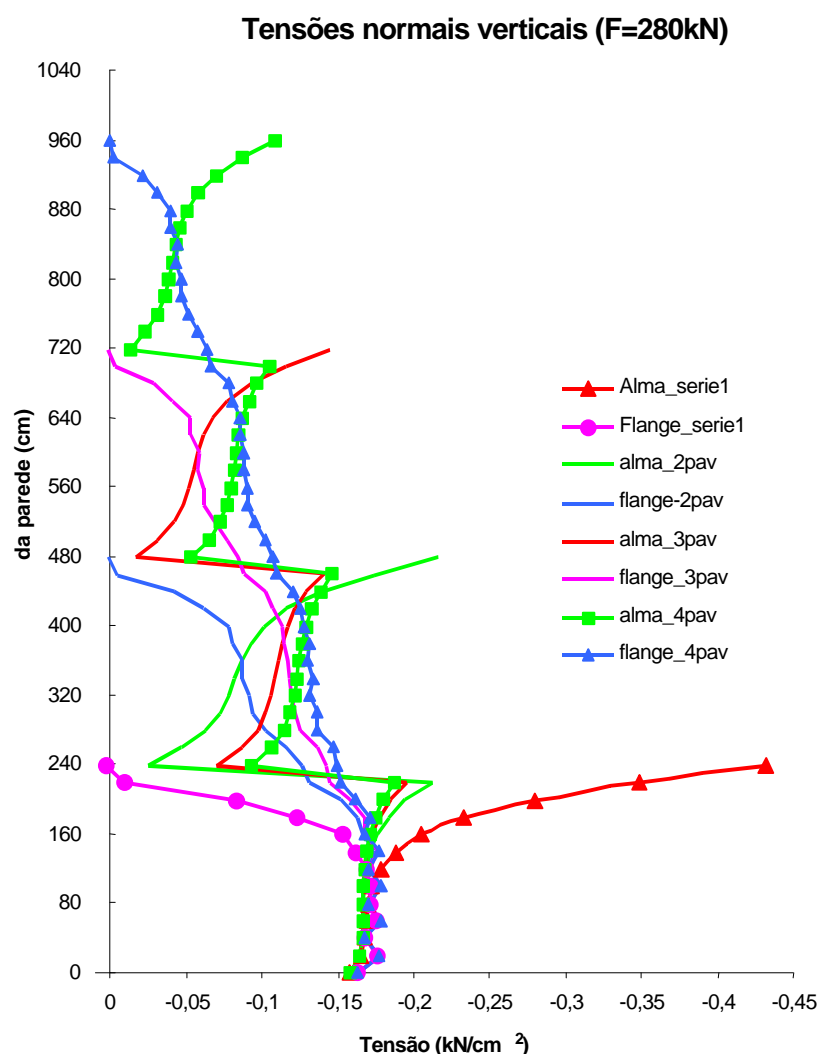


Figura 67 – Comparação das tensões normais verticais para 4 pavimentos

A figura 68 apresenta a distribuição das tensões cisalhantes na parede central e nas flanges. Igualmente aos itens anteriores, as maiores tensões ocorrem nas regiões superiores de cada pavimento, devido aos carregamentos aplicados, e nas regiões inferiores, onde ocorre o desvio de trajetória das tensões. Houve uma redução de 25% da tensão máxima cisalhante em comparação ao painel de 3 pavimentos.

Na comparação feita na figura 69 das tensões cisalhantes para o painel de alvenaria com diferentes pavimentos, percebe-se que com o aumento do número de pavimentos há a redução das tensões cisalhantes, bem como das diferenças entre flanges e parede central. Deste modo, quanto maior o número de pavimentos, menores serão as tensões de cisalhamento atuantes.

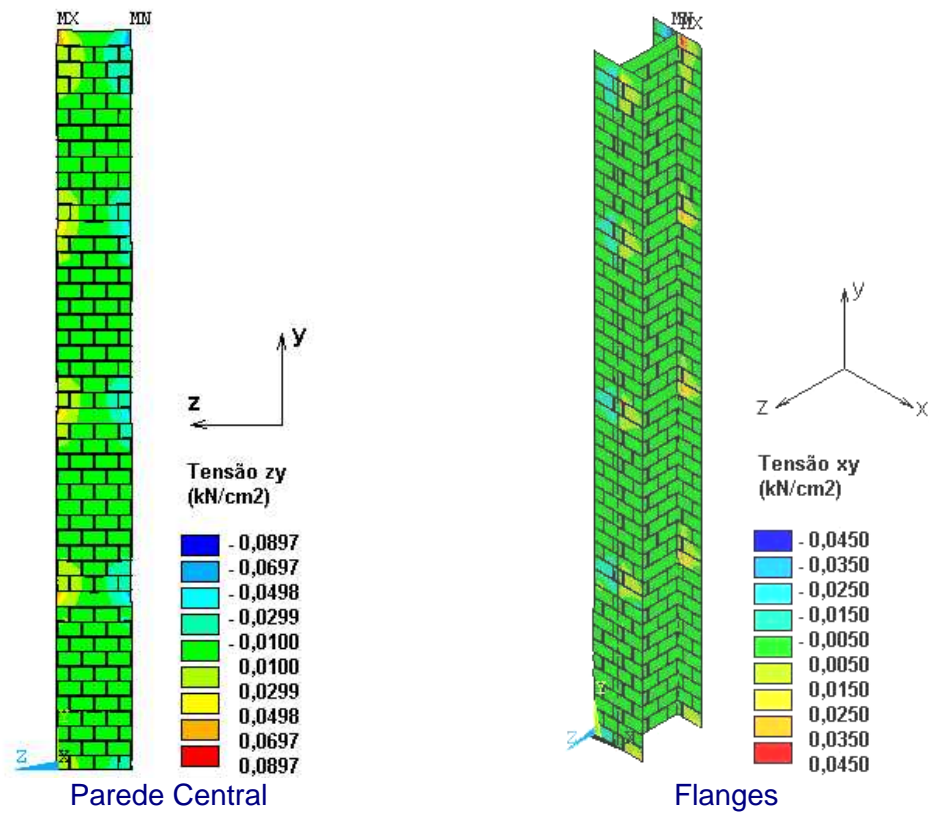


Figura 68– Tensões de cisalhamento para 4 pavimentos

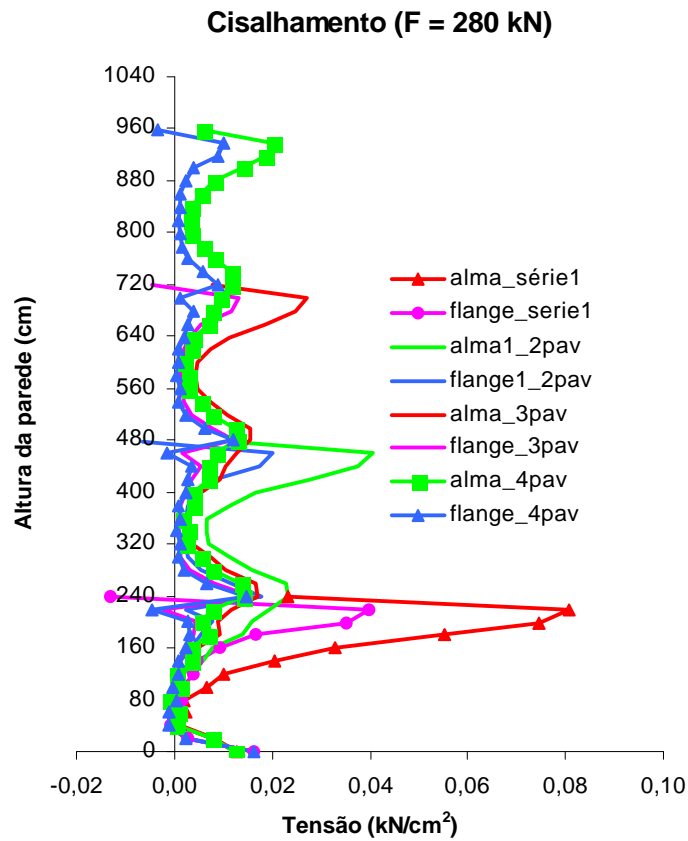


Figura 69 - Comparação das tensões de cisalhamento para 4 pavimentos

Analisando os resultados deste item e dos anteriores pode-se concluir que o painel de alvenaria com um único pavimento, que simula as condições dos ensaios realizados, é o caso crítico de concentração de tensões. A aplicação de todo o carregamento em um único pavimento provoca grandes concentrações de tensão, proporcionando uma carga de ruptura menor do que aconteceria num painel semelhante de um edifício real.

Acredita-se que com a uniformização das tensões ao longo da altura do edifício e com a redução das tensões máximas (verticais e cisalhantes), o painel referente ao 1º pavimento de um edifício de múltiplos andares se romperia com uma força bem superior à obtida nos ensaios (460 kN), visto que ao se comparar os resultados da análise numérica de 4 pavimentos com a de 1 pavimento (condição do ensaio), percebe-se que a tensão normal vertical máxima é cerca de 50% menor e a tensão cisalhante é cerca de 75% menor. Observa-se que essa maior redução das tensões de cisalhamento deve melhorar o comportamento do painel, visto que a separação das flanges é provocada por essas tensões.

As tensões do painel em condição de serviço são cerca de 20% da tensão de ruptura, estando a alvenaria em regime linear. Nesta situação não há a separação das flanges em relação à parede central, indicando ser correto considerar a interação das paredes na determinação da tensão atuante. No caso deste painel foi verificado que se pode utilizar o procedimento de grupo isolado de paredes (item 2.2.2) para o cálculo destas tensões. Isto porque a tensão obtida por este procedimento ($0,167 \text{ KN/cm}^2$) é praticamente igual a obtida na modelagem numérica ($0,16 \text{ KN/cm}^2$).

5.4 – Variações das dimensões do painel

5.4.1 - Aumento da dimensão da parede central

Será realizada a análise numérica de um painel “H” de alvenaria, aumentando-se a dimensão da parede central e mantendo-se a altura (240 cm) e as dimensões da flange (74 cm). A parede central passará a ter 301 cm de comprimento, mais de três vezes o comprimento original (91 cm). O objetivo das variações das dimensões do painel em planta é verificar a influência das mesmas em relação a interação das paredes. Será feita a modelagem apenas do painel com cinta de amarração na última fiada. O carregamento será aplicado como uma força

por unidade de comprimento apenas na região da parede central. Optou-se por utilizar um carregamento total de 926 kN para se obter a mesma força por unidade de comprimento (3,077 kN/cm) utilizada na análise do painel original.

Os deslocamentos verticais no painel, obtidos na análise numérica, estão apresentados na figura 70. Verifica-se que na região superior do painel ocorrem deslocamentos bem superiores na parede central em relação aos obtidos nas flanges. Já na região inferior, próxima à base, os deslocamentos tendem à igualdade. Esta tendência de uniformização ocorre devido à transferência de parte do carregamento da parede central para as flanges.

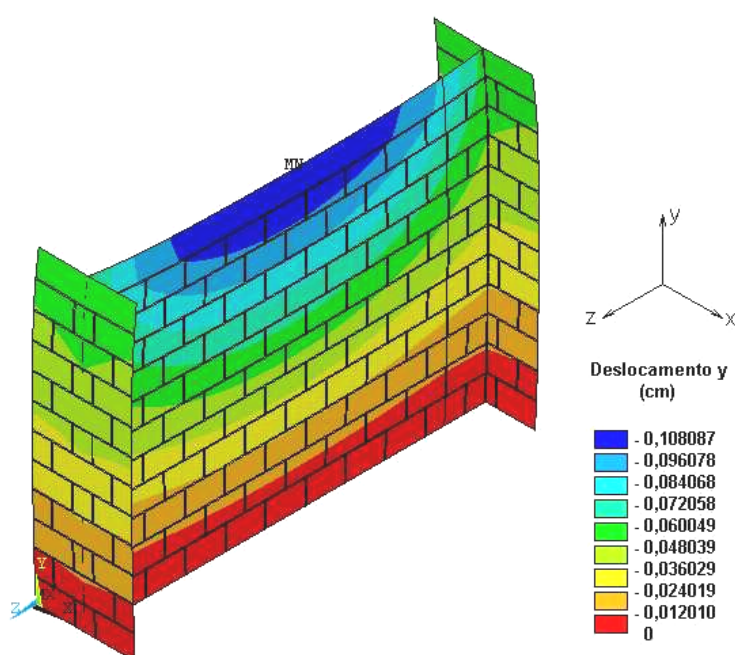


Figura 70 – Deslocamentos verticais no painel – parede central aumentada

No gráfico da figura 71 visualizam-se os deslocamentos verticais de dois pontos na parede central e um ponto na flange. A posição 1 da parede central (ou alma) refere-se a uma seção a 75 cm (1/4 do comprimento total) da interseção, a posição 2 refere-se a uma seção a 23 cm da interseção (mesma posição utilizada no painel original). Em relação às flanges são apresentados os valores da seção referente à metade do seu comprimento livre (a mesma do painel original).

Observa-se na figura 71 que os deslocamentos na parede central são geralmente maiores que os das flanges, havendo uma uniformização destes deslocamentos somente na região próxima à base (duas primeiras fiadas). No painel original (item 4.2) esta uniformização ocorre a partir da metade da altura, indicando assim que quanto maior a parede central, maior será o trecho da altura

necessário para que os deslocamentos se uniformizem, chegando ao extremo de só se igualarem devido às restrições da base.

Ao se comparar os valores obtidos para as duas posições da parede central, percebe-se que quanto mais próxima a seção da interseção, menor será a diferença em relação às flanges, isto porque na ligação destas paredes há a imposição de igualdade de deslocamentos.

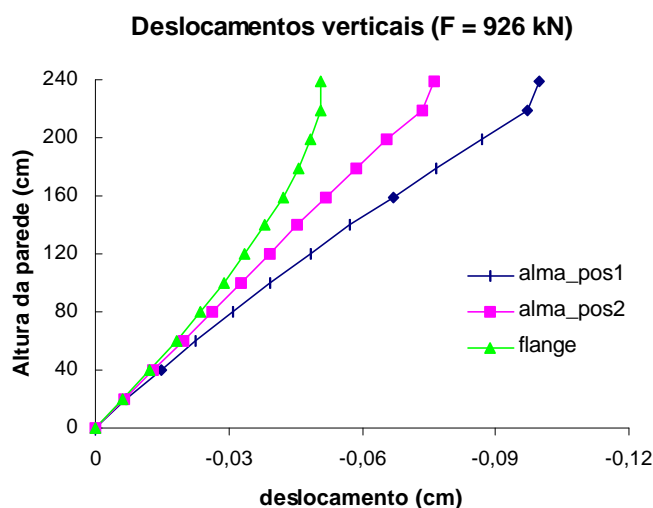


Figura 71 – Comparação dos deslocamentos verticais no painel - parede central aumentada

A concentração de tensões na parede central fica evidente na figura 72, que mostra a distribuição das tensões normais verticais no painel. Nas flanges verifica-se uma certa flexão, pois as tensões das faces internas são superiores às das faces externas. Também se observa que mesmo com o aumento das dimensões da parede central as tensões de tração e compressão máximas obtidas foram da mesma ordem de grandeza do painel original. Percebe-se nessa figura que as diferenças de tensões entre a parede central e as flanges vão diminuindo ao longo da altura do painel. Entretanto a igualdade de tensões ocorre apenas numa pequena região próxima à interseção. Todas as tensões estão referidas à área líquida.

Construiu-se um gráfico com os valores das tensões normais verticais (figura 73) referentes às mesmas posições utilizadas na comparação dos deslocamentos. Devido à interação das paredes observa-se que a diferença das tensões verticais das flanges e da parede central (alma) diminuem ao longo da altura do painel. Comparando-se os valores das duas seções da parede central, percebe-se que na seção mais próxima da interseção, na região da base, as

tensões praticamente se igualam às das flanges. Já na seção mais distante da parede central as tensões verticais já não reduzem tanto ao longo da altura, sendo que na base estas tensões são cerca de 40% superiores em relação às obtidas nas flanges. Analisando em conjunto as figuras 72 e 73, nota-se que mesmo na região da base há uma pequena concentração de tensões no trecho médio da parede central.

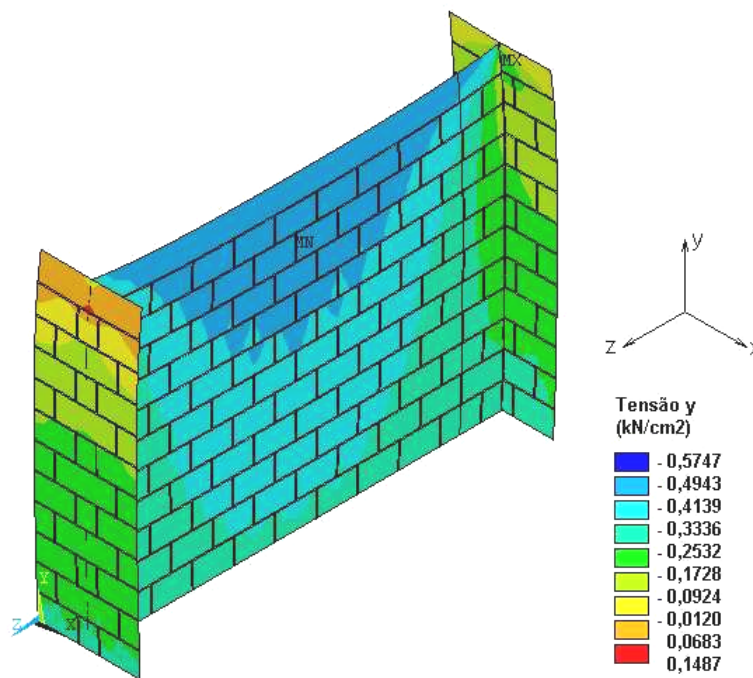


Figura 72 – Tensões normais verticais no painel – parede central aumentada

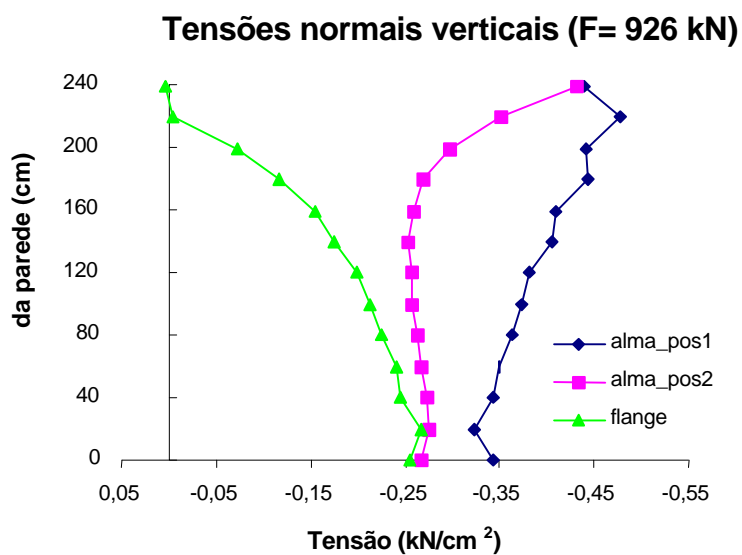


Figura 73 - Comparação das tensões normais verticais no painel - parede central aumentada

Nas figuras 74 e 75 visualizam-se as tensões cisalhantes obtidas para as flanges e a parede central respectivamente. Em ambas as figuras percebe-se que as maiores tensões ocorrem junto à cinta de amarração, nas regiões próximas à interseção. No caso das flanges, as maiores tensões ocorrem na sua face interna, sendo que no trecho inferior tendem a zero. Na parede central as tensões cisalhantes ocorrem ao longo de toda altura, indicando a transferência de carregamento desta parede para as flanges. Em seu trecho central as tensões de cisalhamento são praticamente nulas.

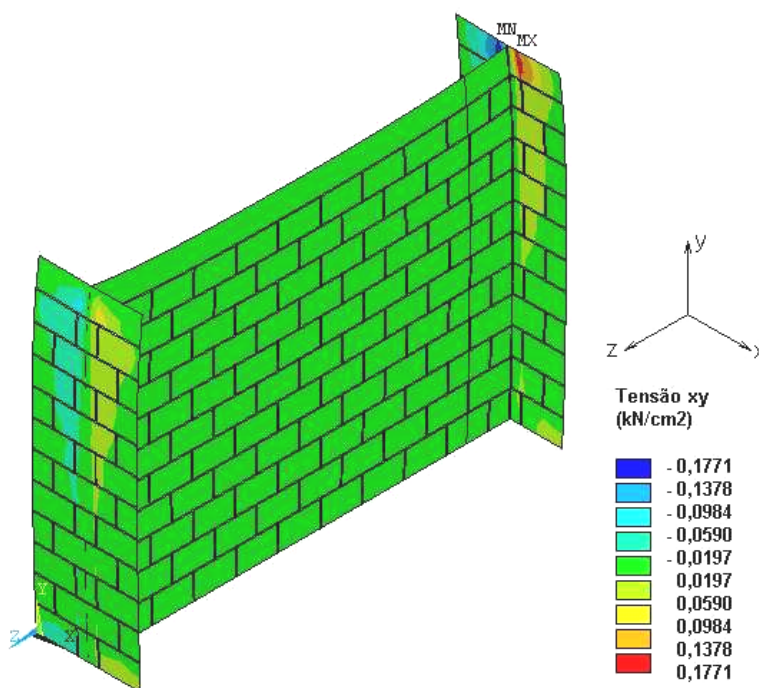


Figura 74 - Tensão de cisalhamento nas flanges do painel - parede central aumentada

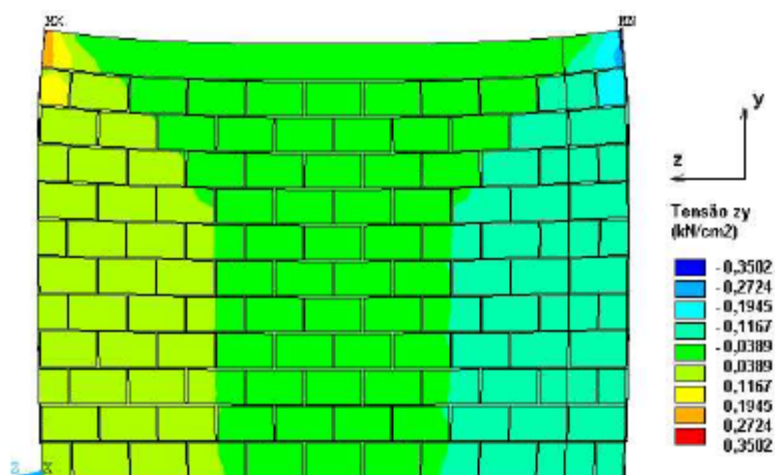


Figura 75 - Tensão de cisalhamento na parede central do painel - parede central aumentada

Comparando-se as tensões de cisalhamento máximas do painel original (item 4.2) com as deste painel, que possui uma parede central de comprimento em planta cerca de três vezes maior, verifica-se que os valores atingidos são praticamente iguais. Isto significa que ao se aplicar o mesmo carregamento em termos de tensão, o comprimento da parede central não influi nas tensões máximas (verticais e cisalhantes). Este comprimento na verdade influi na região de transmissão de forças.

A comparação das tensões de cisalhamento nas flanges e em duas seções da parede central (as mesmas utilizadas anteriormente) está apresentada na figura 76. Nota-se que as tensões cisalhantes nas flanges são, na maior parte da altura do painel, menores que as na parede central (alma), isto porque na região da interseção a força transferida da alma é dividida para cada metade da flange, gerando uma tensão 50% menor. Percebe-se, também, que nas seções mais próximas à interseção existem picos de concentração de tensões devido às maiores diferenças entre as forças verticais atuantes nas flanges e na parede central. Na alma, nos trechos mais distantes da interseção, as tensões partem de valores quase nulos para valores praticamente constantes de cisalhamento.

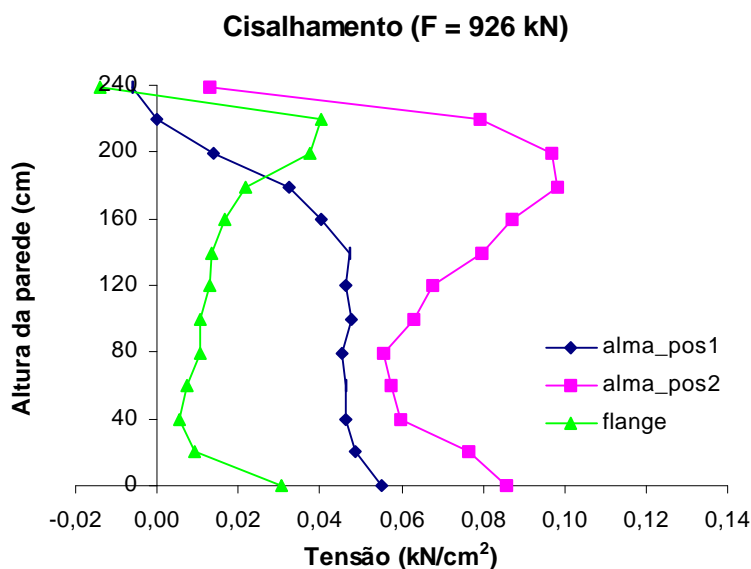


Figura 76 - Comparação das tensões cisalhantes no painel
- parede central aumentada

A força transferida da parede central para cada flange foi de 147 kN, cerca de 60% maior que a transferida no caso do painel original (item 4.2), entretanto o carregamento é cerca de três vezes maior. Ao se calcular as tensões normais verticais médias atuantes na base do painel, flanges e parede central, e utilizando-

se o procedimento de grupos de parede com interação (item 2.2.3), chega-se a uma taxa de interação de 96 %, muito próximo de uma interação total.

