

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

EMERSON ACÁCIO FEITOSA SANTOS

**Estudo da influência das propriedades elásticas da interface bloco-
argamassa na rigidez de paredes de alvenaria**

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

São Carlos
2014

EMERSON ACÁCIO FEITOSA SANTOS

Estudo da influência das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa na rigidez de paredes de alvenaria

Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Vladimir Guilherme Haach

São Carlos

2014

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

F311e Feitosa Santos, Emerson Acácio
Estudo da influência das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa na rigidez de paredes de alvenaria / Emerson Acácio Feitosa Santos; orientadora Vladimir Guilherme Haach. São Carlos, 2014.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2014.

1. Alvenaria. 2. Bloco. 3. Argamassa. 4. Junta. 5. Interface. 6. Rigidez. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **EMERSON ACÁCIO FEITOSA SANTOS**

Título da dissertação: "Estudo da influência das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa na rigidez de paredes de alvenaria"

Data da defesa: 26/11/2014

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Vladimir Guilherme Haach (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Guilherme Aris Parsekian**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

APROVADO

Prof. Associado **Márcio Roberto Silva Corrêa**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):
Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo César Lima Segantine**

AGRADECIMENTOS

Ao meu Deus, que me iluminou em todos os momentos desta longa jornada.

À minha família, especialmente meus pais, Cícero dos santos e Maria Dilondrina, pela força e confiança.

Ao professor Vladimir Guilherme Haach, pela orientação, sugestões e paciência.

Aos professores do departamento, pela dedicação e o profissionalismo.

Aos amigos do Departamento, que ajudaram a tornar o período em São Carlos mais agradável: André, Arthur, Kétson, Cleilson, El Niño, Elias, Fernando Vecchio, Fernando (Colombiano), Gregório, Marcell, Matheus, Nichollas, Pablo, Ricardo e Sérgio (Colombiano).

Aos professores da UFAL, que participaram da minha formação.

Ao CNPq, pela bolsa de estudos concedida.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	XIII
LISTA DE TABELAS	XXIII
RESUMO.....	XXV
ABSTRACT.....	XXVII
INTRODUÇÃO	29
1.1. Considerações Iniciais	29
1.2. Objetivos	32
1.2.1. Objetivo geral.....	32
1.2.2. Objetivos específicos	33
1.3. Justificativa.....	33
1.4. Metodologia.....	34
1.5. Organização do trabalho	35
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	37
2.1. Propriedades da alvenaria e seus componentes	37
2.1.1. Blocos de concreto	38
2.1.2. Argamassa.....	39
2.1.3. Interface bloco-argamassa	40
2.1.4. Interação bloco-argamassa e o comportamento da alvenaria	43
2.2. Painéis de Contraventamento	47
2.3. Modelagem Numérica	52
2.4. Ensaios de Caracterização da interface bloco-argamassa	58
2.4.1. Conceitos iniciais	58
2.4.2. Ensaios de Aderência por Tração Direta	59
2.4.3. Ensaios para Determinação da Resistência Cisalhamento	63
2.5. Métodos não destrutivos	66
2.6. Conclusões do capítulo.....	76
ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA	79
3.1. Características físicas e mecânicas dos blocos.....	79
3.1.1. Tolerâncias dimensionais, área líquida e absorção de água	80
3.1.2. Características mecânicas dos blocos de concreto	81
3.2. Argamassa de assentamento	84
3.2.1. Especificação granulométrica da areia	84

3.2.2. Caracterização da argamassa	85
3.3. Avaliação das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa	88
3.3.1. Ensaio de compressão	88
3.3.2. Ensaio de cisalhamento	93
3.3.3. Ensaio de tração	97
3.4. Conclusões do capítulo	100
DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES ELÁSTICAS DA ALVENARIA VIA ENSAIOS DINÂMICOS.....	103
4.1. Determinação do módulo de elasticidade dinâmico de unidades de alvenaria	104
4.2. Caracterização da interface bloco-argamassa por métodos não destrutivos.....	113
4.2.1. Avaliação na junta vertical	114
4.2.2. Avaliação na junta horizontal	122
4.3. Conclusões do capítulo	130
MODELO NUMÉRICO	133
5.1. Representação do bloco	134
5.2. Determinação dos esforços internos ao longo da seção transversal	137
5.3. Recurso de compatibilização de graus de liberdade.....	139
5.4. Elementos de interface	139
5.5. Programa Desenvolvido	142
5.5.1. Descrição do programa.....	142
5.5.2. Validação do programa.....	146
5.6. Conclusões do capítulo	157
ESTUDOS EM PAREDES DE ALVENARIA.....	159
6.1. Influência da interface bloco-argamassa no comportamento global de paredes de alvenaria com extremidade livre.....	159
6.2. Influência da interface bloco-argamassa no comportamento global de paredes de alvenaria com extremidade restrita	178
6.3. Analogia a um caso real.....	184
6.4. Conclusões do capítulo	187
ESTUDO DE CASO EM PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO	191
7.1. Exemplo 1	192
7.2. Exemplo 2	208