5.4.2 - Aumento das dimensões das flanges

Na análise numérica deste item, o painel “H” de alvenaria terá as dimensões das flanges aumentadas (194 cm), enquanto a altura (240 cm) e a dimensão da parede central (91 cm) permanecerão iguais ao painel original do item 4.2. Igualmente ao item anterior, será analisado apenas o painel contendo cinta de amarração na última fiada. O carregamento é aplicado somente na parede central como uma força por unidade de comprimento (3,077 kN/cm), igual à já usada anteriormente, gerando um total de 280 kN. Todas as tensões apresentadas neste item são referentes a área líquida.

Observa-se na figura 77, que igualmente a todos os outros painéis analisados, os deslocamentos verticais na parede central na região superior, onde é aplicado o carregamento, são maiores que os obtidos para as flanges. Já na região próxima à base do painel há a tendência de uniformização desses deslocamentos.

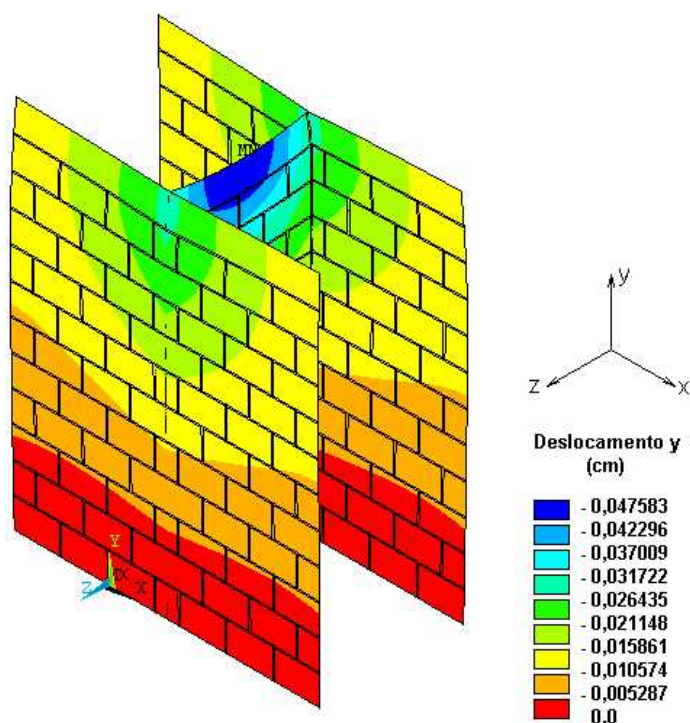


Figura 77 – Deslocamentos verticais no painel - flanges aumentadas

Para melhor comparar os deslocamentos da parede central (alma) e das flanges, construiu-se um gráfico na figura 78 com os valores de uma seção da alma

e duas referentes à flange. Na parede central (alma) os valores correspondem a uma seção a 23 cm (1/4 do seu comprimento) da interseção, nas flanges a posição 1 está a 52 cm do eixo da interseção, e a posição 2 está a 22 cm. Comparando-se os valores nas flanges com os da alma, percebe-se uma grande diferença na região superior, diminuindo ao longo da altura, até praticamente se igualarem nas três primeiras fiadas. Observa-se que nas flanges quanto mais perto da interseção (posição 2), menor é a diferença em relação à parede central, isto porque na ligação destas paredes existem a imposição de igualdade de deslocamentos.

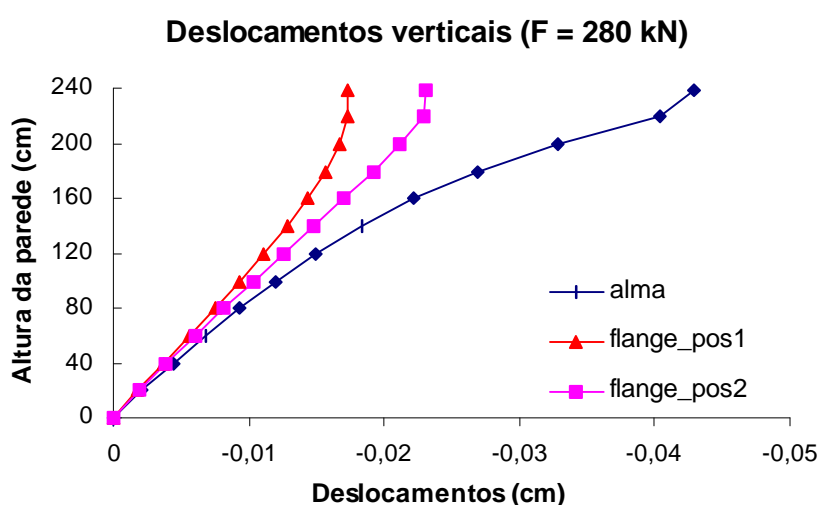


Figura 78 – Comparação dos deslocamentos verticais no painel - flanges aumentadas

A distribuição das tensões normais verticais no painel de alvenaria está apresentada na figura 79. Novamente, existe uma concentração de tensões na região de aplicação de forças (região superior da parede central). As flanges sofrem uma flexão, pois as tensões nas faces internas são superiores às das externas. Comparando-se as tensões verticais máximas deste painel com o original, verifica-se que houve uma pequena redução (5 %) da tensão máxima de compressão, enquanto houve um aumento de quase 40 % na tensão máxima de tração. Percebe-se que no trecho inferior do painel (4 primeiras fiadas) as tensões nas flanges e na parede central praticamente igualam-se.

No gráfico da figura 80 observa-se a comparação das tensões normais verticais nas flanges e na parede central (alma), nos mesmos pontos utilizados para os deslocamentos. Fica evidente a grande diferença de tensões entre a parede central e as flanges na região superior do painel. Entretanto, devido à interação das paredes, na metade inferior do painel esta diferença já não é

significativa, chegando praticamente à mesma tensão na base. Ao analisar as duas seções das flanges nota-se que quanto mais distante da interseção (posição 2) maior é o trecho vertical necessário para a estabilização da tensão.

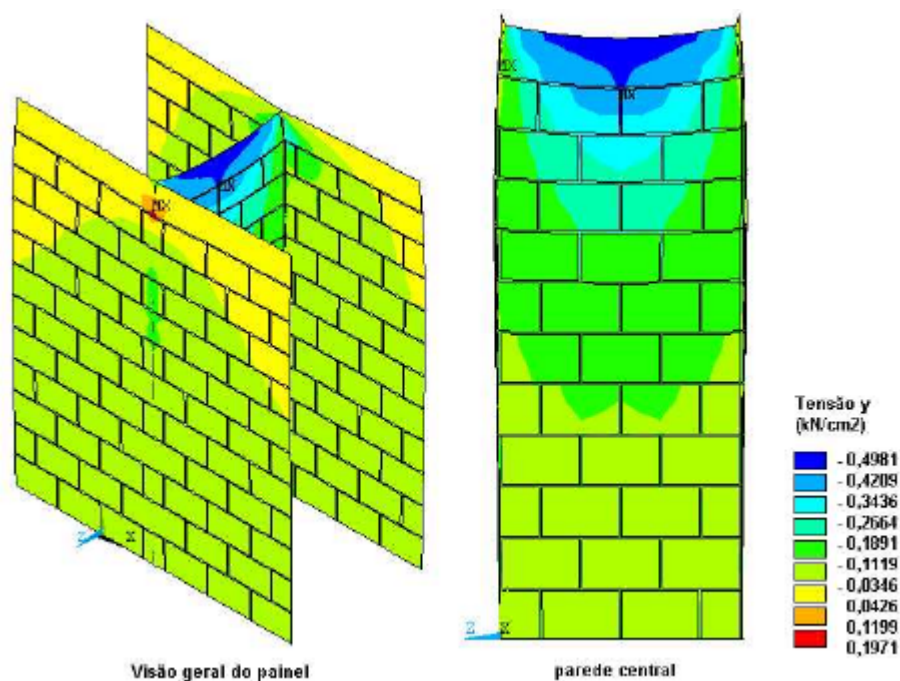


Figura 79 – Tensões normais verticais no painel - flanges aumentadas

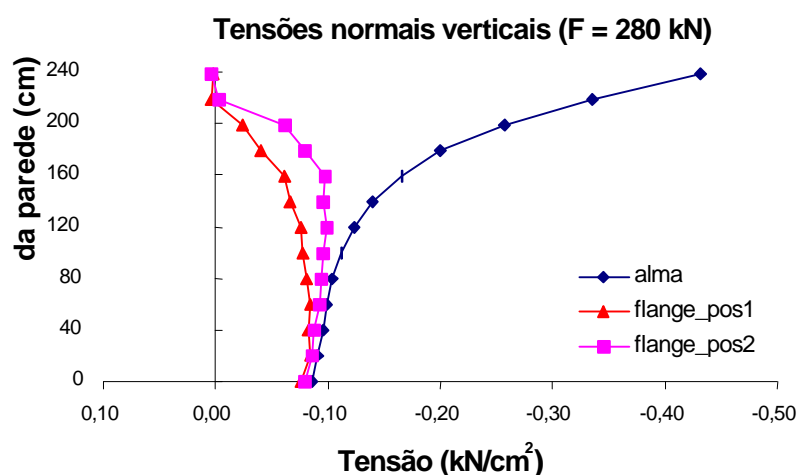


Figura 80 – Comparação das tensões normais verticais no painel - flanges aumentadas

As figuras 81 e 82 apresentam a distribuição das tensões cisalhantes na parede central e nas flanges do painel, respectivamente. As maiores tensões ocorrem na ligação das paredes na região superior do painel, sendo que a tensão máxima é 10% superior à obtida para o painel original (item 4.2) e o painel do item 5.4.1. Observa-se pela distribuição das tensões cisalhantes que a transferência de

forças entre paredes ocorre apenas na região superior do painel, já que na região inferior as tensões de cisalhamento são praticamente nulas.

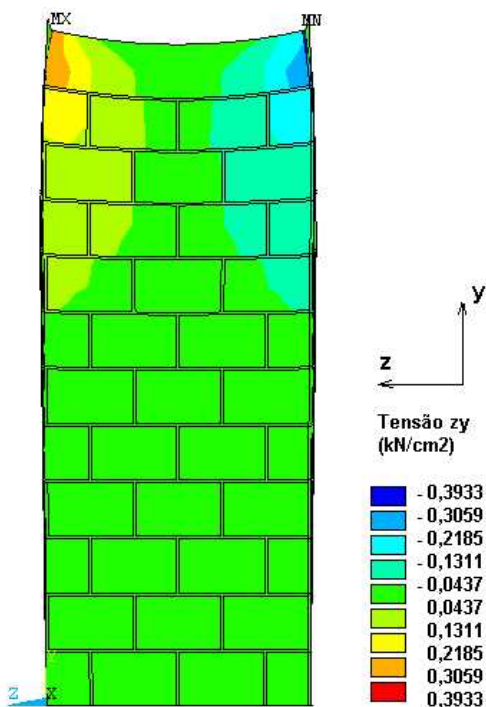


Figura 81 – Tensões de cisalhamento na parede central do painel - flanges aumentadas

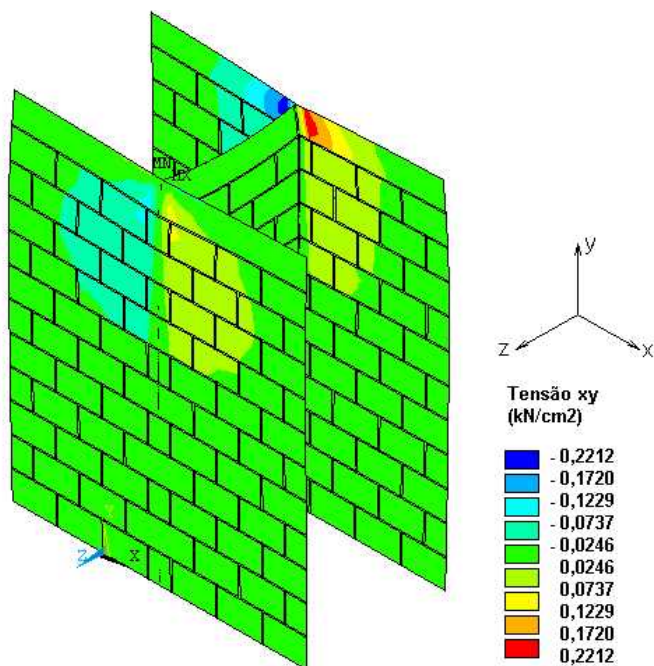


Figura 82 – Tensões de cisalhamento nas flanges do painel - flanges aumentadas

A figura 83 apresenta a comparação das tensões cisalhantes de duas seções da flange e uma seção da parede central (alma), são os mesmos posicionamentos utilizados anteriormente. Observa-se claramente a concentração de tensões na região superior do painel e a tendência de se anularem na região inferior. Em relação às flanges, nota-se que quanto mais distante da interseção (posição 1) menor é a tensão máxima de cisalhamento.

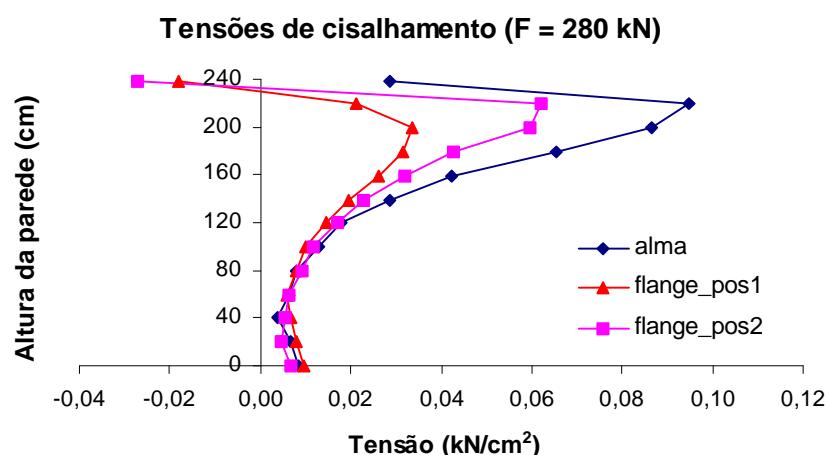


Figura 83 – Comparação das tensões de cisalhamento do painel - flanges aumentadas

Na base do painel a força transferida para cada flange foi de 113 kN, cerca de 25% superior que a transferência no painel original, sendo que a carga restante na parede central foi de 54 kN. Empregando-se novamente o procedimento para grupos de parede com interação, obtém-se uma taxa de interação de 99%, praticamente uma uniformização total das tensões.

5.4.3- Painel com dimensões usuais

Neste item, procurou-se utilizar um painel de alvenaria com dimensões usuais de projeto. O painel analisado numericamente possui a parede central com 301 cm e as flanges com 194 cm. Somente a altura das paredes (240 cm) é igual à do painel original (item 4.2). Apenas será analisado o painel com cintas de amarração na última fiada. O carregamento será aplicado na parede central como uma força por unidade de comprimento (3,077 kN/cm), igual aos itens anteriores, gerando uma força total de 926 kN. Ressalta-se que todas as tensões apresentadas neste item referem-se à área líquida.

Os deslocamentos verticais no painel de alvenaria estão representados na figura 84. Como em todos os outros painéis analisados, os maiores deslocamentos ocorrem na parede central em sua região superior, onde há a aplicação do

carregamento. Observa-se nesta figura que não há a uniformização dos deslocamentos no painel, entretanto as diferenças entre flanges e parede central diminuem à medida que se aproximam da base. Na interseção das paredes e na base os deslocamentos são iguais devido às restrições impostas.

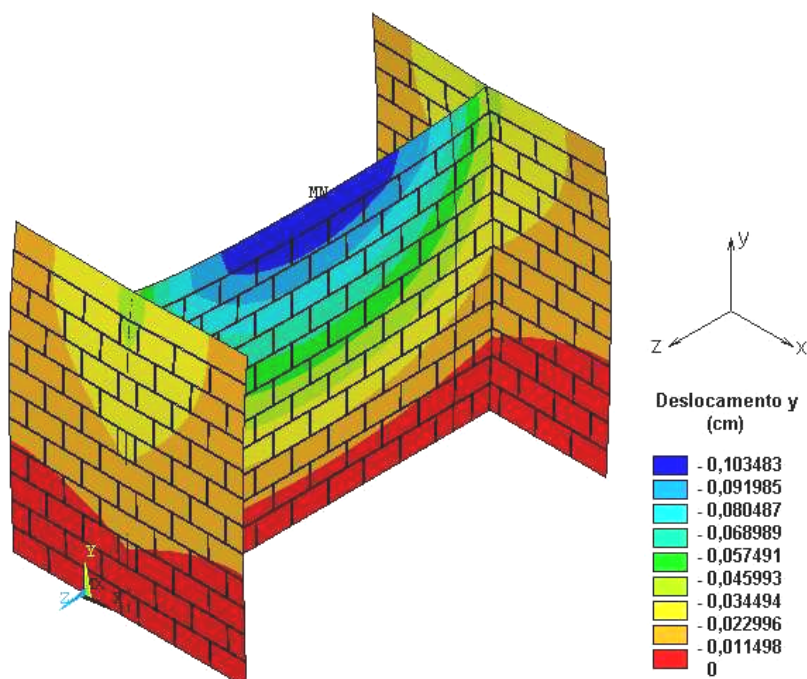


Figura 84 – Deslocamentos verticais no painel - dimensões usuais

Para melhor comparar os deslocamentos verticais na parede central e nas flanges construiu-se o gráfico da figura 85. Este gráfico apresenta os valores em duas seções da parede central (alma) e duas seções das flanges. A posição 1 da alma refere-se a uma seção a 75 cm (1/4 do comprimento da parede central) da interseção e a posição 2 corresponde a uma seção a 23 cm (mesma distância utilizada no painel original) distante dessa ligação. Nas flanges, a posição 1 refere-se a uma seção a 52 cm do eixo da interseção, e a posição 2 corresponde a uma seção a 23 cm (mesma seção utilizada no painel original) deste mesmo eixo.

Verifica-se, nesta mesma figura, que os deslocamentos verticais nas flanges e na parede central apenas se igualam na base, onde existe a imposição do deslocamento nulo. Percebe-se que quanto mais próxima a seção está da interseção (posição 2 da alma e das flanges) menores são as diferenças dos deslocamentos, devido a uma maior influência da imposição da igualdade de deslocamentos na região da ligação das paredes. Também observa-se que na alma a variação dos deslocamentos ao longo do comprimento da parede é maior

quando comparada com as flanges, proporcionando maiores diferenças, absolutas e relativas, entre as seções (posições 1 e 2).

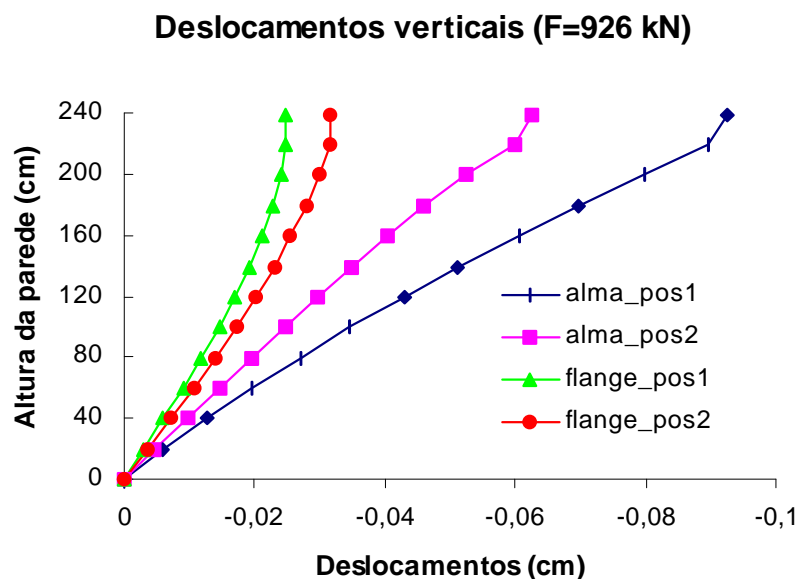


Figura 85 – Comparação dos deslocamentos verticais no painel - dimensões usuais

A distribuição das tensões normais verticais do painel de alvenaria com dimensões usuais é apresentada na figura 86. Fica evidente que não há a uniformização total das tensões, entretanto, as flanges interagem com a parede central absorvendo uma parcela do carregamento aplicado. A maior concentração das tensões de compressão ocorre na região superior da parede central. Já as maiores tensões de tração ocorrem nas flanges, na região da interseção. Comparando-se as tensões máximas de compressão com os casos anteriores percebe-se um aumento de cerca de 10% em relação ao painel original e praticamente a igualdade com o painel do item 5.4.1. Nas tensões máximas de tração observa-se um aumento de 70 % em relação ao painel original e um acréscimo de 20 % em relação ao painel com as flanges aumentadas.

No gráfico da figura 87 comparam-se as tensões normais verticais nas flanges e na parede central em diferentes seções, as mesmas utilizadas na comparação dos deslocamentos. Observa-se que não há a uniformização total das tensões, sendo que na própria parede central existe uma variação das tensões na base. Verifica-se que na alma as diferenças de tensões entre as seções são bastante superiores às encontradas nas flanges. Nota-se também que, na parede central, na seção mais próxima à interseção (posição 2) há uma maior redução da

tensão ao longo da altura e conseqüentemente na base existe uma menor diferença em relação às tensões nas flanges.

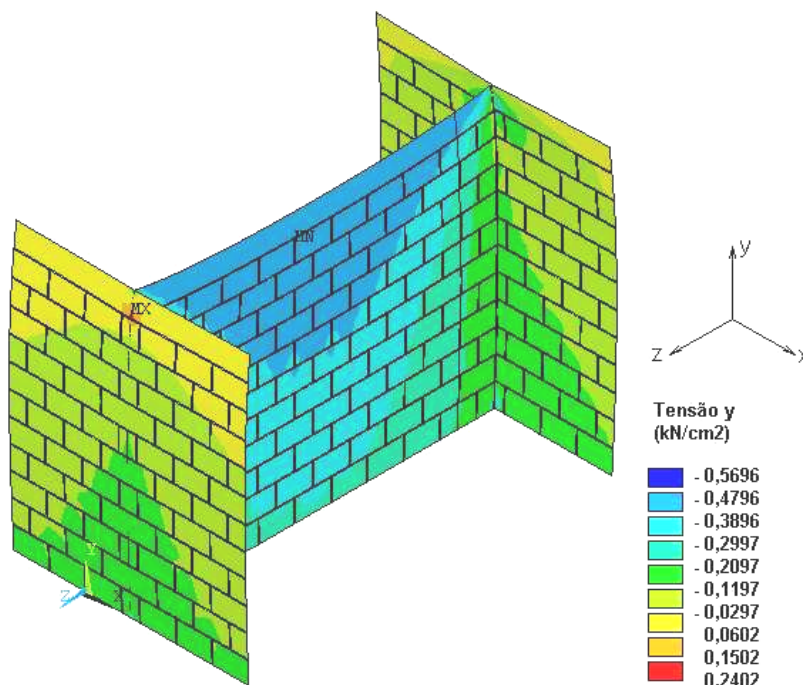


Figura 86 – Tensões normais verticais no painel - dimensões usuais

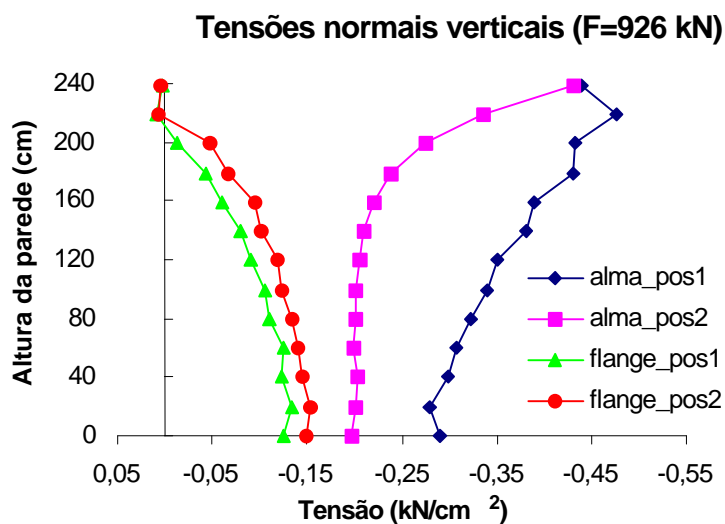


Figura 87 – Comparação das tensões normais verticais no painel - dimensões usuais

A tensões cisalhantes nas flanges e na parede central estão representadas nas figuras 88 e 89 respectivamente. Observa-se que estas tensões concentram-se na interseção das paredes em sua região superior, ocorrendo aí as tensões máximas na parede central. As tensões cisalhantes ocorrem ao longo de toda a altura do painel, situação igual ao painel com a parede central aumentada e

contrária ao painel original e o de flanges aumentadas, onde as tensões de cisalhamento se anulavam na metade inferior. A máxima tensão cisalhante é cerca de 15 % superior à do painel original e à do painel com a parede central aumentada, entretanto, é praticamente igual à obtida no painel com flanges aumentadas.

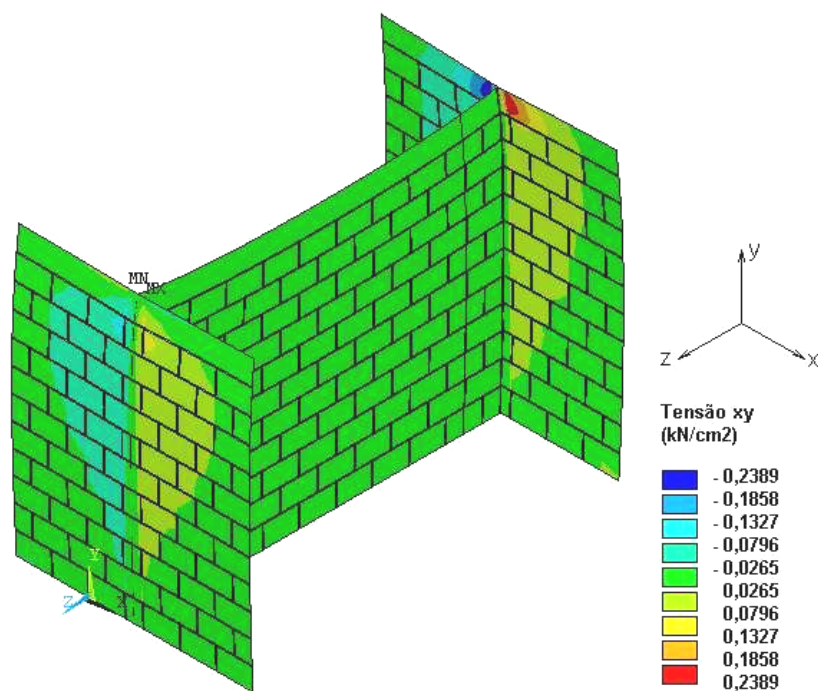


Figura 88 – Tensões de cisalhamento nas flanges do painel – dimensões usuais

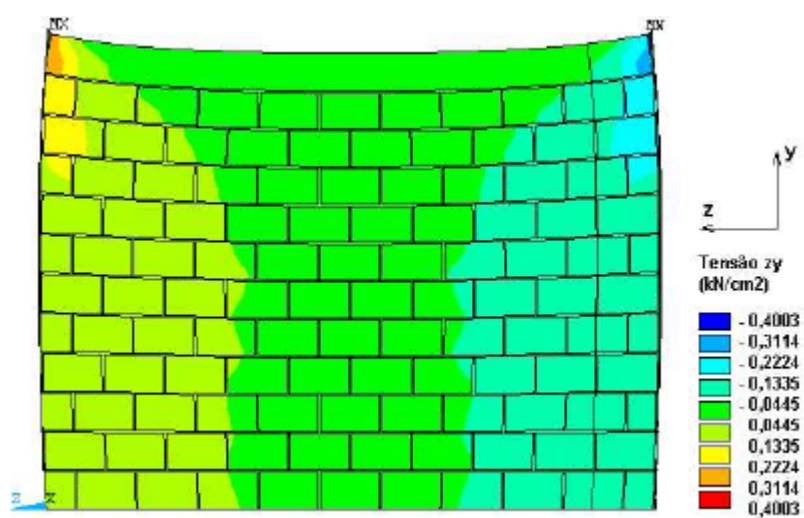


Figura 89 – Tensões de cisalhamento na parede central do painel – dimensões usuais

Na figura 90 faz-se a comparação das tensões cisalhantes em diferentes seções da parede central e das flanges, as mesmas utilizadas anteriormente. As maiores tensões de cisalhamento ocorrem nas seções mais próximas da interseção (posição 2 da alma e das flanges) e em sua região superior, onde existem as maiores diferenças entre o carregamento da parede central e das flanges. As diferenças de tensões entre as seções das flanges são bem inferiores às encontradas nas seções da parede central. Observa-se que na posição 1 da alma, que está a 75 cm de distância da interseção, as tensões no topo são praticamente nulas tendendo para uma tensão constante a partir da metade inferior do painel.

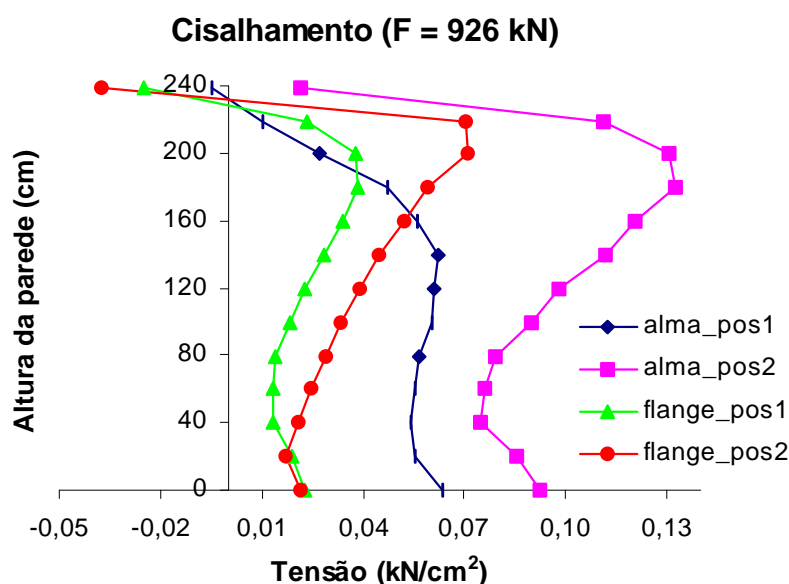


Figura 90 – Comparação das tensões de cisalhamento do painel - dimensões usuais

A força transferida para cada flange foi de 201 kN, cerca de 35% superior à força transferida no painel do item 5.4.1, cuja parede central tinha a mesma dimensão (301 cm), no entanto as flanges eram bem menores, tinham apenas 74 cm. Utilizando-se o procedimento de grupos de parede com interação (item 2.2.3) obtém-se para este painel uma taxa de interação de 77 %, que era de se esperar, já que não houve a uniformização total das tensões normais verticais e sim a redução das diferenças de tensões entre flanges e alma.

Acredita-se que um possível modo para se estimar as taxas de interação dos painéis é verificar o espalhamento das forças ao longo da altura do painel. A figura 91 apresenta o espalhamento de uma força concentrada aplicada na parede central deste painel, considerando-se as recomendações da NBR 10837 (1989) e

de CURTIN et al (1984). No caso deste painel com dimensões usuais, onde a taxa de interação foi inferior a 80%, o espalhamento da força na base é parcial (vide figura 91). Já nos casos do painel original e dos painéis do itens 5.4.1 e 5.4.2, onde há a uniformização das tensões, o espalhamento total da força concentrada ocorre algumas fiadas acima da base. Indicando uma certa correlação dos resultados numéricos com este procedimento. Esse fenômeno, que está ligado à relação existente entre altura do painel e dimensões em planta, bem como ao ângulo de espalhamento da força, será melhor estudado em trabalho futuro.

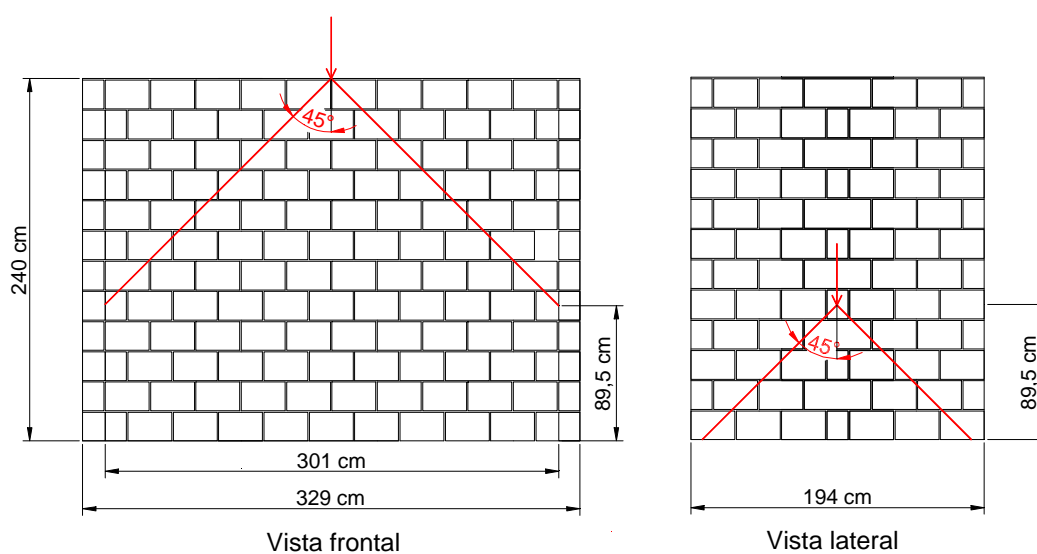


Figura 91 – Espalhamento de uma força concentrada no painel com dimensões usuais

O estudo realizado sobre a interação de paredes de alvenaria estrutural desenvolveu-se em quatro etapas:

- análise teórica do problema, em que foram estudados as formas de consideração da interação no cálculo estrutural de um edifício de alvenaria, os procedimentos de distribuição das forças verticais e o efeito de enrijecimento;
- análise experimental, onde realizaram-se ensaios de painéis de alvenaria no formato “H” para verificação da interação de paredes;
- análise numérica, em que foram desenvolvidos modelos em elementos finitos para uma melhor compreensão do comportamento do painel ensaiado e para a comparação entre valores teóricos e experimentais;
- extrapolações numéricas, onde foram empregados modelos alternativos, buscando alargar o conhecimento a respeito do fenômeno estudado.

Ressalta-se que neste trabalho considerou-se apenas o caso de amarração direta das paredes, não se podendo extrapolar os resultados e as conclusões para outros tipos de amarração. Também, enfatiza-se que esta amarração direta deve ser bem executada, tomando-se os cuidados necessários para garantir uma boa ligação das paredes que se intersectam.

A força de ruptura obtida para os painéis ensaiados refere-se à resistência da parede central considerada isolada, onde há uma grande concentração de tensão na região superior. Inicialmente toda a força aplicada deve passar por esta parede antes de ocorrer a transferência de forças para as flanges. Este resultado é o mesmo obtido por SINHA & HENDRY (1979) que realizaram ensaios similares, com o objetivo de verificar os efeitos de enrijecimento.

O comportamento dos painéis com cinta de respaldo e aqueles que também possuíam cintas intermediárias foi praticamente o mesmo. Tal fato indica a pouca influência, neste caso, da cinta intermediária na distribuição das ações verticais. Entretanto, acredita-se que no caso das ações horizontais a cinta intermediária tenha uma maior importância.

Durante os ensaios percebeu-se a uniformização dos deslocamentos verticais no trecho inferior do painel desde os estágios iniciais de carregamentos até cerca de 75% da força de ruptura. Essa uniformização comprova a interação no painel. Vale ressaltar que a alvenaria em situação de serviço trabalha com aproximadamente 20% da força de ruptura. Portanto, para a determinação das ações em serviço a não consideração da interação leva a resultados errôneos.

Analisando-se os diagramas tensão x deformação dos painéis percebe-se uma linearidade até 75% da força de ruptura, valor esse que confirma a indicação de HENDRY et al (1981). Nas regiões superiores do painel observa-se que a parede central é mais solicitada do que as flanges, pois as deformações obtidas para a parede central são sempre maiores que nas flanges. Na região inferior as deformações de todas as paredes do painel praticamente se igualam, indicando a uniformização das tensões.

A forma de ruptura do painel deixa bem clara a separação das flanges, com fissuras ao longo das interfaces, e a ruptura na região superior da parede central. No caso dos painéis com cintas intermediárias as fissuras não se propagam para a metade inferior do painel.

Apesar da análise numérica ter sido apenas no regime linear verificou-se uma correlação muito boa com o comportamento do painel, indicando as regiões de concentração de tensões normais e cisalhantes. Na análise numérica foram utilizados os valores dos módulos de elasticidade do bloco e da argamassa em separado, gerando um módulo de elasticidade equivalente para a alvenaria menor que o obtido experimentalmente. Isto indica uma necessidade de melhorar os procedimentos para correlacionar os módulos de elasticidade de blocos e argamassa, determinados experimentalmente, e os valores a serem utilizados na modelagem numérica. Tal fato será objeto de investigação em trabalho futuro. Cabe ressaltar que a correção do módulo de elasticidade utilizado na análise numérica, feita com base na teoria da homogeneização, levou a uma ótima correlação dos valores de deslocamento vertical ao longo da altura do painel.

A boa representação do comportamento global do painel verificada na análise numérica garante a representatividade das extrapolações realizadas, modelando-se painéis com diferentes números de pavimentos e diferentes dimensões em planta.

Ao variar-se o número de pavimentos, com a aplicação do carregamento em parcelas iguais em cada nível, percebe-se uma grande redução das máximas tensões normais verticais (até 50%) e das máximas tensões cisalhantes (até 75%). A situação de ensaio é a mais crítica, levando à menor força de ruptura. Percebeu-se, também, que a partir de 4 pavimentos as reduções de tensões e deslocamentos são pequenas, com indício de que para um número maior de pavimentos as tensões máximas não mais se alterem.

Nas modelagens numéricas em que foram variadas as dimensões do painel em planta percebeu-se que o principal parâmetro na análise de taxas de interação é a relação entre a altura e o comprimento em planta. Entretanto, não se atingiu o objetivo inicial de fornecer regras ou indicações práticas de determinação de taxas de interação para o desenvolvimento de projetos estruturais de edifícios de alvenaria. Apenas verificou-se que nos casos onde o comprimento das flanges é menor que a metade da altura do painel, ou comprimento das flanges é maior que a parede central as taxas de interação aproximam-se de 100%. No caso das flanges, onde o comprimento destas é da mesma ordem de grandeza da altura do painel as taxas de interação tendem a reduzir.

A análise considerando o espalhamento de uma força concentrada ao longo da altura do painel pode servir como um referencial para a adoção de taxas de interação. Tal fato será fruto de investigação futura.

Com relação à análise teórica acredita-se que os procedimentos de grupos isolados de paredes e grupos de paredes com interação são os mais apropriados para a distribuição das ações verticais. Isto porque esses procedimentos permitem a consideração da interação de paredes, que efetivamente ocorre. As análises com auxílio desses procedimentos são simples e automatizáveis conforme CORRÊA & RAMALHO (1998a). Entretanto, ainda há necessidade de aprofundar os estudos para uma análise da formação de grupos e macrogrupos, e suas taxas de interação. Há fortes indícios de que a razão altura / comprimento em planta seja o parâmetro dominante.

O procedimento de paredes isoladas, quando não justificado, pode ser considerado anti-econômico, pois a não consideração da interação leva a maiores tensões e, conseqüentemente, à necessidade de blocos mais resistentes. Além do que pode gerar diferenças expressivas nas estimativas de cargas na fundação.

Referências bibliográficas

- ALY, V.L.C. (1991). *Determinação da capacidade resistente do elemento parede de alvenaria armada de blocos de concreto, submetidos a esforços de compressão*. São Paulo. 103 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- ANDRADE, J.R.L. (s.d). *Curso de alvenaria estrutura* . Disciplina SET-156. (Notas de aula). EESC – USP, São Carlos.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1995). *ACI 530-92 - Building code requirements for masonry structures*. Detroit, Michigan.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1993). *E 518 – Standard Test Methods for Flexural Bond Strength of Masonry*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA (1990). *Manual técnico de alvenaria*. São Paulo, ABCI / Projeto.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). *NBR 5.739 - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). *NBR 6.136 - Blocos vazados de concreto simples para alvenaria*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR 6.461 - Bloco cerâmico para alvenaria - Verificação da resistência à compressão* . Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR 7.171 - Bloco cerâmico para alvenaria*. Rio de Janeiro.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). *NBR 7.223 - Concreto - Determinação de consistência pelo abatimento do tronco de cone - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR 8.042- Bloco cerâmico para alvenaria - Formas e dimensões*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR 8.043 - Bloco cerâmico portante para alvenaria - Determinação da área líquida* . Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR 8.215 - Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural - Preparo e ensaio à compressão* . Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 8522– Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). *NBR 8.798 - Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto* . Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). *NBR 8.949 - Paredes de alvenaria estrutural - Ensaio à compressão simples*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). *NBR 10.837 - Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro.
- AUSTRALIAN STANDARD (1998). *AS 3700 - Masonry structures*. 2 ed. Homebush, Australia.

- BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1978). *BS 5628 – Code of practice for Structural use of masonry*. Part 1. Unreinforced masonry. Londres, Inglaterra.
- CAMACHO, J.S. (1986). *Alvenaria estrutural não armada - parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes*. Porto Alegre.183p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- CAMACHO, J.S. (1995). *Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica*. São Paulo. 157p. Tese de Doutorado - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. (1994). Procedimento para análise de edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações verticais. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 5., Florianópolis, Brazil, 21-24 Aug. 1994. *Proceedings*. Florianópolis, Univ. Fed. Santa Catarina / University of Edinburgh/ ANTAC, p. 305-314.
- CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A.(1998a). Procedure for the analysis of masonry buildings under vertical loads. In: AUSTRALASIAN MASONRY CONFERENCE, 5, Gladstone, Australia, 1- 3 July 1998. *Proceedings*. Rockhampton North, CQU Publishing Unit. P.57-66.
- CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A.(1998b). *Alvenaria estrutural*. São Carlos, EESC-USP. (Notas de aula da disciplina: “SET-606 – Alvenaria estrutural”).
- CURTIN, W.G.; SHAW, G.; BECK, J.K.; PARKINSON, G.I. (1984) *Structural masonry detailing*. Londres, Granada Publishing.
- DRYSDALE, R.G.; HAMID, A.A.; BAKER, L.R. (1994). *Masonry structures: behavior and design*. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall.
- FARIA, M.S. (1998). Alvenaria estrutural: implantação de processo construtivo. *Curso internacional de alvenaria estrutural*. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland.

- FRANCO, L.S. (1987). *Desempenho estrutural do elemento parede de alvenaria empregado na alvenaria estrutural não armada, quando submetido a esforços de compressão*. São Paulo. 136p. Dissertação (Mestrado)- Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- GOMES, N.S. (1983). *A resistência das paredes de alvenaria*. São Paulo. 190p. Dissertação (Mestrado)- Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. (1993). *Manual de dosagem e controle do concreto*. São Paulo, Pini.
- HENDRY, A.W. (1981). *Structural Brickwork*. Londres, The Macmillan Press Ltd.
- HENDRY, A.W.; SINHA, B.P.; DAVIES, S.R. (1981). *An introduction to load bearing brickwork desing*. Chichester, England, Ellis Horwood Ltd.
- MACHADO JR., E.F. ;TAKEYA, T ; VAREDA, L.V. (1999). Ensaio de compressão simples em paredes de alvenaria de blocos cerâmicos. *Relatório técnico : Cerâmica Selecta*. São Carlos.
- MULLER, M.S.K. (1989). *Estudo das correlações entre resistências à compressão de paredes e prismas de alvenaria estrutural cerâmica não armada submetidos a esforços de compressão axial*. São Paulo. 269 p. Dissertação (Mestrado)- Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- OLIVEIRA JR, V. (1992). *Recomendações para o Projeto de Edifícios em Alvenaria Estrutural*. São Carlos. 266p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- OLIVEIRA JR., V.; PINHEIRO, L. M. (1994). Método prático para distribuição das ações verticais em paredes de alvenaria. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING CONTRIES, 5., Florianópolis, Brazil, 21-24 Aug. 1994. *Proceedings*. Florianópolis, Univ. Fed. Santa Catarina / University of Edinburgh/ ANTAC, p.315-322

- PANDE, G.N.; LIANG, J.X.; MIDDLETON, J. (1989). *Equivalent Elastic Moduli for Brick Masonry*. Computers and Geotechnics, v.8, pg.243-265.
- PALACIOS SOLORZANO, M.G. (1994). *Características e desempenho de juntas de argamassa na alvenaria estrutural de blocos de concreto*. São Paulo. 203 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- SABBATINI, F.H. (1984). *Processo construtivo de edifícios de alvenaria sílico-calcaria*. São Paulo. 298 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- SINHA, B.P.; HENDRY.A.W. (1979). Compressive strength of axially loaded brick walls stiffened along their vertical edges. In: INTERNATIONAL BRICK MASONRY CONFERENCE, 5., Washington, USA, 05-10 Oct. 1979. *Proceedings*. Washington, Brick Institute of America, p.254-261.
- VILATÓ, R.R. (1998). *Estudo da metodologia do projeto para edifícios em alvenaria estrutural não armada*. São Paulo. 175 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

Bibliografia complementar

ACCETTI, K. M. (1998). *Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria*. São Carlos. 247 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

AMRHEIN, J. E. (1978). *Reinforced Masonry Engineering Handbook*. Masonry Institute of America.

ANDRADE, A.A. (1998). *Comportamento estrutural das paredes de alvenaria*. São Paulo. 97 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

BASTOS, P. S. S. (1993). *Contribuições ao projeto de edifícios de alvenaria estrutural pelo método das tensões admissíveis*. São Carlos. 242 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CORRÊA, M. R. S. ; RAMALHO, M. A. (1994). Efeitos de aberturas em painéis de alvenaria estrutural. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 5., Florianópolis, Brazil, 21-24 Aug. 1994. *Proceedings*. Florianópolis, Univ. Fed. Santa Catarina / University of Edinburgh/ ANTAC, 1994. p. 359-367.

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A.(1998). Wall cracking under building roofs. In: AUSTRALASIAN MASONRY CONFERENCE, 5, Gladstone, Australia, 1- 3 July 1998. *Proceedings*. Rockhampton North, CQU Publishing Unit. P. 325-334.

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A.; BASSO, ADMIR.(1997). Fissuras em paredes de alvenaria estrutural sob lajes de cobertura de edifícios. In: IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, 1., Porto Alegre, Brasil, 21-24 Out. 1997. *Anais*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1997. p. 367-374.

- DICKEY, W. L. ; SCHNEIDER, R. R. (1994). *Reinforced masonry design*. Englewood Cliffs, Prentice Hall.
- EUROCODE 6 (1997). *Design of masonry structures*. Part 1-1 : General rules for buildings. Rules for reinforced and unreinforced masonry. Madrid, Espanha.
- GALLEGOS, H. (1989). *Albañileria estructural*. 2 ed. Lima, Fondo Editorial da Pontificia Universidad Católica del Peru.
- GALLEGOS, H. (1993). *Albañileria estructural : Diseño y calculo de muros* . 2 ed. Lima, Fondo Editorial da Pontificia Universidad Católica del Peru.
- LOURENÇO, P.J.B.B. (1996). *Computacional strategies for masonry structures*. Delft, The Netherlands, Delft University Press.
- MEDEIROS, J.S. (1993). *Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto*. São Paulo. 2 v. Dissertação (Mestrado)- Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- NASCIMENTO NETO, J. A. (1999), *Investigação das solicitações de cisalhamentos em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais*. São Carlos. 127 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- OLIVEIRA JR., V.; PINHEIRO L. M. (1994). Análise de paredes de alvenaria estrutural calculadas no estado limite último. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 5., Florianópolis, Brazil, 21-24 Aug. 1994. *Proceedings*. Florianópolis, Univ. Fed. Santa Catarina / University of Edinburgh/ ANTAC, p.295-304.
- PRUDÊNCIO JR., L.R. (1986). *Resistência à compressão da alvenaria e correlação entre resistência de unidades, prismas e paredes*. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado). Universidade do Rio Grande do Sul.

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

SINHA, B.P.; ROMAN, H.R., PEDRESCHI, R.; KERBER, J.A. (1998). *Curso internacional de alvenaria estrutural*. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland.