7.3. Conclusões do capítulo	211
CONCLUSÕES	213
8.1. Conclusões	213
8.2. Propostas para trabalhos futuros	217
REFERÊNCIAS.....	218
APÊNDICE A	224
APÊNDICE B	230
APÊNDICE C	236
APÊNDICE D	242
APÊNDICE E	248
APÊNDICE F.....	254
APÊNDICE G	260
APÊNDICE H	266
APÊNDICE I.....	268
APÊNDICE J.....	274

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Exemplos de construções em alvenaria estrutural (Silva, 2010; Dreamstime, 2012; Theredlist, 2012; Matteogiuffrida, 2012).....	30
Figura 2.1 – Diferentes modos de ruptura (SARANGAPANI et al.,2005).	42
Figura 2.2 – Comportamento da alvenaria sob compressão.....	43
Figura 2.3 – Modelo do comportamento da junta entre duas colunas de concreto pré-fabricadas (VERMELTFOORT, et. al., 2007).	43
Figura 2.4 – Modos de ruptura (LOURENÇO,1996).....	45
Figura 2.5 – Conjunto de dois blocos e uma junta horizontal de argamassa.	46
Figura 2.6 – a) Fissuras diagonais formadas na situação de falha por cisalhamento. b) Fissuras provocadas pelo efeito da flexão. c) Falha por escorregamento da junta.	48
Figura 2.7 – Comportamento da alvenaria não armada submetida a esforço de cisalhamento e tensão normal (PARSEKIAN et. al., 2012).	49
Figura 2.8 – Comportamento da alvenaria sobre ação de forças horizontais (VASCONCELOS, 2005).	49
Figura 2.9 – Ação das forças do vento na estrutura (HENDRY et al., 2004).....	50
Figura 2.10 – Sistema de paredes isoladas considerando o nó mestre.	52
Figura 2.11 – Exemplo da discretização usada em MEF.	53
Figura 2. 12 – Consideração na homogeneização.....	57
Figura 2.13 – Consideração na homogeneização.....	57
Figura 2.14 – Ensaio de tração direta (MATA, 2011)	60
Figura 2.15 – Influência do tipo de ligação no comportamento pós-pico no diagrama tensão-abertura da fenda (ALMEIDA, 2002)	60
Figura 2.16 – Exemplos de ensaios para avaliar a aderência por tração direta.....	62
Figura 2.17 – método de ensaio utilizando prismas colados aos pratos de aço por intermédio de uma cola especial.....	63
Figura 2.18 – método de ensaio utilizando prismas colados aos pratos de aço por intermédio de uma cola especial.....	65
Figura 2.19 – Ensaio triplo adotado pela EN 1052-3 (2002)	66
Figura 2.20 – Esquema básico de um ensaio não destrutivo.....	67
Figura 2.21 – Ilustração sobre os efeitos do impacto em um corpo e o som emitido.	71