TAKEYA, T. (1988). Introdução à análise experimental de estruturas. *Notas de aula*. SET 5816 - Análise experimental de estruturas. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

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

Apêndice

Resistência à compressão de blocos e meios blocos

Ensaio compressão uniaxial		
Bloco	F (kN)	σ (MPa)
1	363,4	9,0
2	385,5	9,5
3	393,6	9,7
4	415,2	10,2
5	434,6	10,7
6	444,5	10,9
7	449,8	11,1
8	450,5	11,1
9	472,5	11,6
10	494,5	12,2
11	516,2	12,7
12	544,4	13,4
	f_b :	11,0

Ensaio compressão uniaxial		
Meio Bloco	F (kN)	σ (MPa)
1	328,4	16,8
2	319,3	16,3
3	232,9	11,9
4	220,1	11,2
5	274,2	14,0
6	262,2	13,4
7	240,5	12,3
8	208,9	10,7
9	296,2	15,1
10	207,0	10,6
11	235,0	12,0
12	199,4	10,2
	f_b :	12,9

Obs: valores de tensão em relação à área bruta

Determinação do módulo de deformação do bloco

Diagrama tensão x deformação - Meio Bloco 2

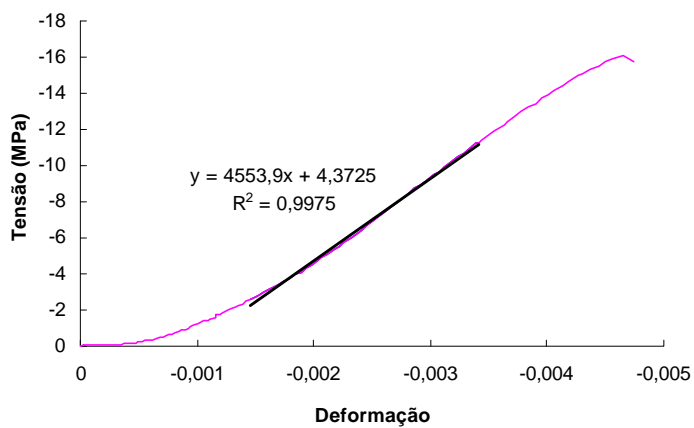


Diagrama tensão x deformação - Meio Bloco 3

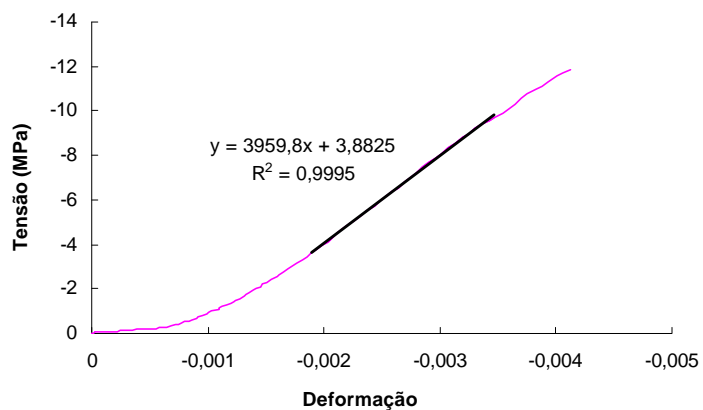
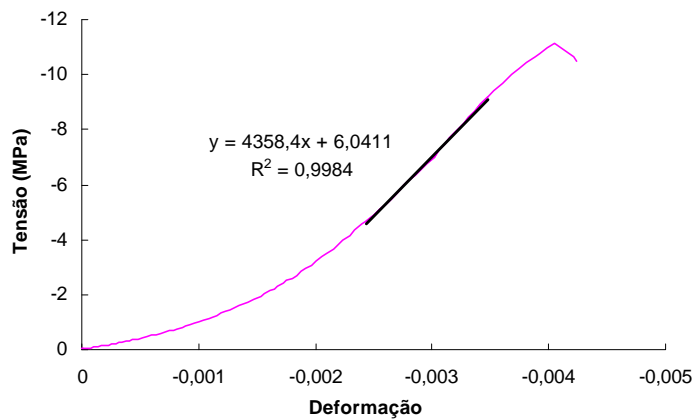


Diagrama tensão x deformação - Meio Bloco 4



Determinação do módulo de deformação do bloco

Diagrama tensão x deformação - Meio Bloco 5

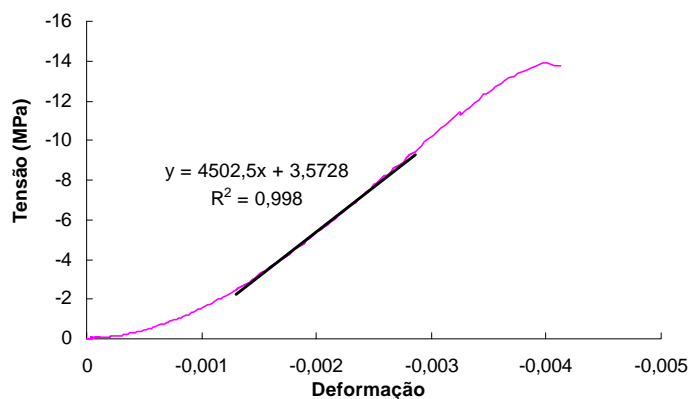


Diagrama tensão x deformação - Meio Bloco 6

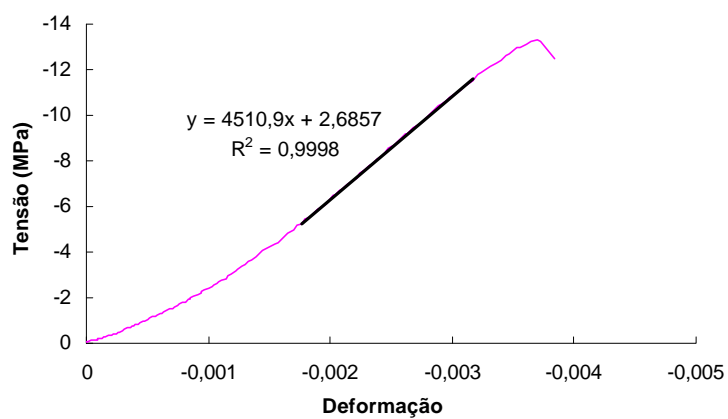
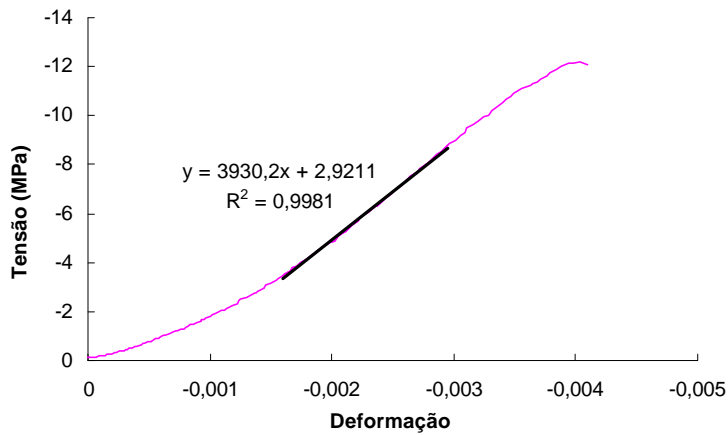
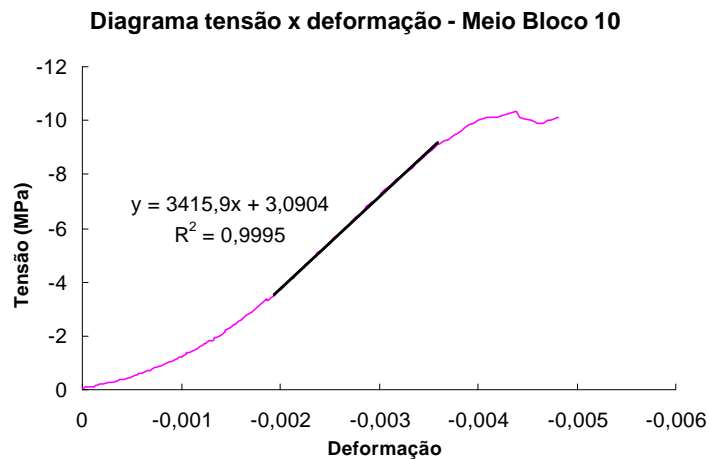
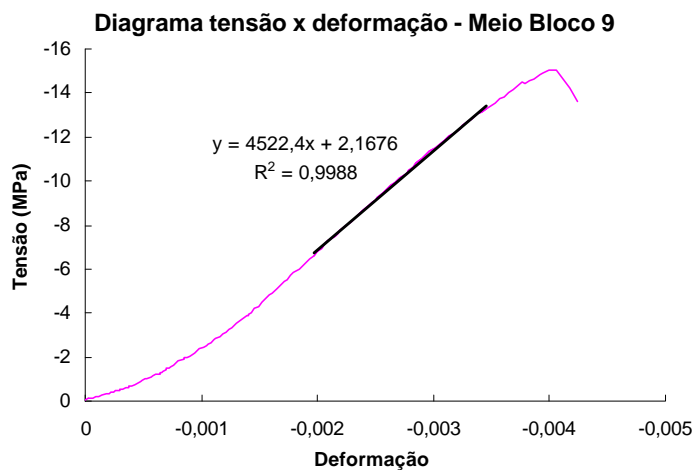
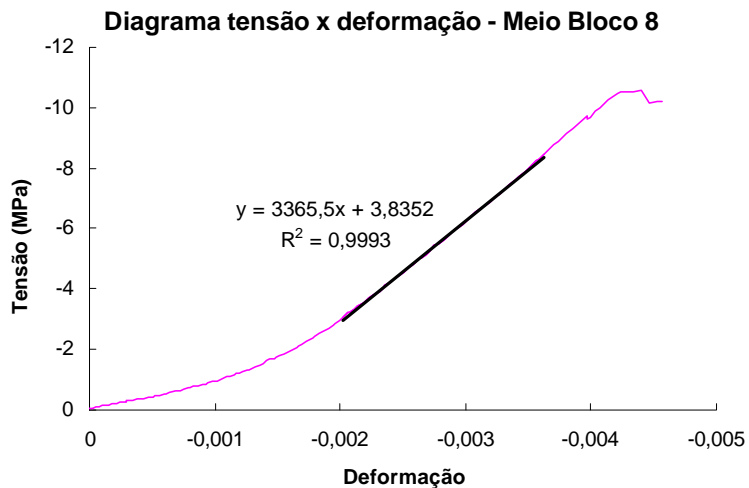


Diagrama tensão x deformação - Meio Bloco 7



Determinação do módulo de deformação do bloco



Determinação do módulo de deformação do bloco

Diagrama tensão x deformação - Meio Bloco 11

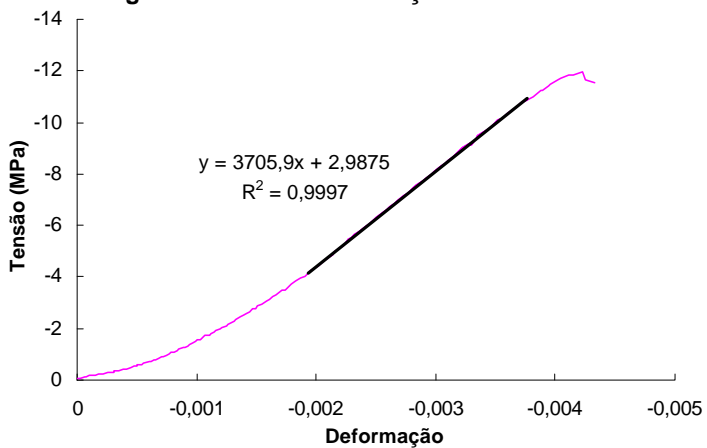
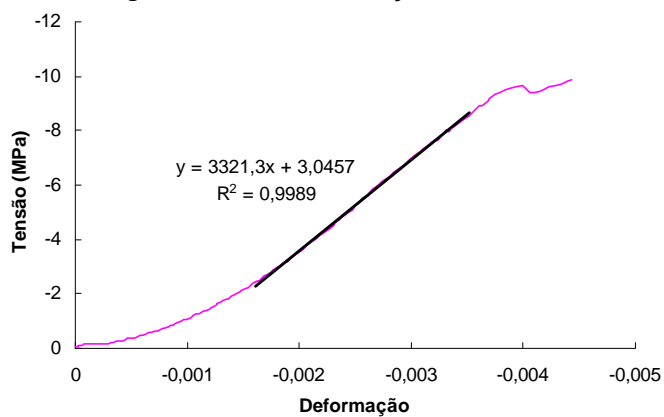


Diagrama tensão x deformação - Meio Bloco 12



Resistência à compressão da argamassa de assentamento

CP (Série 1)	Ensaio aos 91 dias	
	Força (kgf)	Tensão (Mpa)
1.1	2300	11,7
1.2	2400	12,2
1.3	2450	12,5
1.4	2425	12,4
1.5	2375	12,1
1.6	2200	11,2
1.7	2300	11,7
1.8	2250	11,5
1.9	2325	11,8
1.10	2575	13,1
1.11	2525	12,9
1.12	2500	12,7
1.13	2425	12,4
1.14	2500	12,7
1.15	2775	14,1
1.16	2625	13,4
1.17	2600	13,2
1.18	2650	13,5
1.19	2300	11,7
1.20	2450	12,5
1.21	2550	13,0
1.22	2600	13,2
1.23	2125	10,8
1.24	2300	11,7
Média	2439	12,4
Desv. Pad.	158	0,8
Coef. Var	6,50	6,5

CP (Série 2)	Ensaio aos 91 dias	
	Força (kgf)	Tensão (Mpa)
2.1	2150	10,9
2.2	2500	12,7
2.3	2250	11,5
2.4	2600	13,2
2.5	2225	11,3
2.6	2500	12,7
2.7	2300	11,7
2.8	2225	11,3
2.9	2175	11,1
2.10	2500	12,7
2.11	2700	13,8
2.12	2750	14,0
2.13	2400	12,2
2.14	2500	12,7
2.15	2350	12,0
2.16	2375	12,1
2.17	2250	11,5
2.18	2700	13,8
2.19	2325	11,8
2.20	2350	12,0
2.21	2500	12,7
2.22	2225	11,3
2.23	2275	11,6
2.24	2700	13,8
Média	2409	12,3
Desv. Pad.	183	0,9
Coef. Var	7,58	7,6

Resistência à compressão do graute

CP	Ensaio aos 91 dias	
	Força (kN)	Tensão (MPa)
1.1	233,00	29,67
1.2	204,90	26,09
1.3	248,50	31,64
1.4	236,20	30,07
1.5	235,30	29,96
1.6	238,20	30,33
1.7	204,60	26,05
1.8	195,00	24,83
1.9	199,80	25,44
2.1	231,00	29,41
2.2	232,10	29,55
2.3	214,60	27,32
2.4	209,80	26,71
2.5	221,60	28,21
2.6	204,30	26,01
2.7	218,30	27,79
2.8	227,40	28,95
2.9	230,50	29,35
2.10	225,40	28,70
2.11	226,20	28,80
2.12	230,80	29,39
2.13	216,60	27,58
2.14	209,30	26,65
2.15	200,80	25,57
2.16	248,40	31,63
2.17	241,30	30,72
2.18	245,60	31,27
Média	223,31	28,43
Desv. Pad.	15,72	2,00
Coef. Var.	7,04	7,04

Resistência à compressão dos prismas

Prismas 2 blocos (série 1)		
CP	F (kN)	σ (MPa)
1	262,7	6,5
2	291,2	7,2
3	255,3	6,3
4	287,9	7,1
5	225,3	5,5
6	215,8	5,3
	Média:	6,3
	Desv. pad.	0,8
	Coef. Var.	12,2

Prismas 2 blocos (série 2)		
CP	F (kN)	σ (MPa)
7	229,1	5,6
8	162,1	4,0
9	187,4	4,6
10	150,6	3,7
11	188,7	4,6
12	169,2	4,2
	Média:	4,5
	Desv. pad.	0,7
	Coef. Var.	15,3

Prismas 3 blocos (série 1)		
CP	F (kN)	σ (MPa)
1	193,7	4,8
2	239,7	5,9
3	279,1	6,9
4	234,4	5,8
5	203,0	5,0
6	214,2	5,3
	Média:	5,6
	Desv. pad.	0,8
	Coef. Var.	13,6

Prismas 3 blocos (série 2)		
CP	F (kN)	σ (MPa)
7	230,2	5,7
8	168,9	4,2
9	214,5	5,3
10	167,4	4,1
11	179,3	4,4
12	140,1	3,5
	Média:	4,5
	Desv. pad.	0,8
	Coef. Var.	18,1

Obs.: todos os valores de tensão são referidos à área bruta.

Carga de ruptura e módulo de deformação dos painéis

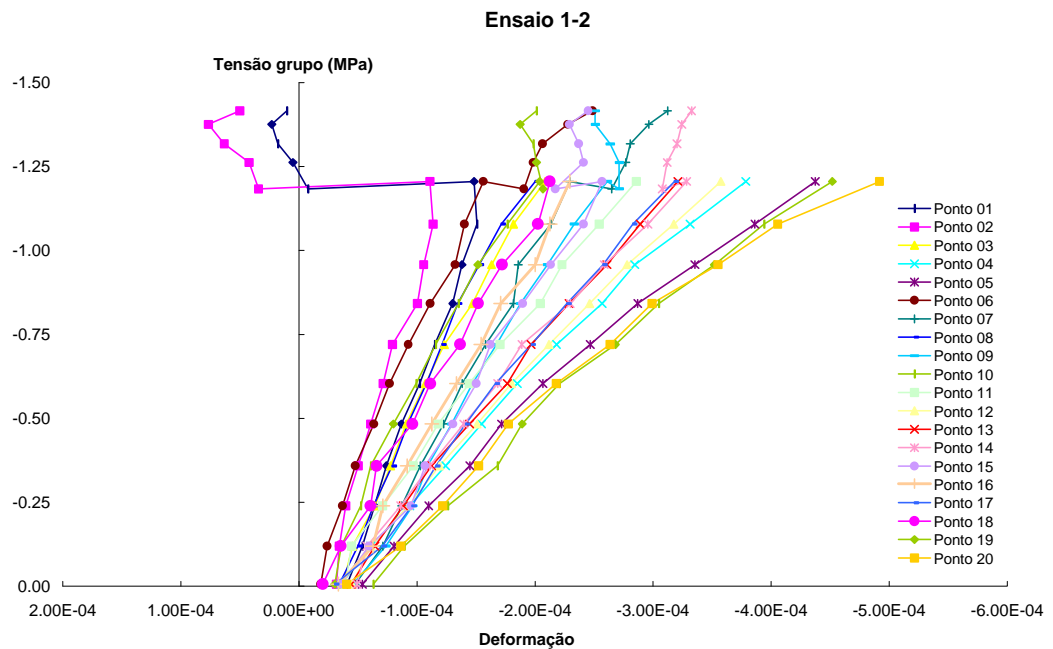
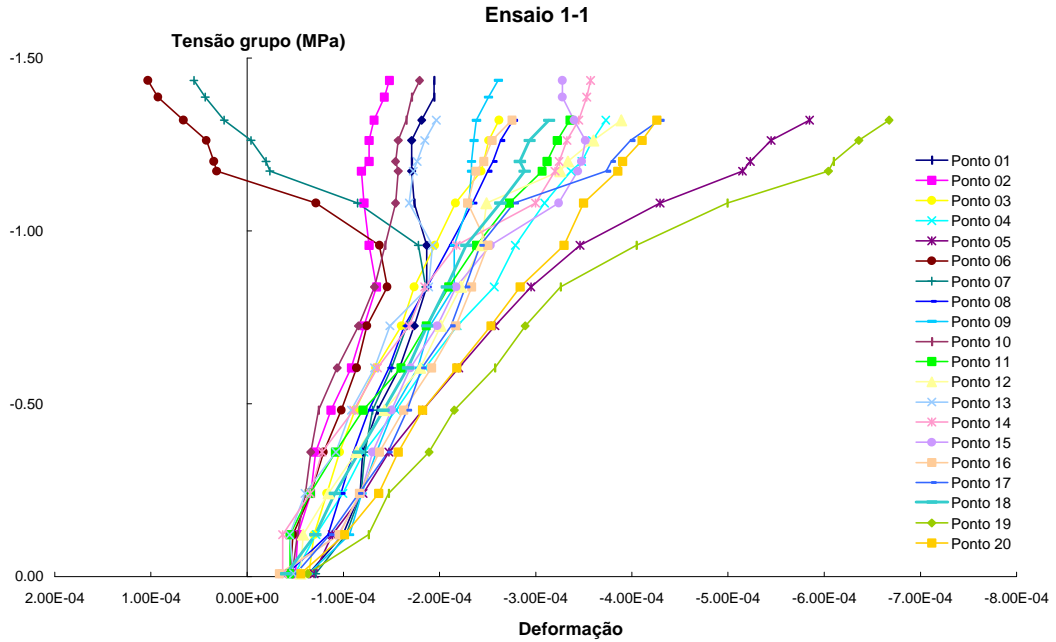
Ensaio	F _{rup} (kN)
1.1	490
1.2	480
1.3	560
2.1	440
2.2	440
2.3	390
média:	466.7
desv. pad.	57.9
Coef. Var.	12.4

	Série 1	Série 2
Ensaio	F _{rup} (kN)	F _{rup} (kN)
1	490	440
2	480	440
3	560	390
média:	510,0	423,3
desv. pad.	43,6	28,9
Coef. Var.	8,5	6,8

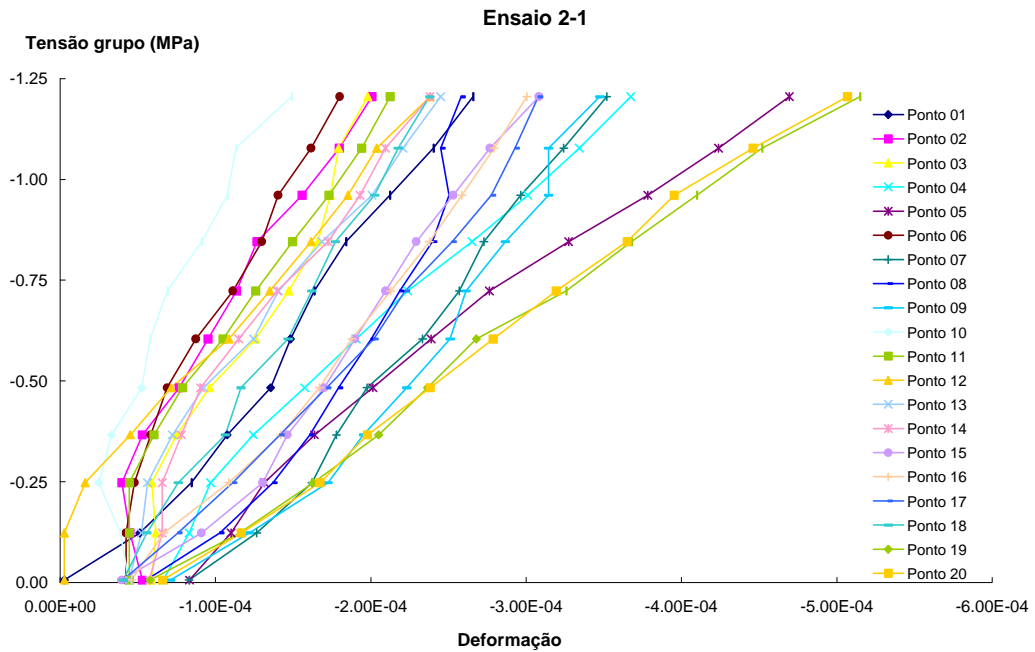
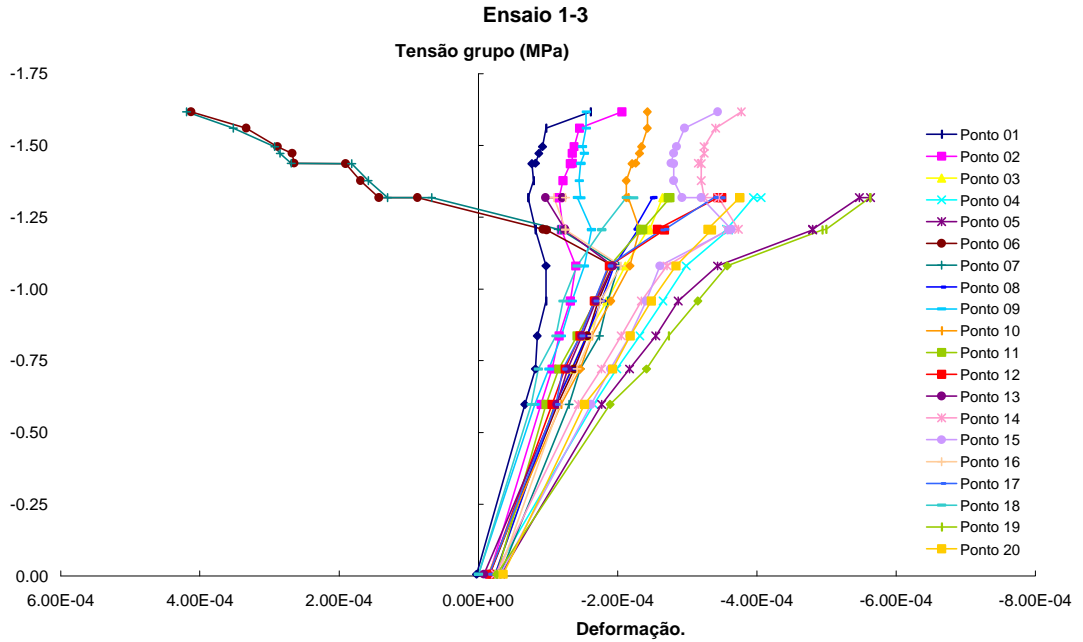
Ensaio	E (MPa)
1.1	5267
1.2	4976
1.3	5863
2.1	5488
2.2	5326
2.3	5274
Média:	5366
Desv. pad.	294,6
Coef. Var.	5,5%

Obs.: todos os valores de tensão são referidos à área bruta.

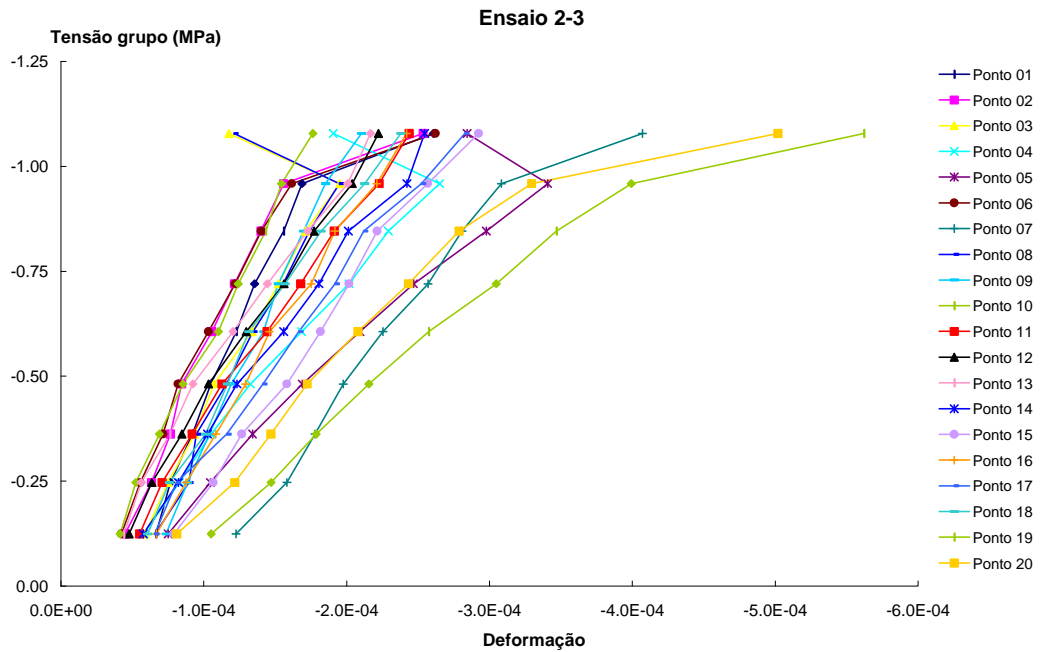
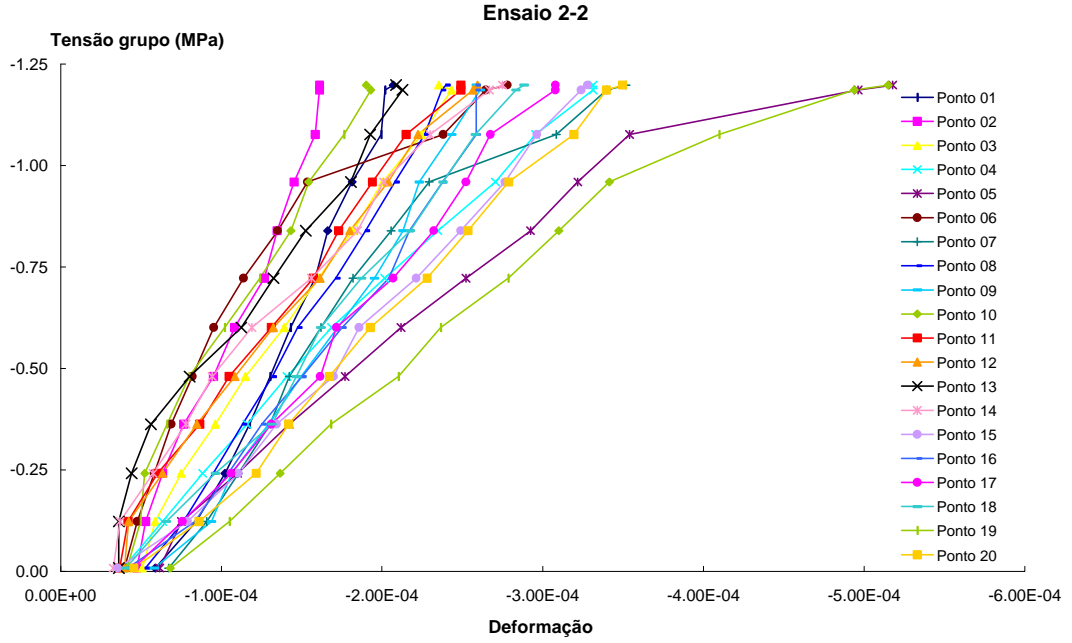
Comportamento geral dos painéis



Comportamento geral dos painéis



Comportamento geral dos painéis



Módulo de deformação estimado para os painéis

Diagrama tensão x deformação - Ensaio 1-1

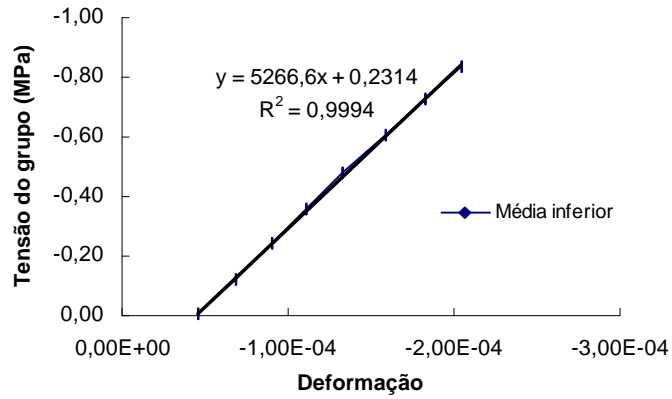


Diagrama tensão x deformação - Ensaio 1-2

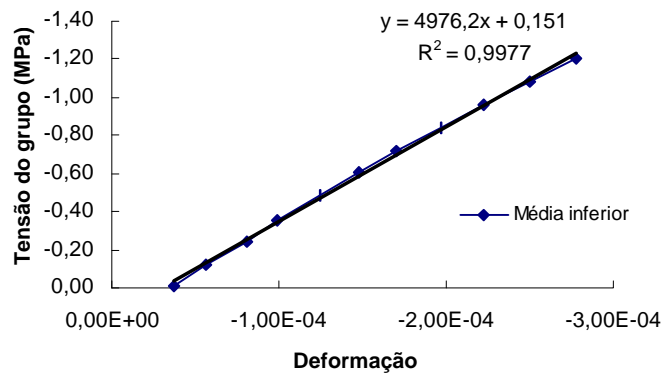
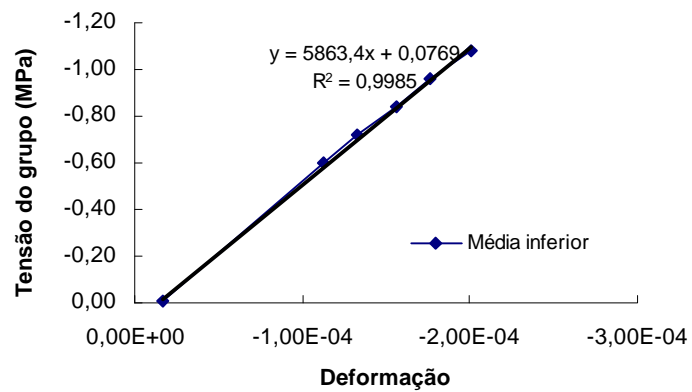


Diagrama tensão x deformação - Ensaio 1-3



Módulo de deformação estimado para os painéis

Diagrama tensão x deformação - Ensaio 2-1

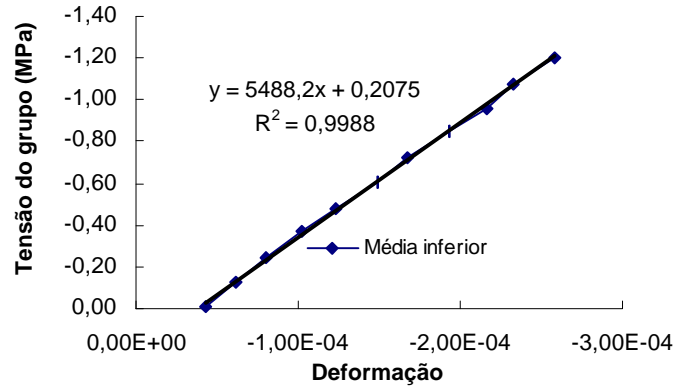


Diagrama tensão x deformação - Ensaio 2-2

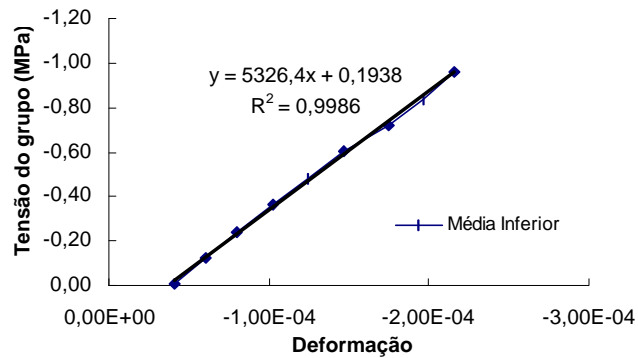
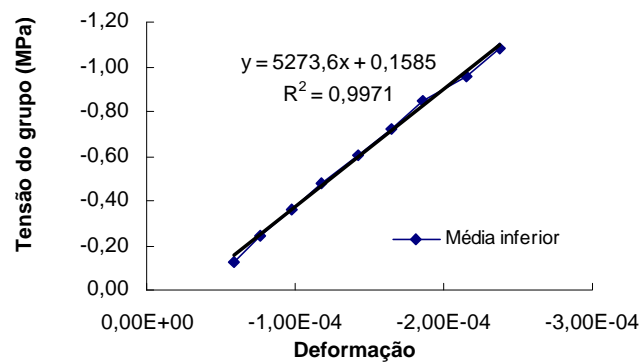


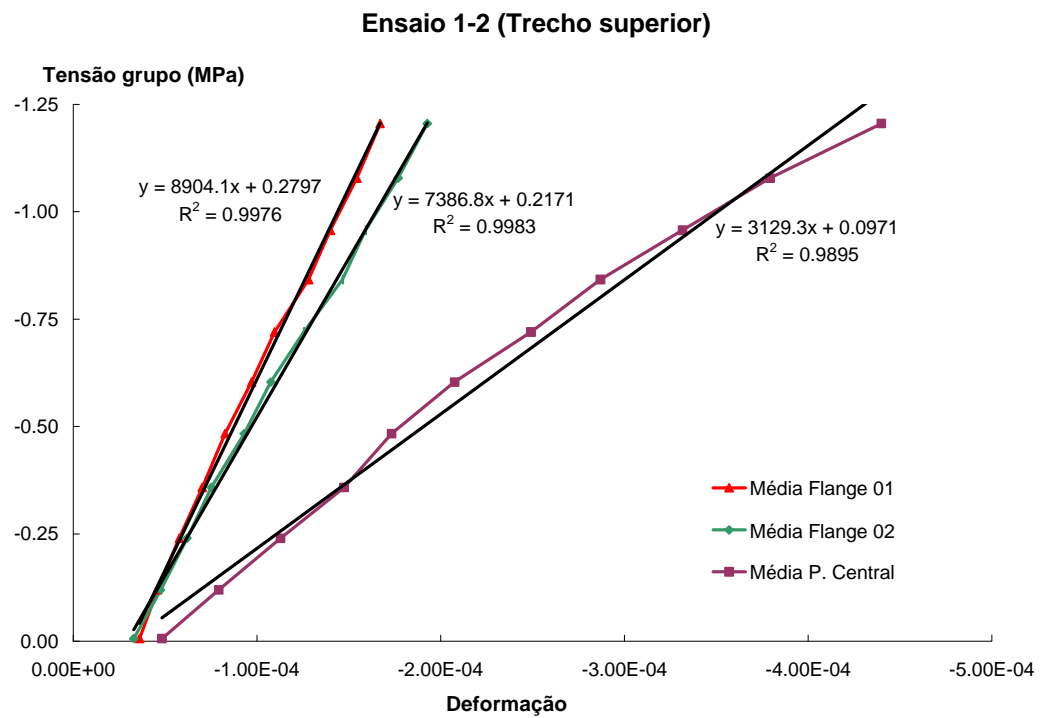
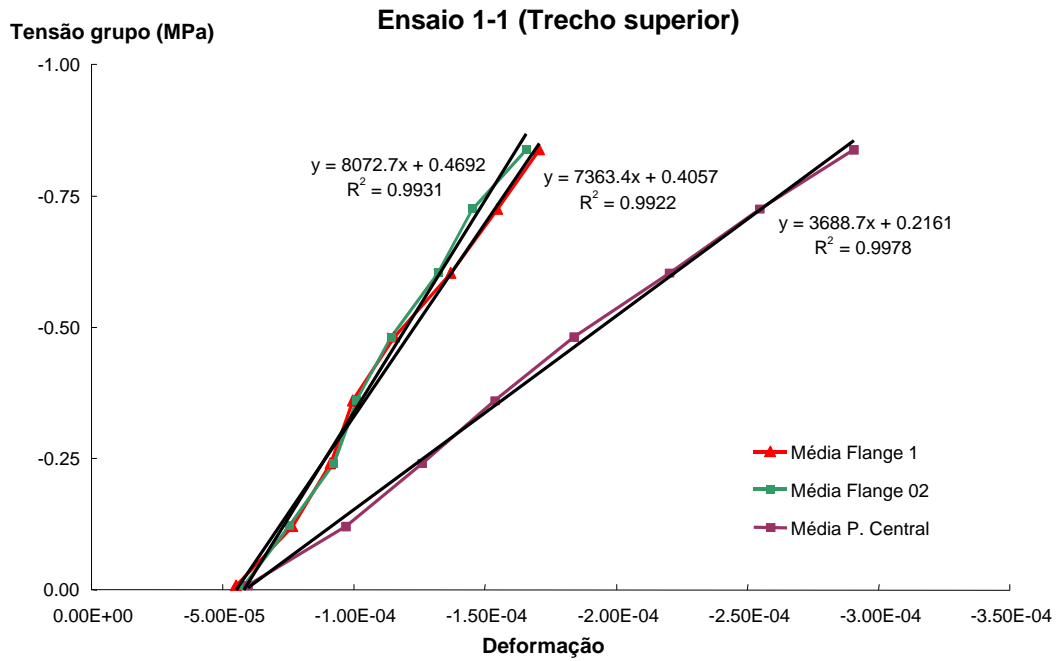
Diagrama tensão x deformação - Ensaio 2-3



Módulo de deformação estimado por trechos

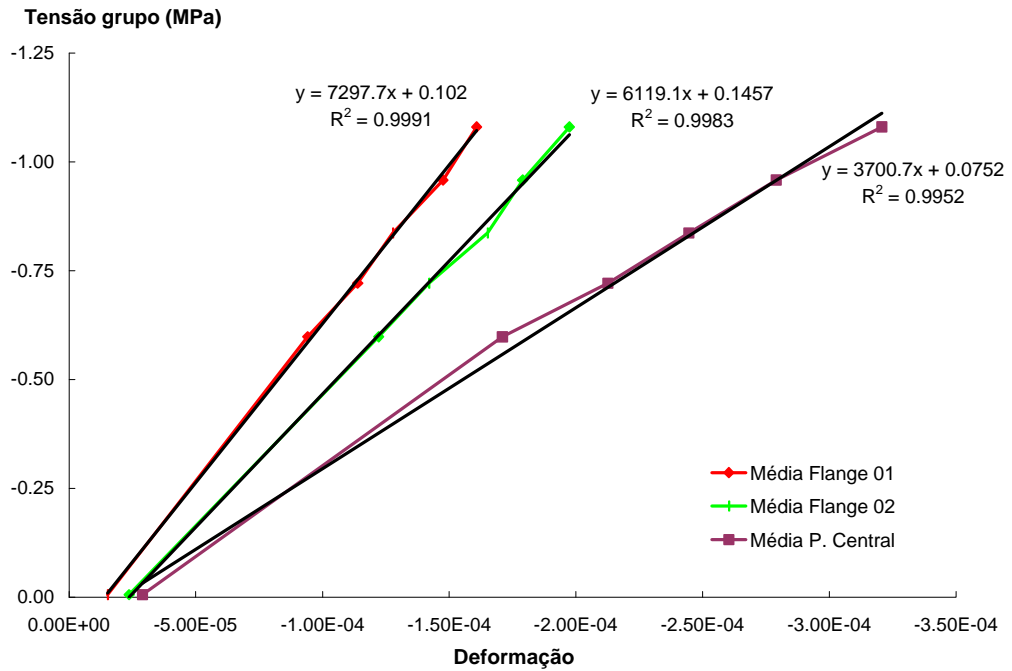
Módulos de deformação dos painéis de alvenaria por trechos (MPa)			
Trecho superior			
Ensaio	Flange 01	Flange 02	P. Central
1.1	7363,0	8073,0	3689,0
1.2	8904,0	7387,0	3129,0
1.3	7298,0	6119,0	3701,0
2.1	6316,0	5939,0	3046,0
2.2	7026,0	7154,0	3801,0
2.3	6972,0	5546,0	3318,0
Média	7313,2	6703,0	3447,3
Desv. Pad.	863,3	981,0	324,6
Coef. Var.	11,8	14,6	9,4
Trecho inferior			
Ensaio	Flange 01	Flange 02	P. Central
1.1	7334,0	5082,0	4734,0
1.2	6289,0	4878,0	4584,0
1.3	6058,0	5167,0	6637,0
2.1	6534,0	5296,0	5234,0
2.2	6610,0	5130,0	5012,0
2.3	7015,0	4975,0	4946,0
Média	6640,0	5088,0	5191,2
Desv. Pad.	468,3	147,1	743,3
Coef. Var.	7,1	2,9	14,3

Módulo de deformação estimado para o trecho superior

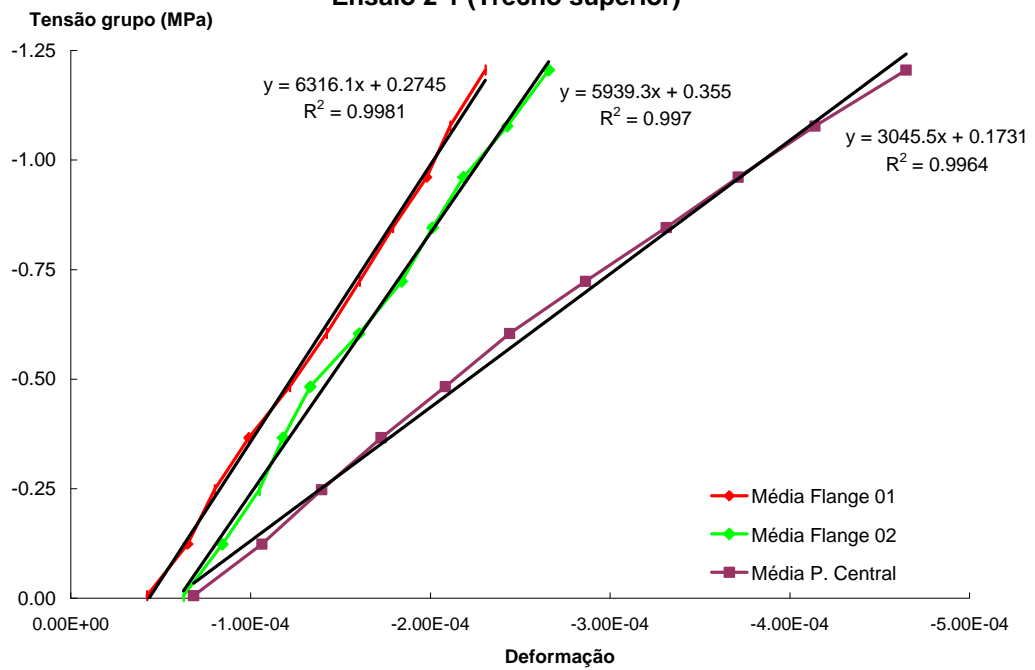


Módulo de deformação estimado para o trecho superior

Ensaio 1-3 (Trecho superior)

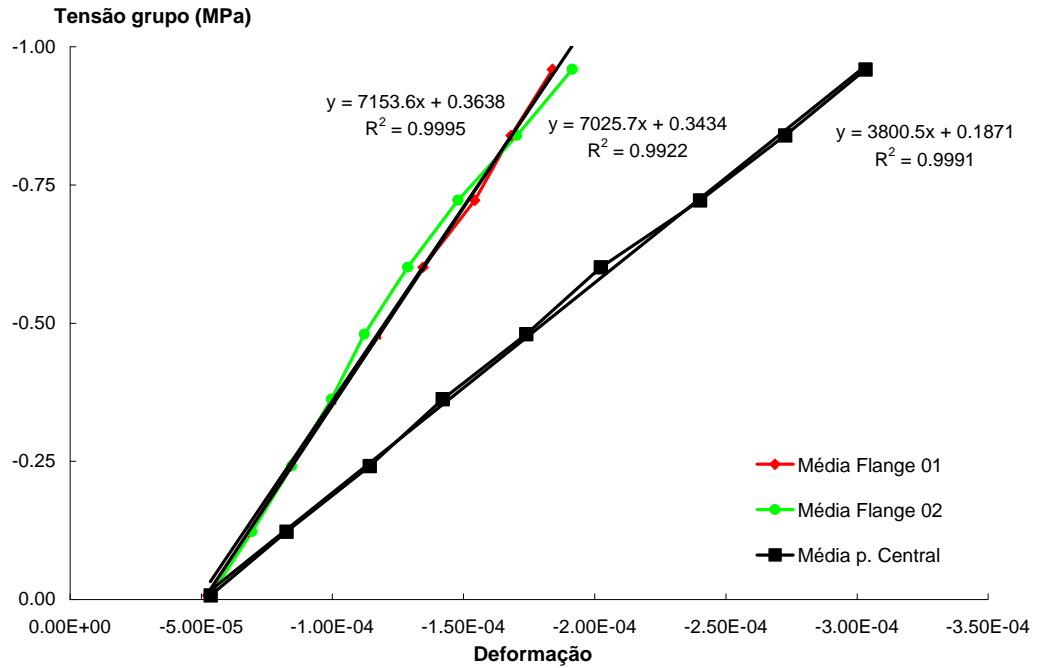


Ensaio 2-1 (Trecho superior)