Figura 2.22 – Resultado captado pelo microfone antes e após aplicar transformada de Fourier.....	72
Figura 2.23 – Esquema básico do ensaio de ressonância acústica.....	73
Figura 2.24 – Alguns dos modos que podem ser obtidos para um prisma retangular.	73
Figura 2.25: Ilustração sobre o mecanismo de reflexão de ondas sonoras.	74
Figura 2.26 – Esquema utilizado para determinara a velocidade de propagação da onda no meio.....	74
Figura 2.27 – Ilustração do comportamento da onda longitudinal e da onda de cisalhamento (HAZA&SAMOKRUTOV, 2013; METHA&MONTEIRO, 2012).....	75
Figura 3.1 – Seção transversal do bloco com as dimensões das paredes transversais e longitudinais e perspectiva. A.....	80
Figura 3.2 – Ensaio de resistência à compressão dos blocos e meios blocos de concreto.....	81
Figura 3.3 – Diagramas tensa-deformação.....	82
Figura 3.4 – Resultados da resistência à compressão e módulo de elasticidade dos blocos de concreto.	82
Figura 3.5 – Configuração adotada no teste de tração indireta.....	83
Figura 3.6 – Histograma da resistência a tração.....	83
Figura 3.7 – Distribuição granulométrica do agregado.....	85
Figura 3.8 – Ensaio de resistência a compressão da argamassa.....	86
Figura 3.9: Histórico de resistências da argamassa de assentamento.	86
Figura 3.10 – Configuração adotada no ensaio de ressonância acústica.....	87
Figura 3.11 – Esboço do ensaio de compressão na junta horizontal.....	89
Figura 3.12 – Ensaio de compressão na junta vertical.....	90
Figura 3.13 – Curvas tensão deslocamento. a) Junta horizontal. b) Junta vertical. ..	90
Figura 3.14 – Histograma da rigidez normal. a) Junta horizontal. b) Junta vertical. ..	91
Figura 3.15 – Histograma da resistência à compressão. a) Junta horizontal. b) Junta vertical.....	91
Figura 3.16 – Modo de ruptura para o ensaio da junta horizontal. (a) Distribuição de tensões na direção y. (b) Distribuição de tensões em x.	92
Figura 3.17 – Modo de ruptura para o ensaio da junta horizontal.....	93
Figura 3.18 – Esboço do ensaio de cisalhamento.....	93

Figura 3.19 – Ensaio de cisalhamento para o prisma de três meios blocos.....	94
Figura 3.20 – Detalhes do capeamento.	94
Figura 3.21 – Modo de ruptura observado. (a) Junta horizontal e (b) junta vertical. .	95
Figura 3.22 – Curva tensão de cisalhamento em função do deslocamento. (a) junta horizontal e (b) junta vertical.	95
Figura 3.23 – Imagem do caso onde uma a junta rompeu antecipadamente.....	96
Figura 3.24 – Histograma de rigidezes ao cisalhamento. (a) junta horizontal e (b) junta vertical.	96
Figura 3.25 – Esquema do ensaio de tração direta na junta horizontal.	97
Figura 3.26 – Ensaio de tração direta na junta vertical.	97
Figura 3.27 – Ensaio de tração direta na junta vertical.	98
Figura 3.28 – Ensaio de tração direta na junta vertical.	99
Figura 3.29 – Ensaio de tração direta na junta vertical.	99
Figura 3.30 – Ensaio de tração direta na junta vertical.	100
Figura 4.1 – Ilustração do sistema real e do simplificado (massa-mola).	104
Figura 4.2 – Ilustração do sistema real e do simplificado (massa-mola).	104
Figura 4.3 – a) Discretização adotada. b) Elemento adotado.	105
Figura 4.4 – Alguns dos modos de vibração observados.....	106
Figura 4.5 – Modo de vibração que representa o movimento do modelo simplificado.	106
Figura 4.6 – Gráfico da Frequência em função do módulo de elasticidade do bloco.	107
Figura 4.7 – Gráfico da Frequência em função do módulo de elasticidade do bloco.	108
Figura 4.8 – Curvas de nível que representam a frequência.....	108
Figura 4.9 – Discretização adotada.....	109
Figura 4.10 – Modos de vibração o meio bloco.....	109
Figura 4.11 – Modos de vibração do bloco de amarração.	110
Figura 4.12 – Curvas de nível que representam a frequência.....	110
Figura 4.13 – Ensaio de ressonância acústica.	110
Figura 4.14 – Espectro de frequências para os três tipos de blocos.....	111
Figura 4.15 – Ensaio de ultrassom em um meio bloco.....	112
Figura 4.16 – Ensaio de ressonância acústica em prismas de alvenaria.	114