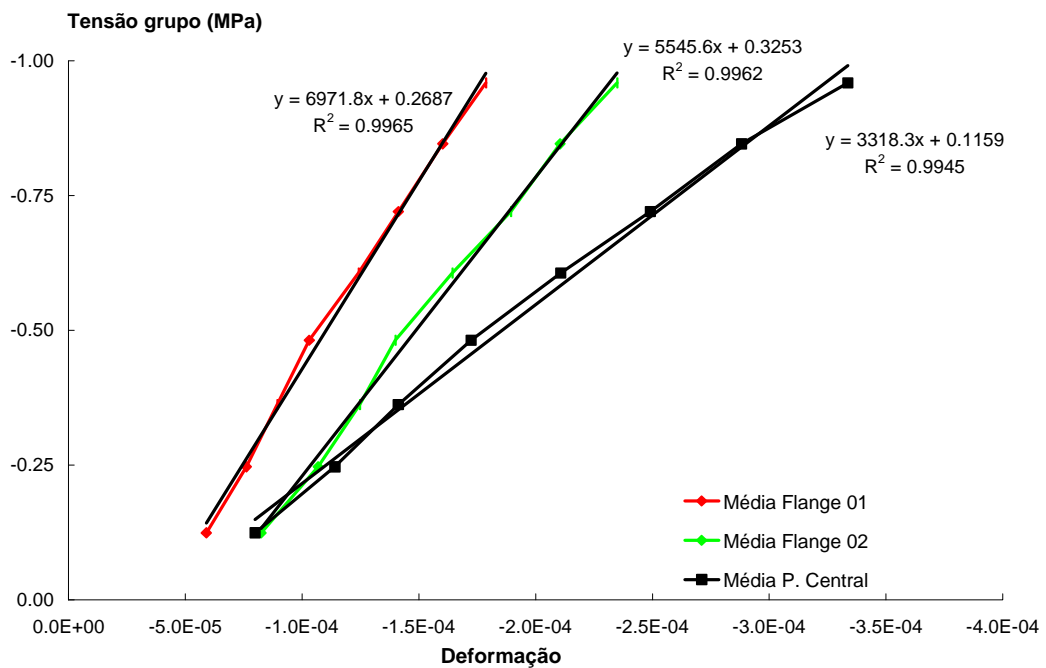


Módulo de deformação estimado para o trecho superior

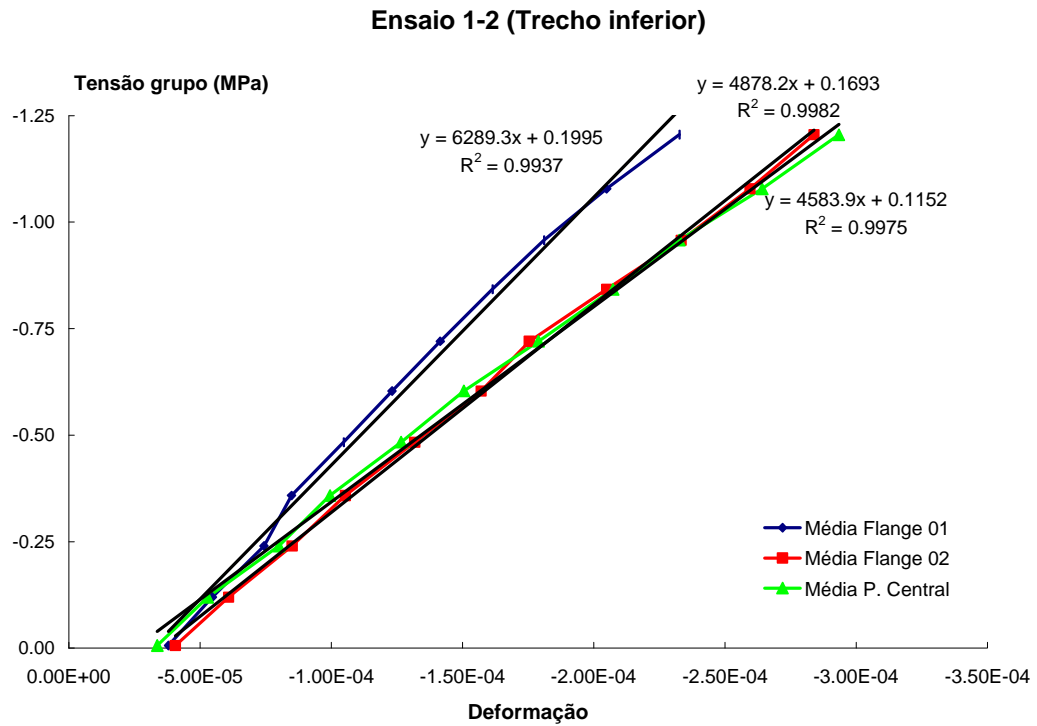
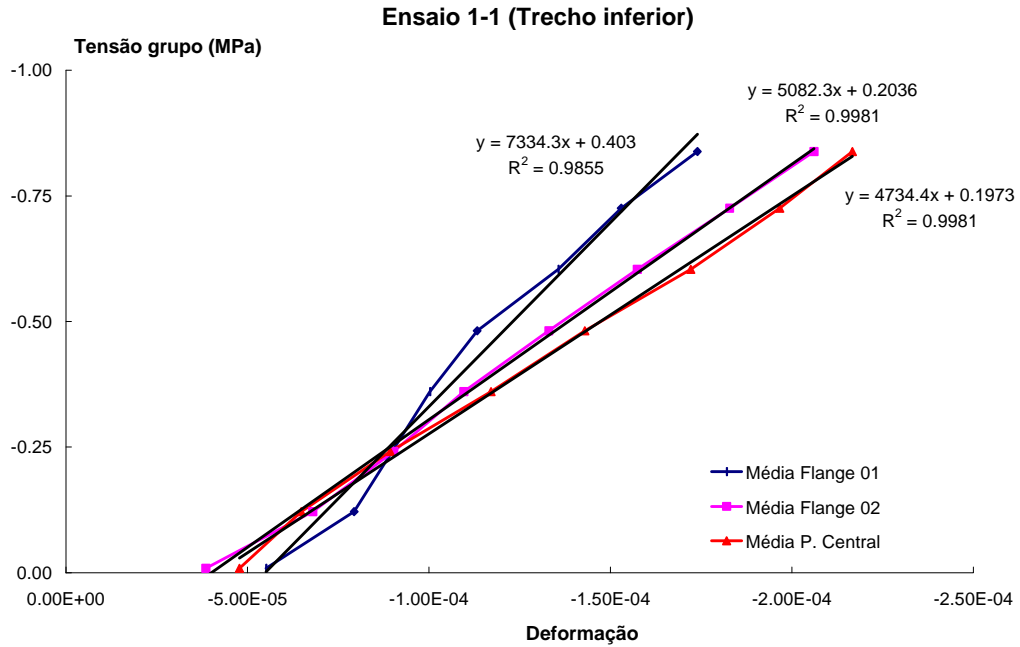
Ensaio 2-2 (Trecho superior)



Ensaio 2-3 (Trecho superior)

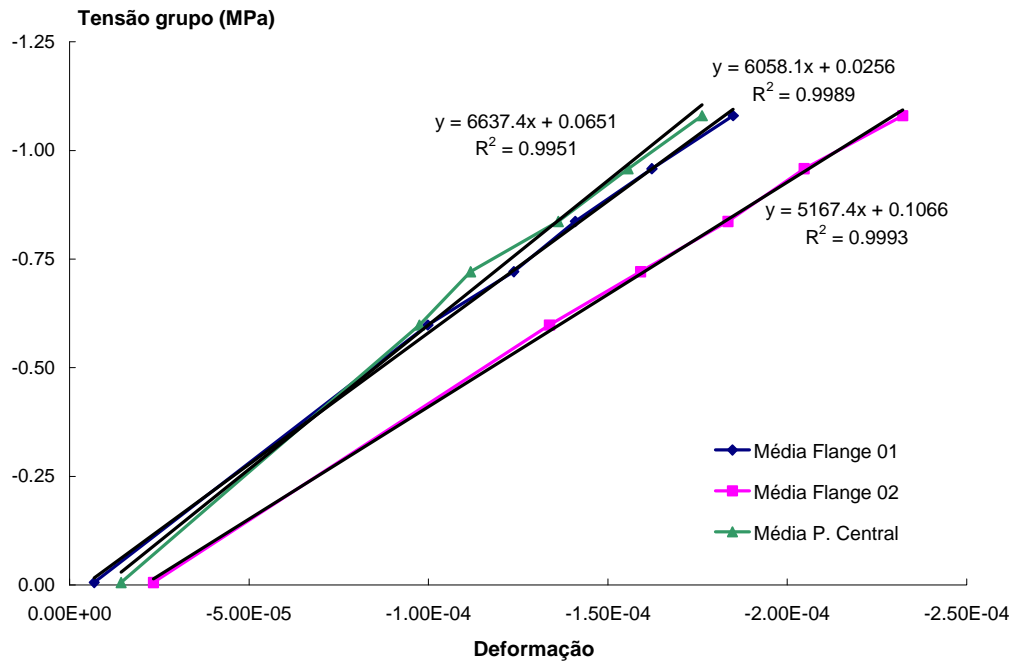


Módulo de deformação estimado para o trecho inferior

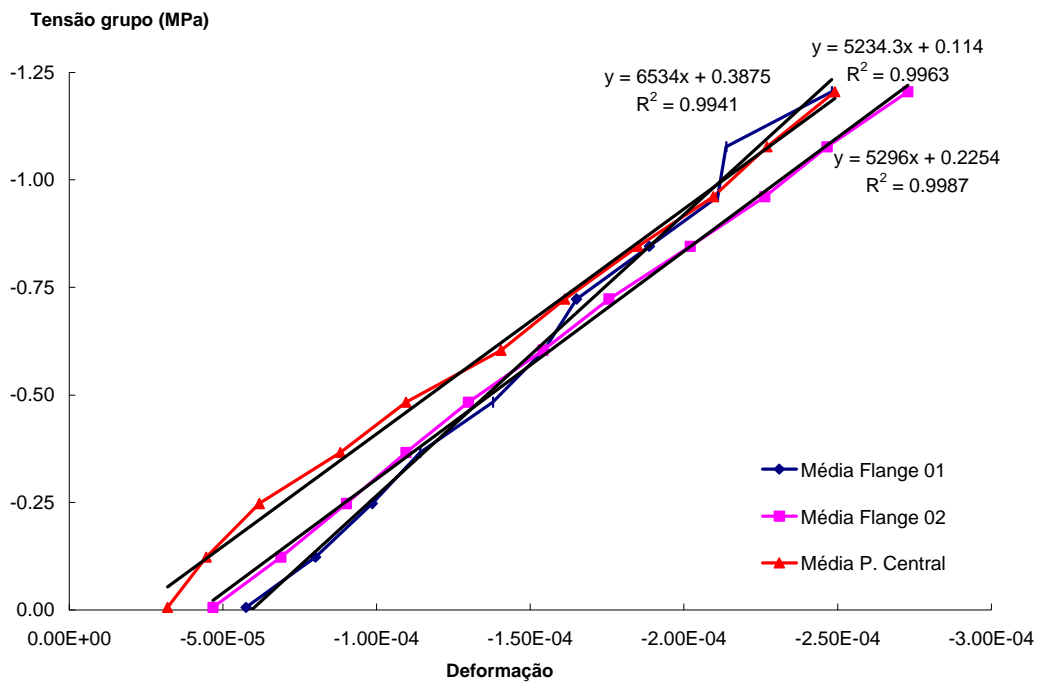


Módulo de deformação estimado para o trecho inferior

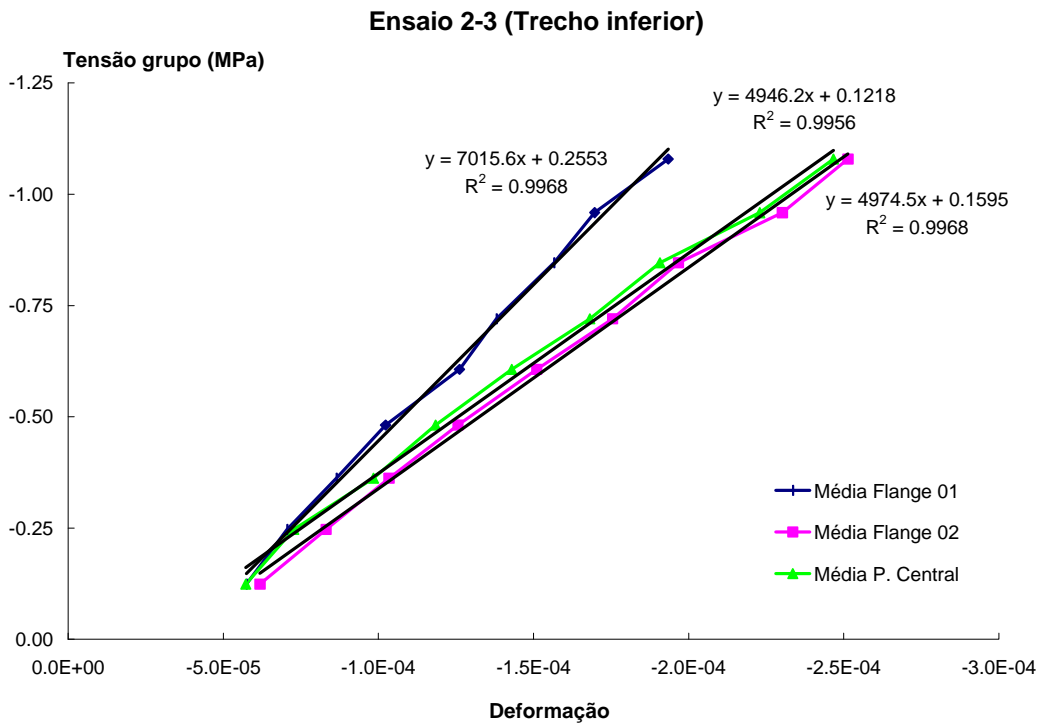
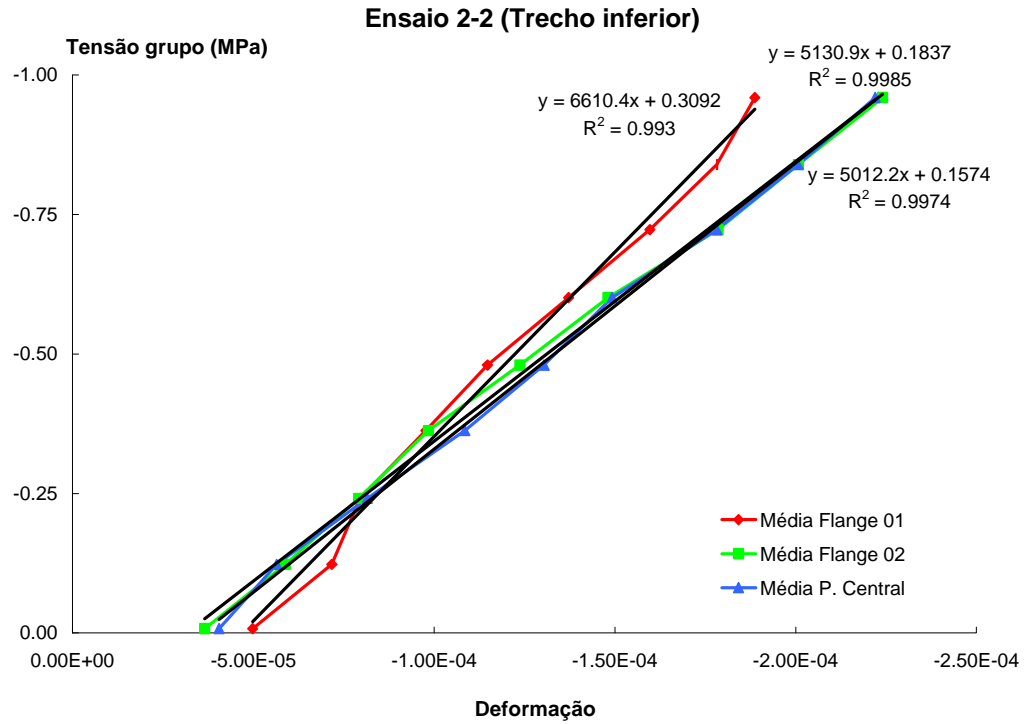
Ensaio 1-3 (Trecho inferior)



Ensaio 2-1 (Trecho inferior)



Módulo de deformação estimado para o trecho inferior



DADOS OBTIDOS NO ENSAIO 1-1												
Força	Ponto 01	Ponto 02	Ponto 03	Ponto 04	Ponto 05	Ponto 06	Ponto 07	Ponto 08	Ponto 09	Ponto 10	Ponto 11	Ponto 12
kN	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.
-0,13	-5,11E-06	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-2,68E-06	2,65E-06	3,95E-06	0,00E+00	0,00E+00	-2,76E-06	-2,62E-06	-2,65E-06
-40,38	1,28E-05	-2,64E-05	-2,94E-05	-5,25E-05	-4,02E-05	-4,24E-05	3,95E-06	0,00E+00	5,07E-06	-4,14E-05	-2,88E-05	-3,71E-05
-80,50	1,79E-05	-6,07E-05	-6,42E-05	-1,13E-04	-9,93E-05	-8,21E-05	-1,19E-05	7,90E-06	1,01E-05	-9,10E-05	-6,29E-05	-7,41E-05
-121,63	1,02E-05	-8,45E-05	-9,90E-05	-1,60E-04	-1,50E-04	-1,06E-04	-1,98E-05	-5,27E-06	2,54E-06	-1,30E-04	-9,70E-05	-1,09E-04
-1,13	-5,11E-06	-1,32E-05	-2,41E-05	-2,76E-05	-2,95E-05	-2,12E-05	-2,37E-05	-2,63E-06	-5,07E-06	-2,21E-05	-7,86E-06	-1,06E-05
-122,00	-6,65E-05	-7,92E-05	-9,09E-05	-1,24E-04	-1,34E-04	-9,53E-05	-7,12E-05	-5,80E-05	-6,08E-05	-9,65E-05	-1,05E-04	-1,14E-04
-160,63	-9,20E-05	-1,08E-04	-1,20E-04	-1,66E-04	-1,74E-04	-1,24E-04	-9,49E-05	-8,43E-05	-8,62E-05	-1,21E-04	-1,36E-04	-1,48E-04
-200,88	-1,12E-04	-1,24E-04	-1,39E-04	-1,99E-04	-2,12E-04	-1,35E-04	-9,88E-05	-1,08E-04	-1,09E-04	-1,41E-04	-1,63E-04	-1,72E-04
-2,88	-6,39E-05	-5,02E-05	-6,42E-05	-4,97E-05	-6,97E-05	-4,50E-05	-7,12E-05	-4,21E-05	-6,34E-05	-4,69E-05	-4,46E-05	-5,56E-05
-40,63	-9,97E-05	-5,28E-05	-6,95E-05	-7,18E-05	-8,85E-05	-4,76E-05	-1,03E-04	-8,43E-05	-1,06E-04	-5,24E-05	-4,46E-05	-5,82E-05
-80,63	-1,18E-04	-6,60E-05	-8,29E-05	-9,94E-05	-1,21E-04	-6,62E-05	-1,19E-04	-9,75E-05	-1,19E-04	-6,06E-05	-6,55E-05	-8,47E-05
-120,63	-1,20E-04	-7,13E-05	-9,63E-05	-1,22E-04	-1,48E-04	-7,94E-05	-1,23E-04	-1,11E-04	-1,34E-04	-6,62E-05	-9,18E-05	-1,14E-04
-161,13	-1,35E-04	-8,71E-05	-1,12E-04	-1,55E-04	-1,82E-04	-9,79E-05	-1,30E-04	-1,26E-04	-1,52E-04	-7,44E-05	-1,21E-04	-1,43E-04
-200,50	-1,58E-04	-1,08E-04	-1,34E-04	-1,85E-04	-2,20E-04	-1,14E-04	-1,50E-04	-1,48E-04	-1,77E-04	-9,37E-05	-1,60E-04	-1,80E-04
-202,00	-1,74E-04	-1,21E-04	-1,60E-04	-2,18E-04	-2,58E-04	-1,24E-04	-1,66E-04	-1,63E-04	-1,90E-04	-1,16E-04	-1,86E-04	-2,01E-04
-242,74	-1,87E-04	-1,35E-04	-1,74E-04	-2,57E-04	-2,95E-04	-1,46E-04	-1,86E-04	-1,87E-04	-2,15E-04	-1,32E-04	-2,10E-04	-2,22E-04
-280,50	-1,87E-04	-1,27E-04	-1,95E-04	-2,79E-04	-3,46E-04	-1,38E-04	-1,78E-04	-2,11E-04	-2,15E-04	-1,43E-04	-2,39E-04	-2,44E-04
-320,75	-1,74E-04	-1,21E-04	-2,17E-04	-3,09E-04	-4,29E-04	-7,15E-05	-1,15E-04	-2,34E-04	-2,31E-04	-1,54E-04	-2,73E-04	-2,49E-04
-361,62	-1,71E-04	-1,19E-04	-2,43E-04	-3,37E-04	-5,15E-04	3,18E-05	-2,37E-05	-2,50E-04	-2,33E-04	-1,57E-04	-3,07E-04	-3,26E-04
-392,50	-1,71E-04	-1,27E-04	-2,46E-04	-3,48E-04	-5,23E-04	3,44E-05	-1,98E-05	-2,56E-04	-2,33E-04	-1,54E-04	-3,12E-04	-3,34E-04
-402,00	-1,71E-04	-1,27E-04	-2,51E-04	-3,59E-04	-5,45E-04	4,24E-05	-3,95E-06	-2,63E-04	-2,36E-04	-1,57E-04	-3,22E-04	-3,60E-04
-422,25	-1,81E-04	-1,32E-04	-2,62E-04	-3,73E-04	-5,85E-04	6,62E-05	2,37E-05	-2,77E-04	-2,38E-04	-1,65E-04	-3,36E-04	-3,89E-04
-441,87	-1,94E-04	-1,43E-04	*	*	*	9,26E-05	4,35E-05	*	-2,51E-04	-1,71E-04	*	*
-441,00	-1,94E-04	-1,48E-04	*	*	*	1,03E-04	5,53E-05	*	-2,61E-04	-1,79E-04	*	*
-464,12	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Nota: * instrumentação retirada

DADOS OBTIDOS NO ENSAIO 1-1											
Força	Ponto 13	Ponto 14	Ponto 15	Ponto 16	Ponto 17	Ponto 18	Ponto 19	Ponto 20	Ponto 21	Ponto 22	Ponto 23
kN	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Desl. (mm)	Desl. (mm)	Desl. (mm)
-0,13	0,00E+00	4,11E-06	-3,95E-06	-4,17E-06	-5,05E-06	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-1,97E-02	9,39E-03	-9,37E-03
-40,38	-5,62E-05	-7,39E-05	-3,95E-06	2,50E-05	-5,05E-06	0,00E+00	-5,25E-06	-1,01E-05	1,97E-02	1,20E+00	1,54E+00
-80,50	-1,20E-04	-1,40E-04	1,19E-05	3,75E-05	0,00E+00	-1,01E-05	-3,68E-05	-2,53E-05	1,08E-01	2,07E+00	2,72E+00
-121,63	-1,53E-04	-1,81E-04	0,00E+00	2,92E-05	-2,52E-05	-2,02E-05	-7,36E-05	-5,07E-05	1,38E-01	2,24E+00	2,95E+00
-1,13	-1,61E-05	-3,69E-05	-1,19E-05	-4,17E-06	-1,01E-05	-1,01E-05	-2,10E-05	-1,01E-05	1,18E-01	6,95E-01	8,71E-01
-122,00	-1,24E-04	-1,15E-04	-5,53E-05	-4,59E-05	-8,08E-05	-6,58E-05	-1,26E-04	-9,63E-05	2,96E-02	1,04E+00	1,37E+00
-160,63	-1,53E-04	-1,56E-04	-8,30E-05	-7,09E-05	-1,11E-04	-9,61E-05	-1,52E-04	-1,32E-04	3,94E-02	1,04E+00	1,31E+00
-200,88	-1,73E-04	-1,85E-04	-1,07E-04	-8,76E-05	-1,31E-04	-1,16E-04	-2,00E-04	-1,62E-04	2,96E-02	9,30E-01	1,19E+00
-2,88	-4,82E-05	-3,69E-05	-3,56E-05	-3,34E-05	-5,05E-05	-4,05E-05	-6,31E-05	-5,58E-05	2,96E-02	2,82E-01	3,09E-01
-40,63	-4,42E-05	-3,69E-05	-9,48E-05	-9,59E-05	-8,58E-05	-7,08E-05	-1,26E-04	-1,01E-04	1,08E-01	-9,95E-01	-1,27E+00
-80,63	-6,02E-05	-6,57E-05	-1,19E-04	-1,17E-04	-1,16E-04	-9,11E-05	-1,47E-04	-1,37E-04	1,38E-01	-9,11E-01	-1,15E+00
-120,63	-9,23E-05	-7,80E-05	-1,30E-04	-1,38E-04	-1,46E-04	-1,16E-04	-1,89E-04	-1,57E-04	1,18E-01	-7,79E-01	-1,01E+00
-161,13	-1,08E-04	-1,11E-04	-1,50E-04	-1,63E-04	-1,67E-04	-1,42E-04	-2,15E-04	-1,82E-04	1,18E-01	-7,42E-01	-9,46E-01
-200,50	-1,32E-04	-1,35E-04	-1,70E-04	-1,92E-04	-1,82E-04	-1,67E-04	-2,57E-04	-2,18E-04	1,28E-01	-7,42E-01	-9,46E-01
-202,00	-1,49E-04	-1,68E-04	-1,98E-04	-2,17E-04	-2,12E-04	-1,87E-04	-2,89E-04	-2,53E-04	1,58E-01	-6,48E-01	-8,81E-01
-242,74	-1,89E-04	-1,85E-04	-2,17E-04	-2,34E-04	-2,27E-04	-2,07E-04	-3,26E-04	-2,84E-04	1,67E-01	-7,61E-01	-1,00E+00
-280,50	-1,93E-04	-2,18E-04	-2,53E-04	-2,50E-04	-2,42E-04	-2,28E-04	-4,05E-04	-3,29E-04	2,96E-02	-2,82E-01	-5,62E-01
-320,75	-1,69E-04	-3,00E-04	-3,24E-04	-2,29E-04	-2,78E-04	-2,63E-04	-4,99E-04	-3,50E-04	5,91E-02	-2,72E-01	-6,84E-01
-361,62	-1,73E-04	-3,20E-04	-3,44E-04	-2,38E-04	-3,74E-04	-2,88E-04	-6,04E-04	-3,85E-04	6,90E-02	*	*
-392,50	-1,77E-04	-3,24E-04	-3,48E-04	-2,46E-04	-3,79E-04	-2,83E-04	-6,09E-04	-3,90E-04	7,88E-02	*	*
-402,00	-1,85E-04	-3,33E-04	-3,52E-04	-2,54E-04	-3,99E-04	-2,93E-04	-6,36E-04	-4,11E-04	8,87E-02	*	*
-422,25	-1,97E-04	-3,45E-04	-3,40E-04	-2,75E-04	-4,29E-04	-3,14E-04	-6,67E-04	-4,26E-04	1,08E-01	*	*
-441,87	*	-3,53E-04	-3,28E-04	*	*	*	*	*	*	*	*
-441,00	*	-3,57E-04	-3,28E-04	*	*	*	*	*	*	*	*
-464,12	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Nota: * instrumentação retirada

DADOS OBTIDOS NO ENSAIO 1-2												
F	Ponto 01	Ponto 02	Ponto 03	Ponto 04	Ponto 05	Ponto 06	Ponto 07	Ponto 08	Ponto 09	Ponto 10	Ponto 11	Ponto 12
kN	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.
-2,75	-2,56E-06	-5,28E-06	-8,02E-06	-2,76E-06	-5,37E-06	0,00E+00	-7,91E-06	-2,63E-06	-2,54E-06	-5,51E-06	-2,62E-06	-5,29E-06
-41,00	-1,53E-05	-1,85E-05	-2,14E-05	-3,31E-05	-4,29E-05	-1,32E-05	-1,58E-05	-1,84E-05	-1,52E-05	-1,93E-05	-2,62E-05	-3,44E-05
-81,25	-3,58E-05	-2,64E-05	-3,74E-05	-6,90E-05	-6,97E-05	-2,91E-05	-3,56E-05	-3,16E-05	-3,55E-05	-3,31E-05	-4,98E-05	-6,62E-05
-121,63	-4,86E-05	-4,22E-05	-5,35E-05	-1,08E-04	-1,10E-04	-3,97E-05	-5,93E-05	-5,00E-05	-6,59E-05	-5,51E-05	-8,13E-05	-1,03E-04
-1,38	-1,79E-05	-2,11E-05	-2,14E-05	-1,93E-05	-2,68E-05	-5,29E-06	-2,77E-05	-1,58E-05	-2,54E-05	-1,93E-05	-2,36E-05	-2,65E-05
-120,75	-5,62E-05	-3,96E-05	-5,88E-05	-1,05E-04	-1,15E-04	-3,71E-05	-7,51E-05	-6,32E-05	-8,11E-05	-5,51E-05	-8,39E-05	-1,01E-04
-160,75	-7,41E-05	-5,28E-05	-7,76E-05	-1,41E-04	-1,56E-04	-5,29E-05	-9,88E-05	-7,90E-05	-1,09E-04	-7,17E-05	-1,07E-04	-1,35E-04
-201,00	-8,69E-05	-6,34E-05	-9,90E-05	-1,74E-04	-1,90E-04	-6,62E-05	-1,19E-04	-9,75E-05	-1,29E-04	-9,10E-05	-1,34E-04	-1,67E-04
-2,13	-4,09E-05	-3,17E-05	-3,74E-05	-3,59E-05	-5,37E-05	-1,85E-05	-4,74E-05	-3,42E-05	-4,56E-05	-3,03E-05	-3,93E-05	-4,50E-05
-40,13	-5,37E-05	-3,43E-05	-4,55E-05	-6,08E-05	-8,05E-05	-2,38E-05	-7,12E-05	-5,00E-05	-7,35E-05	-3,58E-05	-4,46E-05	-6,09E-05
-80,25	-6,39E-05	-3,96E-05	-6,42E-05	-9,39E-05	-1,10E-04	-3,71E-05	-8,70E-05	-6,32E-05	-9,63E-05	-5,24E-05	-7,08E-05	-9,26E-05
-119,88	-7,41E-05	-5,02E-05	-7,76E-05	-1,24E-04	-1,45E-04	-4,76E-05	-1,03E-04	-7,90E-05	-1,09E-04	-6,06E-05	-9,70E-05	-1,19E-04
-161,75	-8,69E-05	-6,07E-05	-9,09E-05	-1,55E-04	-1,72E-04	-6,35E-05	-1,23E-04	-9,22E-05	-1,29E-04	-7,99E-05	-1,18E-04	-1,51E-04
-200,50	-9,71E-05	-7,13E-05	-1,07E-04	-1,82E-04	-2,04E-04	-7,41E-05	-1,34E-04	-1,03E-04	-1,42E-04	-9,37E-05	-1,39E-04	-1,77E-04
-202,00	-1,02E-04	-7,13E-05	-1,07E-04	-1,85E-04	-2,07E-04	-7,68E-05	-1,38E-04	-1,08E-04	-1,47E-04	-9,92E-05	-1,44E-04	-1,80E-04
-241,00	-1,15E-04	-7,92E-05	-1,23E-04	-2,18E-04	-2,47E-04	-9,26E-05	-1,58E-04	-1,21E-04	-1,67E-04	-1,16E-04	-1,70E-04	-2,12E-04
-281,87	-1,30E-04	-1,00E-04	-1,47E-04	-2,57E-04	-2,87E-04	-1,11E-04	-1,82E-04	-1,34E-04	-1,88E-04	-1,35E-04	-2,04E-04	-2,46E-04
-320,37	-1,38E-04	-1,06E-04	-1,63E-04	-2,84E-04	-3,35E-04	-1,32E-04	-1,86E-04	-1,53E-04	-2,10E-04	-1,52E-04	-2,23E-04	-2,78E-04
-360,87	-1,51E-04	-1,14E-04	-1,82E-04	-3,31E-04	-3,86E-04	-1,40E-04	-2,13E-04	-1,71E-04	-2,33E-04	-1,76E-04	-2,54E-04	-3,18E-04
-403,37	-1,48E-04	-1,11E-04	-2,09E-04	-3,78E-04	-4,37E-04	-1,56E-04	-2,29E-04	-2,00E-04	-2,61E-04	-2,04E-04	-2,86E-04	-3,57E-04
-395,99	-7,67E-06	3,43E-05	*	*	*	-1,91E-04	-2,65E-04	*	-2,71E-04	-2,07E-04	*	*
-422,24	5,11E-06	4,22E-05	*	*	*	-1,99E-04	-2,77E-04	*	-2,71E-04	-2,01E-04	*	*
-440,74	1,79E-05	6,34E-05	*	*	*	-2,06E-04	-2,81E-04	*	-2,64E-04	-1,98E-04	*	*
-460,12	2,30E-05	7,66E-05	*	*	*	-2,28E-04	-2,96E-04	*	-2,51E-04	-1,87E-04	*	*
-473,62	1,02E-05	5,02E-05	*	*	*	-2,49E-04	-3,12E-04	*	-2,51E-04	-2,01E-04	*	*

Nota: * instrumentação retirada

DADOS OBTIDOS NO ENSAIO 1- 2											
F	Ponto 13	Ponto 14	Ponto 15	Ponto 16	Ponto 17	Ponto 18	Ponto 19	Ponto 20	Ponto 21	Ponto 22	Ponto 23
kN	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Defl. (mm)	Defl. (mm)	Defl. (mm)
-2,75	-8,03E-06	-4,11E-06	-1,58E-05	-4,17E-06	-5,05E-06	0,00E+00	-1,05E-05	-5,07E-06	-9,85E-03	0,00E+00	-9,37E-03
-41,00	-4,01E-05	-3,69E-05	-2,77E-05	-3,34E-05	-2,52E-05	-2,02E-05	-4,20E-05	-4,06E-05	-9,85E-03	7,51E-02	5,62E-02
-81,25	-6,82E-05	-7,39E-05	-4,74E-05	-4,17E-05	-5,55E-05	-3,54E-05	-6,83E-05	-7,10E-05	-9,85E-03	1,50E-01	1,22E-01
-121,63	-1,00E-04	-1,03E-04	-8,30E-05	-5,84E-05	-9,59E-05	-7,08E-05	-1,16E-04	-1,12E-04	0,00E+00	2,44E-01	1,78E-01
-1,38	-3,21E-05	-2,87E-05	-2,37E-05	-8,34E-06	-1,51E-05	-1,01E-05	-2,10E-05	-1,52E-05	-1,97E-02	5,63E-02	2,81E-02
-120,75	-9,63E-05	-9,44E-05	-9,09E-05	-7,51E-05	-9,59E-05	-6,58E-05	-1,26E-04	-1,22E-04	-1,97E-02	-1,13E-01	-1,22E-01
-160,75	-1,28E-04	-1,23E-04	-1,15E-04	-9,59E-05	-1,21E-04	-8,10E-05	-1,73E-04	-1,67E-04	-2,96E-02	-1,22E-01	-1,12E-01
-201,00	-1,57E-04	-1,56E-04	-1,38E-04	-1,25E-04	-1,67E-04	-1,01E-04	-2,05E-04	-2,03E-04	-4,93E-02	-1,03E-01	-9,37E-02
-2,13	-4,42E-05	-4,93E-05	-3,56E-05	-3,34E-05	-3,03E-05	-2,02E-05	-6,31E-05	-4,06E-05	-8,87E-02	-4,70E-02	-8,43E-02
-40,13	-6,42E-05	-5,75E-05	-5,93E-05	-6,26E-05	-7,07E-05	-3,54E-05	-8,93E-05	-8,62E-05	-8,87E-02	-4,04E-01	-3,47E-01
-80,25	-8,83E-05	-8,62E-05	-9,48E-05	-7,09E-05	-9,59E-05	-6,07E-05	-1,26E-04	-1,22E-04	-6,90E-02	-3,38E-01	-3,00E-01
-119,88	-1,12E-04	-1,11E-04	-1,07E-04	-9,18E-05	-1,16E-04	-6,58E-05	-1,68E-04	-1,52E-04	-8,87E-02	-2,63E-01	-2,25E-01
-161,75	-1,45E-04	-1,40E-04	-1,30E-04	-1,13E-04	-1,41E-04	-9,61E-05	-1,89E-04	-1,77E-04	-6,90E-02	-1,97E-01	-1,78E-01
-200,50	-1,65E-04	-1,64E-04	-1,46E-04	-1,25E-04	-1,67E-04	-1,11E-04	-2,15E-04	-2,13E-04	-8,87E-02	-1,50E-01	-1,41E-01
-202,00	-1,77E-04	-1,68E-04	-1,50E-04	-1,33E-04	-1,67E-04	-1,11E-04	-2,21E-04	-2,18E-04	-6,90E-02	-1,69E-01	-1,59E-01
-241,00	-1,97E-04	-1,89E-04	-1,62E-04	-1,54E-04	-1,97E-04	-1,37E-04	-2,68E-04	-2,64E-04	-7,88E-02	-1,31E-01	-1,31E-01
-281,87	-2,29E-04	-2,30E-04	-1,90E-04	-1,71E-04	-2,27E-04	-1,52E-04	-3,05E-04	-2,99E-04	-9,85E-02	-9,39E-02	-1,03E-01
-320,37	-2,61E-04	-2,59E-04	-2,13E-04	-2,00E-04	-2,57E-04	-1,72E-04	-3,52E-04	-3,55E-04	-1,58E-01	-1,88E-02	-2,81E-02
-360,87	-2,89E-04	-2,96E-04	-2,41E-04	-2,13E-04	-2,83E-04	-2,02E-04	-3,94E-04	-4,06E-04	-1,97E-01	6,57E-02	3,75E-02
-403,37	-3,21E-04	-3,28E-04	-2,57E-04	-2,29E-04	-3,18E-04	-2,13E-04	-4,52E-04	-4,92E-04	-2,76E-01	1,60E-01	1,12E-01
-395,99	*	-3,08E-04	-2,17E-04	*	*	*	*	*	-1,06E+00	*	*
-422,24	*	-3,12E-04	-2,41E-04	*	*	*	*	*	-1,11E+00	*	*
-440,74	*	-3,20E-04	-2,37E-04	*	*	*	*	*	-1,24E+00	*	*
-460,12	*	-3,24E-04	-2,29E-04	*	*	*	*	*	-1,49E+00	*	*
-473,62	*	-3,33E-04	-2,45E-04	*	*	*	*	*	-1,68E+00	*	*

Nota: * instrumentação retirada

DADOS OBTIDOS NO ENSAIO 1- 3												
F	Ponto 01	Ponto 02	Ponto 03	Ponto 04	Ponto 05	Ponto 06	Ponto 07	Ponto 08	Ponto 09	Ponto 10	Ponto 11	Ponto 12
MPa	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.
-2,88	-5,11E-06	-5,28E-06	0,00E+00	-2,76E-06	0,00E+00	-2,65E-06	3,95E-06	-2,63E-06	-2,54E-06	-2,76E-06	-2,62E-06	-2,65E-06
-40,88	-2,56E-06	-1,85E-05	-1,87E-05	-3,04E-05	-2,95E-05	-2,12E-05	-3,95E-06	-1,05E-05	-7,61E-06	-2,76E-05	-1,84E-05	-1,59E-05
-80,63	-2,56E-06	-3,70E-05	-4,28E-05	-6,08E-05	-6,44E-05	-4,76E-05	-3,16E-05	-3,16E-05	-1,27E-05	-4,69E-05	-3,41E-05	-4,24E-05
-121,25	-2,56E-06	-4,49E-05	-5,88E-05	-9,39E-05	-9,12E-05	-6,88E-05	-6,33E-05	-5,27E-05	-1,52E-05	-6,62E-05	-5,51E-05	-6,09E-05
-121,63	-2,04E-05	-4,22E-05	-5,08E-05	-9,11E-05	-9,66E-05	-5,56E-05	-8,70E-05	-6,85E-05	-5,07E-05	-4,69E-05	-5,24E-05	-5,29E-05
-161,50	-2,81E-05	-5,55E-05	-7,22E-05	-1,22E-04	-1,29E-04	-7,94E-05	-9,88E-05	-8,69E-05	-6,59E-05	-7,72E-05	-6,82E-05	-7,94E-05
-201,50	-3,32E-05	-7,39E-05	-9,63E-05	-1,55E-04	-1,64E-04	-1,03E-04	-1,27E-04	-1,11E-04	-7,61E-05	-1,05E-04	-8,91E-05	-9,79E-05
-2,00	2,56E-06	-1,58E-05	-2,41E-05	-2,21E-05	-3,22E-05	-1,59E-05	-3,16E-05	-2,37E-05	0,00E+00	-1,38E-05	-2,62E-05	-1,59E-05
-200,13	-6,65E-05	-8,98E-05	-1,10E-04	-1,66E-04	-1,77E-04	-1,14E-04	-1,30E-04	-1,11E-04	-8,11E-05	-1,19E-04	-9,70E-05	-1,06E-04
-241,25	-8,18E-05	-1,06E-04	-1,34E-04	-1,99E-04	-2,17E-04	-1,38E-04	-1,46E-04	-1,34E-04	-1,01E-04	-1,46E-04	-1,15E-04	-1,24E-04
-279,87	-8,43E-05	-1,16E-04	-1,55E-04	-2,32E-04	-2,55E-04	-1,56E-04	-1,74E-04	-1,55E-04	-1,19E-04	-1,63E-04	-1,42E-04	-1,46E-04
-320,62	-9,71E-05	-1,32E-04	-1,85E-04	-2,65E-04	-2,87E-04	-1,72E-04	-1,86E-04	-1,76E-04	-1,34E-04	-1,90E-04	-1,68E-04	-1,67E-04
-361,37	-9,71E-05	-1,40E-04	-2,11E-04	-2,98E-04	-3,43E-04	-1,93E-04	-2,02E-04	-1,95E-04	-1,52E-04	-2,18E-04	-1,89E-04	-1,88E-04
-403,37	-8,18E-05	-1,19E-04	-2,43E-04	-3,59E-04	-4,80E-04	-9,79E-05	-1,19E-04	-2,29E-04	-1,62E-04	-2,32E-04	-2,33E-04	-2,67E-04
-404,24	-8,18E-05	-1,21E-04	-2,46E-04	-3,56E-04	-4,80E-04	-9,26E-05	-1,15E-04	-2,24E-04	-1,62E-04	-2,32E-04	-2,36E-04	-2,57E-04
-441,24	-7,16E-05	-1,16E-04	-2,65E-04	-3,95E-04	-5,47E-04	8,73E-05	6,72E-05	-2,50E-04	-1,42E-04	-2,15E-04	-2,75E-04	-3,44E-04
-440,99	-7,16E-05	-1,16E-04	-2,67E-04	-4,06E-04	-5,63E-04	1,43E-04	1,30E-04	-2,48E-04	-1,47E-04	-2,12E-04	-2,73E-04	-3,49E-04
-460,74	-7,92E-05	-1,21E-04	*	*	*	1,69E-04	1,58E-04	*	-1,45E-04	-2,12E-04	*	*
-480,50	-7,67E-05	-1,32E-04	*	*	*	1,91E-04	1,82E-04	*	-1,47E-04	-2,21E-04	*	*
-481,25	-8,18E-05	-1,35E-04	*	*	*	2,65E-04	2,69E-04	*	-1,47E-04	-2,26E-04	*	*
-492,75	-8,69E-05	-1,35E-04	*	*	*	2,67E-04	2,85E-04	*	-1,52E-04	-2,32E-04	*	*
-500,62	-9,20E-05	-1,37E-04	*	*	*	2,89E-04	2,93E-04	*	-1,50E-04	-2,34E-04	*	*
-522,00	-9,71E-05	-1,45E-04	*	*	*	3,34E-04	3,52E-04	*	-1,55E-04	-2,43E-04	*	*
-541,25	-1,61E-04	-2,06E-04	*	*	*	4,13E-04	4,19E-04	*	-1,55E-04	-2,43E-04	*	*

Nota: * instrumentação retirada

DADOS OBTIDOS NO ENSAIO 1-3

F	Ponto 13	Ponto 14	Ponto 15	Ponto 16	Ponto 17	Ponto 18	Ponto 19	Ponto 20	Ponto 21	Ponto 22	Ponto 23
MPa	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Desl.(mm)	Desl.(mm)	Desl.(mm)
-2,88	4,01E-06	0,00E+00	0,00E+00	-8,34E-06	5,05E-06	0,00E+00	0,00E+00	5,07E-06	0,00E+00	0,00E+00	-1,87E-02
-40,88	-1,61E-05	-2,46E-05	-1,58E-05	-1,25E-05	-3,53E-05	-5,06E-06	-2,63E-05	-2,03E-05	-9,85E-03	8,45E-02	4,69E-02
-80,63	-4,42E-05	-6,16E-05	-4,74E-05	-3,75E-05	-3,53E-05	-1,52E-05	-6,31E-05	-6,08E-05	0,00E+00	1,60E-01	1,12E-01
-121,25	-6,02E-05	-8,21E-05	-7,90E-05	-5,84E-05	-6,06E-05	-3,04E-05	-1,05E-04	-8,11E-05	1,97E-02	2,16E-01	1,69E-01
-121,63	-6,02E-05	-8,21E-05	-1,11E-04	-7,92E-05	-7,07E-05	-5,06E-05	-1,16E-04	-9,63E-05	-6,90E-02	-1,50E-01	-1,03E-01
-161,50	-8,43E-05	-1,03E-04	-1,26E-04	-1,00E-04	-9,09E-05	-5,57E-05	-1,47E-04	-1,37E-04	-6,90E-02	-1,41E-01	-1,03E-01
-201,50	-1,00E-04	-1,35E-04	-1,66E-04	-1,17E-04	-1,16E-04	-7,08E-05	-1,94E-04	-1,57E-04	-9,85E-03	-1,41E-01	-1,03E-01
-2,00	-8,03E-06	-2,46E-05	-3,16E-05	-2,92E-05	-1,51E-05	0,00E+00	-2,63E-05	-3,55E-05	0,00E+00	-1,88E-02	-3,75E-02
-200,13	-1,12E-04	-1,44E-04	-1,62E-04	-1,17E-04	-1,11E-04	-7,59E-05	-1,89E-04	-1,52E-04	0,00E+00	9,39E-03	0,00E+00
-241,25	-1,28E-04	-1,77E-04	-1,90E-04	-1,42E-04	-1,21E-04	-8,60E-05	-2,42E-04	-1,93E-04	0,00E+00	8,45E-02	5,62E-02
-279,87	-1,49E-04	-2,05E-04	-2,17E-04	-1,63E-04	-1,46E-04	-1,11E-04	-2,73E-04	-2,18E-04	4,93E-02	1,78E-01	9,37E-02
-320,62	-1,69E-04	-2,34E-04	-2,41E-04	-1,75E-04	-1,67E-04	-1,21E-04	-3,15E-04	-2,48E-04	6,90E-02	2,25E-01	1,59E-01
-361,37	-1,93E-04	-2,71E-04	-2,61E-04	-2,04E-04	-1,87E-04	-1,42E-04	-3,57E-04	-2,84E-04	9,85E-02	3,10E-01	2,06E-01
-403,37	-1,24E-04	-3,57E-04	-3,60E-04	-1,25E-04	-2,62E-04	-1,77E-04	-4,94E-04	-3,35E-04	3,05E-01	3,57E-01	3,09E-01
-404,24	-1,24E-04	-3,74E-04	-3,64E-04	-1,25E-04	-2,68E-04	-1,77E-04	-4,99E-04	-3,29E-04	3,15E-01	3,29E-01	3,09E-01
-441,24	-9,63E-05	-3,45E-04	-3,20E-04	-1,08E-04	-3,38E-04	-2,13E-04	-5,62E-04	-3,75E-04	7,19E-01	3,38E-01	3,28E-01
-440,99	-1,20E-04	-3,24E-04	-2,92E-04	-1,25E-04	-3,48E-04	-2,23E-04	-5,62E-04	-3,75E-04	8,67E-01	3,47E-01	3,84E-01
-460,74	*	-3,20E-04	-2,81E-04	*	*	*	*	*	9,55E-01	*	*
-480,50	*	-3,20E-04	-2,81E-04	*	*	*	*	*	9,85E-01	*	*
-481,25	*	-3,16E-04	-2,77E-04	*	*	*	*	*	1,07E+00	*	*
-492,75	*	-3,24E-04	-2,81E-04	*	*	*	*	*	1,08E+00	*	*
-500,62	*	-3,24E-04	-2,84E-04	*	*	*	*	*	1,12E+00	*	*
-522,00	*	-3,41E-04	-2,96E-04	*	*	*	*	*	1,17E+00	*	*
-541,25	*	-3,78E-04	-3,44E-04	*	*	*	*	*	1,20E+00	*	*

Nota: * instrumentação retirada

DADOS OBTIDOS NO ENSAIO 2-1

F	Ponto 01	Ponto 02	Ponto 03	Ponto 04	Ponto 05	Ponto 06	Ponto 07	Ponto 08	Ponto 09	Ponto 10	Ponto 11	Ponto 12
kN	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.
-0,13	-2,56E-06	-5,28E-06	-2,67E-06	-2,76E-06	0,00E+00	-2,65E-06	3,95E-06	0,00E+00	0,00E+00	-2,76E-06	-2,62E-06	2,65E-06
-40,25	-7,67E-06	-2,64E-05	-3,21E-05	-4,14E-05	-4,29E-05	-2,38E-05	-3,56E-05	-2,37E-05	-1,77E-05	-1,93E-05	-2,36E-05	2,65E-06
-82,38	-1,28E-05	-4,75E-05	-5,35E-05	-7,46E-05	-8,32E-05	-5,03E-05	-5,53E-05	-3,95E-05	-3,30E-05	-4,41E-05	-4,46E-05	0,00E+00
-121,75	-2,56E-05	-7,39E-05	-8,29E-05	-1,19E-04	-1,29E-04	-8,73E-05	-7,51E-05	-6,32E-05	-4,56E-05	-6,34E-05	-6,82E-05	-2,91E-05
-1,50	0,00E+00	-1,85E-05	-1,87E-05	-3,04E-05	-2,95E-05	-2,38E-05	-4,74E-05	-2,90E-05	-2,54E-05	-1,65E-05	-1,05E-05	2,65E-06
-121,25	-2,56E-06	-9,24E-05	-1,04E-04	-1,35E-04	-1,39E-04	-9,26E-05	-8,30E-05	-7,64E-05	-7,35E-05	-6,62E-05	-7,60E-05	-3,44E-05
-160,63	-2,56E-05	-1,11E-04	-1,28E-04	-1,80E-04	-1,96E-04	-1,27E-04	-1,07E-04	-9,75E-05	-9,63E-05	-8,55E-05	-1,02E-04	-6,35E-05
-202,99	-4,09E-05	-1,37E-04	-1,55E-04	-2,18E-04	-2,47E-04	-1,51E-04	-1,30E-04	-1,21E-04	-1,22E-04	-1,05E-04	-1,26E-04	-1,01E-04
-2,00	-2,56E-06	-5,28E-05	-5,88E-05	-6,63E-05	-8,32E-05	-4,24E-05	-8,30E-05	-5,53E-05	-7,10E-05	-4,41E-05	-4,46E-05	-2,65E-06
-41,25	-5,11E-05	-4,49E-05	-6,15E-05	-8,29E-05	-1,10E-04	-4,24E-05	-1,27E-04	-1,03E-04	-1,22E-04	-3,86E-05	-4,46E-05	-2,65E-06
-82,88	-8,43E-05	-3,96E-05	-5,88E-05	-9,67E-05	-1,31E-04	-4,76E-05	-1,62E-04	-1,37E-04	-1,72E-04	-2,48E-05	-4,46E-05	-1,59E-05
-122,63	-1,07E-04	-5,28E-05	-7,49E-05	-1,24E-04	-1,64E-04	-5,82E-05	-1,78E-04	-1,61E-04	-1,95E-04	-3,31E-05	-6,03E-05	-4,50E-05
-161,63	-1,35E-04	-7,66E-05	-9,63E-05	-1,57E-04	-2,01E-04	-6,88E-05	-1,98E-04	-1,79E-04	-2,23E-04	-5,24E-05	-7,86E-05	-7,15E-05
-201,88	-1,48E-04	-9,51E-05	-1,26E-04	-1,91E-04	-2,39E-04	-8,73E-05	-2,33E-04	-2,00E-04	-2,51E-04	-5,79E-05	-1,05E-04	-1,09E-04
-202,13	-1,64E-04	-1,14E-04	-1,47E-04	-2,24E-04	-2,76E-04	-1,11E-04	-2,57E-04	-2,19E-04	-2,61E-04	-6,89E-05	-1,26E-04	-1,35E-04
-242,00	-1,84E-04	-1,27E-04	-1,66E-04	-2,65E-04	-3,27E-04	-1,30E-04	-2,73E-04	-2,40E-04	-2,86E-04	-9,10E-05	-1,49E-04	-1,61E-04
-283,00	-2,12E-04	-1,56E-04	-1,74E-04	-3,01E-04	-3,78E-04	-1,40E-04	-2,96E-04	-2,50E-04	-3,14E-04	-1,08E-04	-1,73E-04	-1,85E-04
-321,50	-2,40E-04	-1,80E-04	-1,79E-04	-3,34E-04	-4,24E-04	-1,61E-04	-3,24E-04	-2,45E-04	-3,14E-04	-1,13E-04	-1,94E-04	-2,04E-04
-360,49	-2,66E-04	-2,01E-04	-1,98E-04	-3,67E-04	-4,69E-04	-1,80E-04	-3,52E-04	-2,58E-04	-3,47E-04	-1,49E-04	-2,12E-04	-2,38E-04

DADOS OBTIDOS NO ENSAIO 2 –1

F	Ponto 13	Ponto 14	Ponto 15	Ponto 16	Ponto 17	Ponto 18	Ponto 19	Ponto 20	Ponto 21	Ponto 22	Ponto 23
kN	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Desl. (mm)	Desl. (mm)	Desl. (mm)
-0,13	0,00E+00	-4,11E-06	-3,95E-06	0,00E+00	-5,05E-06	-1,01E-05	0,00E+00	-5,07E-06	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
-40,25	-2,41E-05	-2,87E-05	-2,77E-05	-1,67E-05	-3,03E-05	-2,02E-05	-3,15E-05	-4,06E-05	2,96E-02	2,16E-01	1,50E-01
-82,38	-5,22E-05	-6,16E-05	-4,35E-05	-4,59E-05	-5,05E-05	-4,05E-05	-6,31E-05	-6,59E-05	2,96E-02	5,92E-01	4,50E-01
-121,75	-9,23E-05	-9,03E-05	-6,32E-05	-5,01E-05	-8,08E-05	-5,57E-05	-9,46E-05	-1,06E-04	2,96E-02	9,86E-01	7,59E-01
-1,50	-1,20E-05	-2,87E-05	-2,37E-05	-8,34E-06	-2,02E-05	-2,02E-05	-2,10E-05	-3,55E-05	4,93E-02	1,78E-01	1,31E-01
-121,25	-9,23E-05	-9,85E-05	-6,32E-05	-5,01E-05	-7,57E-05	-5,57E-05	-1,05E-04	-1,17E-04	2,96E-02	8,83E-01	6,28E-01
-160,63	-1,24E-04	-1,35E-04	-8,69E-05	-7,09E-05	-1,11E-04	-7,59E-05	-1,37E-04	-1,47E-04	2,96E-02	1,12E+00	7,78E-01
-202,99	-1,65E-04	-1,56E-04	-1,07E-04	-7,92E-05	-1,36E-04	-1,06E-04	-1,89E-04	-1,82E-04	2,96E-02	1,43E+00	1,02E+00
-2,00	-4,42E-05	-5,75E-05	-3,95E-05	-4,59E-05	-4,04E-05	-4,05E-05	-5,78E-05	-6,59E-05	9,85E-02	4,88E-01	3,94E-01
-41,25	-5,22E-05	-6,57E-05	-9,09E-05	-6,67E-05	-7,57E-05	-5,57E-05	-1,16E-04	-1,17E-04	1,58E-01	-6,48E-01	-4,69E-01
-82,88	-5,62E-05	-6,57E-05	-1,30E-04	-1,08E-04	-1,11E-04	-7,59E-05	-1,63E-04	-1,67E-04	1,97E-01	-1,58E+00	-1,20E+00
-122,63	-7,23E-05	-7,80E-05	-1,46E-04	-1,42E-04	-1,41E-04	-1,06E-04	-2,05E-04	-1,98E-04	1,77E-01	-1,59E+00	-1,16E+00
-161,63	-9,23E-05	-9,03E-05	-1,70E-04	-1,67E-04	-1,72E-04	-1,16E-04	-2,36E-04	-2,38E-04	1,87E-01	-1,36E+00	-9,93E-01
-201,88	-1,24E-04	-1,15E-04	-1,90E-04	-1,88E-04	-2,02E-04	-1,47E-04	-2,68E-04	-2,79E-04	2,17E-01	-1,26E+00	-8,43E-01
-202,13	-1,40E-04	-1,40E-04	-2,09E-04	-2,13E-04	-2,22E-04	-1,62E-04	-3,26E-04	-3,19E-04	2,07E-01	-1,16E+00	-7,78E-01
-242,00	-1,69E-04	-1,72E-04	-2,29E-04	-2,38E-04	-2,52E-04	-1,77E-04	-3,68E-04	-3,65E-04	1,97E-01	-1,21E+00	-7,31E-01
-283,00	-2,01E-04	-1,93E-04	-2,53E-04	-2,59E-04	-2,78E-04	-2,02E-04	-4,10E-04	-3,95E-04	2,17E-01	-1,23E+00	-7,31E-01
-321,50	-2,21E-04	-2,09E-04	-2,77E-04	-2,79E-04	-2,93E-04	-2,18E-04	-4,52E-04	-4,46E-04	2,17E-01	-1,36E+00	-6,47E-01
-360,49	-2,45E-04	-2,38E-04	-3,08E-04	-3,00E-04	-3,08E-04	-2,38E-04	-5,15E-04	-5,07E-04	1,48E-01	-1,48E+00	-5,62E-01

DADOS OBTIDOS NO ENSAIO 2-2

F	Ponto 01	Ponto 02	Ponto 03	Ponto 04	Ponto 05	Ponto 06	Ponto 07	Ponto 08	Ponto 09	Ponto 10	Ponto 11	Ponto 12
kN	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.
0,00	-5,11E-06	2,64E-06	-8,02E-06	-2,76E-06	-2,68E-06	-2,65E-06	-3,95E-06	-5,27E-06	-5,07E-06	-2,76E-06	0,00E+00	-2,65E-06
-2,50	0,00E+00	0,00E+00	-5,35E-06	0,00E+00	-5,37E-06	0,00E+00	-3,95E-06	-2,63E-06	-5,07E-06	-2,76E-06	-2,62E-06	-2,65E-06
-40,75	-2,56E-05	-1,06E-05	-1,60E-05	-2,21E-05	-2,41E-05	-7,94E-06	-1,98E-05	-3,16E-05	-3,80E-05	-8,27E-06	-5,24E-06	-5,29E-06
-80,63	-4,34E-05	-2,11E-05	-2,94E-05	-5,25E-05	-4,56E-05	-1,32E-05	-4,35E-05	-5,00E-05	-5,58E-05	-1,65E-05	-2,36E-05	-2,65E-05
-120,25	-5,37E-05	-3,17E-05	-4,28E-05	-6,90E-05	-8,58E-05	-2,65E-05	-6,72E-05	-6,59E-05	-6,85E-05	-2,76E-05	-4,72E-05	-4,50E-05
-41,63	-3,83E-05	-1,58E-05	-2,41E-05	-2,76E-05	-3,76E-05	-1,32E-05	-4,74E-05	-4,21E-05	-4,56E-05	-1,38E-05	-1,05E-05	-7,94E-06
-82,38	-5,37E-05	-2,64E-05	-3,74E-05	-5,52E-05	-6,44E-05	-2,65E-05	-6,72E-05	-5,53E-05	-6,59E-05	-1,93E-05	-3,41E-05	-3,18E-05
-121,50	-6,65E-05	-4,49E-05	-5,88E-05	-8,29E-05	-9,93E-05	-3,97E-05	-8,70E-05	-8,17E-05	-8,11E-05	-3,58E-05	-5,51E-05	-5,29E-05
-161,63	-8,43E-05	-5,81E-05	-7,76E-05	-1,13E-04	-1,31E-04	-5,56E-05	-1,11E-04	-1,03E-04	-9,89E-05	-4,69E-05	-8,39E-05	-7,41E-05
-200,38	-9,97E-05	-6,87E-05	-9,63E-05	-1,44E-04	-1,69E-04	-7,94E-05	-1,30E-04	-1,21E-04	-1,27E-04	-6,89E-05	-1,05E-04	-1,03E-04
-2,63	-5,88E-05	-4,75E-05	-5,08E-05	-3,87E-05	-6,17E-05	-3,97E-05	-6,72E-05	-5,27E-05	-5,83E-05	-4,14E-05	-3,67E-05	-3,97E-05
-41,13	-8,43E-05	-5,28E-05	-5,88E-05	-6,35E-05	-7,51E-05	-4,76E-05	-9,09E-05	-7,64E-05	-9,38E-05	-4,96E-05	-4,19E-05	-4,24E-05
-80,75	-1,02E-04	-6,34E-05	-7,49E-05	-8,84E-05	-1,10E-04	-5,82E-05	-1,11E-04	-9,48E-05	-1,06E-04	-5,24E-05	-6,03E-05	-6,35E-05
-121,38	-1,18E-04	-7,66E-05	-9,63E-05	-1,16E-04	-1,42E-04	-6,88E-05	-1,30E-04	-1,13E-04	-1,29E-04	-6,62E-05	-8,65E-05	-8,47E-05
-160,63	-1,30E-04	-9,51E-05	-1,15E-04	-1,41E-04	-1,77E-04	-8,21E-05	-1,42E-04	-1,32E-04	-1,50E-04	-7,99E-05	-1,05E-04	-1,09E-04
-201,12	-1,43E-04	-1,08E-04	-1,39E-04	-1,68E-04	-2,12E-04	-9,53E-05	-1,62E-04	-1,48E-04	-1,72E-04	-1,02E-04	-1,31E-04	-1,32E-04
-241,75	-1,58E-04	-1,27E-04	-1,60E-04	-2,02E-04	-2,52E-04	-1,14E-04	-1,82E-04	-1,71E-04	-1,95E-04	-1,24E-04	-1,57E-04	-1,61E-04
-280,87	-1,66E-04	-1,35E-04	-1,82E-04	-2,35E-04	-2,92E-04	-1,35E-04	-2,06E-04	-1,90E-04	-2,13E-04	-1,43E-04	-1,73E-04	-1,80E-04
-321,00	-1,81E-04	-1,45E-04	-2,01E-04	-2,71E-04	-3,22E-04	-1,54E-04	-2,29E-04	-2,08E-04	-2,23E-04	-1,54E-04	-1,94E-04	-2,04E-04
-360,25	-1,99E-04	-1,58E-04	-2,25E-04	-2,96E-04	-3,54E-04	-2,38E-04	-3,08E-04	-2,27E-04	-2,43E-04	-1,76E-04	-2,15E-04	-2,22E-04
-361,25	-2,02E-04	-1,61E-04	-2,43E-04	-3,31E-04	-4,96E-04	-2,65E-04	-3,40E-04	-2,37E-04	-2,61E-04	-1,93E-04	-2,49E-04	-2,57E-04
-359,99	-2,07E-04	-1,61E-04	-2,35E-04	-3,31E-04	-5,18E-04	-2,78E-04	-3,52E-04	-2,40E-04	-2,59E-04	-1,90E-04	-2,49E-04	-2,59E-04
-396,99	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Nota: * instrumentação retirada

DADOS OBTIDOS NO ENSAIO 2-2

F	Ponto 13	Ponto 14	Ponto 15	Ponto 16	Ponto 17	Ponto 18	Ponto 19	Ponto 20	Ponto 21	Ponto 22	Ponto 23
kN	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Desl. (mm)	Desl. (mm)	Desl. (mm)
0,00	0,00E+00	0,00E+00	7,90E-06	-4,17E-06	-5,05E-06	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-9,37E-03
-2,50	-4,01E-06	4,11E-06	0,00E+00	0,00E+00	-1,01E-05	-5,06E-06	0,00E+00	-5,07E-06	-4,93E-02	-9,02E-01	-7,78E-01
-40,75	-4,01E-06	0,00E+00	-4,74E-05	-3,34E-05	-4,54E-05	-3,04E-05	-5,25E-05	-3,55E-05	-3,94E-02	-1,50E+00	-1,24E+00
-80,63	-1,61E-05	-1,64E-05	-7,90E-05	-6,26E-05	-6,56E-05	-7,08E-05	-7,36E-05	-7,10E-05	-4,93E-02	-1,46E+00	-1,19E+00
-120,25	-2,81E-05	-3,28E-05	-9,48E-05	-8,34E-05	-8,58E-05	-8,60E-05	-9,98E-05	-9,63E-05	-3,94E-02	-1,45E+00	-1,20E+00
-41,63	-1,20E-05	-8,21E-06	-5,53E-05	-4,17E-05	-4,54E-05	-4,05E-05	-5,78E-05	-4,06E-05	-7,88E-02	-1,57E+00	-1,33E+00
-82,38	-2,01E-05	-2,46E-05	-8,69E-05	-7,09E-05	-7,57E-05	-7,59E-05	-8,41E-05	-7,60E-05	-6,90E-02	-1,55E+00	-1,27E+00
-121,50	-2,81E-05	-4,93E-05	-1,19E-04	-8,76E-05	-9,59E-05	-1,01E-04	-1,16E-04	-1,01E-04	-7,88E-02	-1,46E+00	-1,23E+00
-161,63	-5,22E-05	-7,39E-05	-1,42E-04	-1,17E-04	-1,31E-04	-1,26E-04	-1,52E-04	-1,37E-04	-7,88E-02	-1,43E+00	-1,21E+00
-200,38	-7,63E-05	-1,03E-04	-1,78E-04	-1,42E-04	-1,46E-04	-1,47E-04	-1,89E-04	-1,62E-04	-5,91E-02	-1,45E+00	-1,20E+00
-2,63	-3,61E-05	-3,28E-05	-3,56E-05	-4,17E-05	-4,54E-05	-4,05E-05	-6,83E-05	-4,56E-05	-1,08E-01	-8,73E-01	-7,96E-01
-41,13	-3,61E-05	-3,69E-05	-7,90E-05	-8,34E-05	-7,57E-05	-6,58E-05	-1,05E-04	-8,62E-05	-1,08E-01	-1,73E+00	-1,47E+00
-80,75	-4,42E-05	-5,75E-05	-1,11E-04	-1,04E-04	-1,06E-04	-9,61E-05	-1,37E-04	-1,22E-04	-1,08E-01	-1,70E+00	-1,43E+00
-121,38	-5,62E-05	-7,80E-05	-1,34E-04	-1,25E-04	-1,31E-04	-1,32E-04	-1,68E-04	-1,42E-04	-6,90E-02	-1,60E+00	-1,36E+00
-160,63	-8,03E-05	-9,44E-05	-1,70E-04	-1,50E-04	-1,62E-04	-1,47E-04	-2,10E-04	-1,67E-04	-6,90E-02	-1,53E+00	-1,32E+00
-201,12	-1,12E-04	-1,19E-04	-1,86E-04	-1,75E-04	-1,72E-04	-1,62E-04	-2,36E-04	-1,93E-04	-7,88E-02	-1,52E+00	-1,31E+00
-241,75	-1,32E-04	-1,56E-04	-2,21E-04	-2,04E-04	-2,07E-04	-1,87E-04	-2,78E-04	-2,28E-04	-7,88E-02	-1,51E+00	-1,32E+00
-280,87	-1,53E-04	-1,85E-04	-2,49E-04	-2,17E-04	-2,32E-04	-2,18E-04	-3,10E-04	-2,53E-04	-4,93E-02	-1,49E+00	-1,31E+00
-321,00	-1,81E-04	-2,01E-04	-2,77E-04	-2,38E-04	-2,52E-04	-2,38E-04	-3,42E-04	-2,79E-04	-4,93E-02	-1,48E+00	-1,26E+00
-360,25	-1,93E-04	-2,30E-04	-2,96E-04	-2,59E-04	-2,68E-04	-2,58E-04	-4,10E-04	-3,19E-04	-3,94E-02	-1,51E+00	-1,22E+00
-361,25	-2,13E-04	-2,67E-04	-3,24E-04	-2,59E-04	-3,08E-04	-2,83E-04	-4,94E-04	-3,40E-04	9,85E-03	-1,62E+00	-1,06E+00
-359,99	-2,09E-04	-2,75E-04	-3,28E-04	-2,59E-04	-3,08E-04	-2,88E-04	-5,15E-04	-3,50E-04	0,00E+00	-1,64E+00	-1,03E+00
-396,99	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Nota: * instrumentação retirada

DADOS OBTIDOS NO ENSAIO 2-3

F	Ponto 01	Ponto 02	Ponto 03	Ponto 04	Ponto 05	Ponto 06	Ponto 07	Ponto 08	Ponto 09	Ponto 10	Ponto 11	Ponto 12
kN	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.
-0,13	-7,67E-06	0,00E+00	-5,35E-06	-5,52E-06	0,00E+00	-5,29E-06	-3,95E-06	0,00E+00	0,00E+00	-5,51E-06	-2,62E-06	2,65E-06
-40,50	-3,07E-05	-1,06E-05	-1,60E-05	-2,76E-05	-2,15E-05	-7,94E-06	-4,74E-05	-2,37E-05	-3,80E-05	-8,27E-06	-1,84E-05	-1,06E-05
-80,25	-4,86E-05	-2,90E-05	-3,48E-05	-4,97E-05	-5,63E-05	-1,32E-05	-7,91E-05	-5,00E-05	-5,83E-05	-2,48E-05	-3,67E-05	-3,44E-05
-121,00	-6,90E-05	-4,75E-05	-4,81E-05	-7,73E-05	-9,39E-05	-3,44E-05	-1,15E-04	-6,85E-05	-7,86E-05	-4,41E-05	-6,29E-05	-5,29E-05
-1,50	-2,30E-05	-2,64E-05	-1,87E-05	-2,21E-05	-3,22E-05	-7,94E-06	-3,56E-05	-2,11E-05	-3,04E-05	-2,21E-05	-1,84E-05	-1,59E-05
-121,38	-7,41E-05	-5,81E-05	-6,42E-05	-8,56E-05	-1,05E-04	-5,03E-05	-1,34E-04	-8,43E-05	-8,87E-05	-5,51E-05	-7,08E-05	-6,35E-05
-160,75	-8,95E-05	-7,66E-05	-9,09E-05	-1,24E-04	-1,45E-04	-6,62E-05	-1,66E-04	-9,48E-05	-1,09E-04	-7,17E-05	-9,44E-05	-8,47E-05
-202,74	-1,07E-04	-9,24E-05	-1,07E-04	-1,55E-04	-1,88E-04	-8,47E-05	-1,98E-04	-1,19E-04	-1,24E-04	-9,37E-05	-1,21E-04	-1,09E-04
-41,50	-6,65E-05	-4,49E-05	-5,88E-05	-5,80E-05	-7,51E-05	-4,24E-05	-1,23E-04	-6,59E-05	-7,35E-05	-4,14E-05	-5,51E-05	-4,76E-05
-82,50	-7,67E-05	-6,34E-05	-7,49E-05	-8,29E-05	-1,05E-04	-5,56E-05	-1,58E-04	-8,96E-05	-8,87E-05	-5,24E-05	-7,08E-05	-6,35E-05
-121,13	-9,20E-05	-7,66E-05	-9,36E-05	-1,05E-04	-1,34E-04	-7,15E-05	-1,78E-04	-9,48E-05	-1,04E-04	-6,89E-05	-9,18E-05	-8,47E-05
-161,13	-1,05E-04	-8,45E-05	-1,07E-04	-1,33E-04	-1,69E-04	-8,21E-05	-1,98E-04	-1,16E-04	-1,19E-04	-8,55E-05	-1,13E-04	-1,03E-04
-202,87	-1,23E-04	-1,06E-04	-1,34E-04	-1,68E-04	-2,09E-04	-1,03E-04	-2,25E-04	-1,34E-04	-1,42E-04	-1,10E-04	-1,44E-04	-1,30E-04
-240,99	-1,35E-04	-1,21E-04	-1,52E-04	-2,02E-04	-2,47E-04	-1,22E-04	-2,57E-04	-1,55E-04	-1,52E-04	-1,24E-04	-1,68E-04	-1,56E-04
-282,99	-1,56E-04	-1,40E-04	-1,71E-04	-2,29E-04	-2,98E-04	-1,40E-04	-2,81E-04	-1,74E-04	-1,70E-04	-1,43E-04	-1,91E-04	-1,77E-04
-282,50	-1,69E-04	-1,56E-04	-1,95E-04	-2,65E-04	-3,41E-04	-1,61E-04	-3,08E-04	-1,95E-04	-1,85E-04	-1,54E-04	-2,23E-04	-2,04E-04
-320,87	-2,61E-04	-2,53E-04	-1,18E-04	-1,91E-04	-2,84E-04	-2,62E-04	-4,07E-04	-1,21E-04	-2,10E-04	-1,76E-04	-2,44E-04	-2,22E-04

DADOS OBTIDOS NO ENSAIO 2-3

F	Ponto 13	Ponto 14	Ponto 15	Ponto 16	Ponto 17	Ponto 18	Ponto 19	Ponto 20	Ponto 21	Ponto 22	Ponto 23
kN	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Def.	Desl. (mm)	Desl. (mm)	Desl. (mm)
-0,13	0,00E+00	-4,11E-06	-3,95E-06	-8,34E-06	5,05E-06	0,00E+00	-5,25E-06	0,00E+00	0,00E+00	-9,39E-03	-1,87E-02
-40,50	-8,03E-06	-1,23E-05	-3,16E-05	-4,17E-05	-3,03E-05	-2,53E-05	-5,25E-05	-3,55E-05	-1,97E-02	-7,98E-01	-6,18E-01
-80,25	-2,41E-05	-3,28E-05	-5,93E-05	-6,67E-05	-5,55E-05	-5,06E-05	-8,93E-05	-7,10E-05	-1,97E-02	-8,64E-01	-6,65E-01
-121,00	-5,22E-05	-6,16E-05	-9,09E-05	-9,18E-05	-8,58E-05	-7,08E-05	-1,37E-04	-1,06E-04	-1,97E-02	-8,83E-01	-6,93E-01
-1,50	-1,61E-05	-2,87E-05	-1,58E-05	-1,67E-05	-1,01E-05	-1,01E-05	-4,20E-05	-2,53E-05	-2,96E-02	-3,38E-01	-3,19E-01
-121,38	-6,02E-05	-8,21E-05	-1,07E-04	-9,18E-05	-9,09E-05	-8,10E-05	-1,42E-04	-1,12E-04	-3,94E-02	-8,83E-01	-7,22E-01
-160,75	-8,03E-05	-1,07E-04	-1,30E-04	-1,13E-04	-1,16E-04	-1,06E-04	-1,84E-04	-1,57E-04	-4,93E-02	-8,45E-01	-6,84E-01
-202,74	-1,00E-04	-1,35E-04	-1,70E-04	-1,33E-04	-1,41E-04	-1,21E-04	-2,21E-04	-1,88E-04	-3,94E-02	-7,79E-01	-6,37E-01
-41,50	-4,42E-05	-5,75E-05	-7,90E-05	-6,67E-05	-6,56E-05	-6,07E-05	-1,05E-04	-8,11E-05	-1,97E-02	-7,89E-01	-6,65E-01
-82,50	-5,62E-05	-8,21E-05	-1,07E-04	-8,76E-05	-8,08E-05	-7,59E-05	-1,47E-04	-1,22E-04	-1,97E-02	-8,26E-01	-7,03E-01
-121,13	-7,63E-05	-1,03E-04	-1,26E-04	-1,08E-04	-1,16E-04	-1,01E-04	-1,79E-04	-1,47E-04	-9,85E-03	-8,36E-01	-6,84E-01
-161,13	-9,23E-05	-1,23E-04	-1,58E-04	-1,29E-04	-1,41E-04	-1,16E-04	-2,15E-04	-1,72E-04	-1,97E-02	-8,26E-01	-6,84E-01
-202,87	-1,20E-04	-1,56E-04	-1,82E-04	-1,46E-04	-1,67E-04	-1,32E-04	-2,57E-04	-2,08E-04	-9,85E-03	-7,70E-01	-6,37E-01
-240,99	-1,45E-04	-1,81E-04	-2,02E-04	-1,75E-04	-1,92E-04	-1,57E-04	-3,05E-04	-2,43E-04	0,00E+00	-7,23E-01	-6,00E-01
-282,99	-1,73E-04	-2,01E-04	-2,21E-04	-1,92E-04	-2,12E-04	-1,82E-04	-3,47E-04	-2,79E-04	9,85E-03	-6,57E-01	-5,43E-01
-282,50	-2,01E-04	-2,42E-04	-2,57E-04	-2,21E-04	-2,52E-04	-2,13E-04	-3,99E-04	-3,29E-04	1,97E-02	-6,39E-01	-5,15E-01
-320,87	-2,17E-04	-2,55E-04	-2,92E-04	-2,42E-04	-2,83E-04	-2,38E-04	-5,62E-04	-5,02E-04	-5,91E-02	-1,69E+00	-8,71E-01