Figura 4.17 – Pontos de impacto para os prismas da junta vertical.	114
Figura 4.18 – Pontos de impacto para os prismas da junta vertical.	115
Figura 4.19 – Espectros de frequências do primeiro corpo de prova.	115
Figura 4.20 – Frequências selecionadas.....	117
Figura 4.21 – Elementos usados na discretização do prisma.	117
Figura 4.22 – Discretização adotada para o prisma.	117
Figura 4.23 – Estudo paramétrico no primeiro e segundo modo de vibração para o primeiro corpo de prova.	118
Figura 4.24 – Resultados para os prismas 1 e 2.....	119
Figura 4.25 – Resultados para os prismas 3 e 4.....	119
Figura 4.26 – Resultados para os prismas 5 e 6.....	119
Figura 4.27 – Resultados para os prismas 7.....	120
Figura 4.28 – Modos de vibração iniciais.	121
Figura 4.29 – Espectro de frequências relacionados ao ponto 6.	122
Figura 4.30 – Espectro de frequências relacionados ao ponto 5.	122
Figura 4.31 – Ensaio de ultrassom em um meio bloco.....	123
Figura 4.32 – Espectros de frequências do primeiro prisma.	124
Figura 4.33 – Frequências selecionadas.....	125
Figura 4.34 – Discretização adotada para o prisma.	125
Figura 4.35 – Estudo paramétrico no primeiro e segundo modo de vibração para o primeiro corpo de prova.	126
Figura 4.36 – Resultados para os prismas 1 e 2.....	127
Figura 4.37 – Resultados para os prismas 3 e 4.....	127
Figura 4.38 – Resultados para os prismas 5 e 6.....	127
Figura 4.39 – Resultados para os prismas 7 e 8.....	128
Figura 4.40 – Modos de vibração iniciais.	128
Figura 4.41 – Espectro de frequências relacionados ao ponto 6.	129
Figura 4.42 – Espectro de frequências relacionados ao ponto 5.	129
Figura 5.1 – Ilustração do elemento adotado.	134
Figura 5.2 – Ilustração sobre o cálculo dos esforços.	137
Figura 5.3 – Ilustração sobre o cálculo dos esforços.	138
Figura 5.4 – Ilustração sobre o cálculo do momento fletor.....	138
Figura 5.5 – Esquema de compatibilização dos graus de liberdade.	139

Figura 5.6 – Molas consideradas.	140
Figura 5.7 – Ilustração explicativa do tipo de discretização adotada.	140
Figura 5.8 – Curva tensão deformação idealizada.	141
Figura 5.9 – Fluxograma do código implementado.	144
Figura 5.10 – Visualização no AcadView® v.1.0 (SET, 2014),	146
Figura 5.11 – Exemplo de diferentes discretizações.	146
Figura 5.12 – Elemento usado para representar a interface no modelo refinado (USER'S MANUAL, 2011).	147
Figura 5.13 – Elemento usado na modelagem do modelo refinado (TNO, 2005). ..	148
Figura 5.14 – Estudo de convergência no ponto de análise.	149
Figura 5.15 – Deformada multiplicada por um fator de escala de 100.	151
Figura 5.16 – Tipos de vinculações adotadas.	151
Figura 5.17 – Esquema de nó mestre e nó escravo.	152
Figura 5.18 – deformada multiplicada por um fator de escala de 200.	153
Figura 5.19 – Características do novo exemplo.	153
Figura 5.20 – Curva da força horizontal resultante como função do deslocamento em x no ponto analisado.	154
Figura 5.21 – Curva da força horizontal resultante como função do deslocamento em x no ponto analisado.	154
Figura 5.22 – Modelo proposto para verificar o funcionamento da ferramenta para cálculo dos esforços.	155
Figura 5.23 – Diagrama do esforço normal ao longo da parede.	156
Figura 5.24 – Diagrama do esforço cortante ao longo da parede.	156
Figura 5.25 – Diagrama do momento fletor ao longo da parede.	157
Figura 6.1 – Modelo adotado e resposta analisada.	161
Figura 6.2 – Comportamento de K_s em função K_{nH} e K_{nV}	161
Figura 6.3 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a 0,0 MPa e % K_n igual a 100%.	162
Figura 6.4 – Exemplo da análise dos resultados.	163
Figura 6.5 – Exemplo da análise dos resultados.	163
Figura 6.6 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.	164

Figura 6.7 – Resultados para razão H/L de 0,5, σ igual a 0,0 MPa e %K _n igual a 100%.	165
Figura 6.8 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.	166
Figura 6.9 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.	166
Figura 6.10 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante.	167
Figura 6.11 – Resultados para razão H/L de 0,5, σ igual a 0,0 MPa e %K _n igual a 10%.	168
Figura 6.12 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a variação do nível de pré-compressão.	169
Figura 6.13 – Gráficos da força horizontal em função do deslocamento horizontal, no ponto de análise, para diferentes níveis de pré-compressão.	169
Figura 6.14 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a 0%f _{ck} e %K _n igual a 100%.	170
Figura 6.15 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.	171
Figura 6.16 – Resultados para razão H/L de 0,5, σ igual a 0%f _{ck} e %K _n igual a 100%.	171
Figura 6.17 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.	172
Figura 6.18 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.	172
Figura 6.19 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.	173
Figura 6.20 – Resultados para razão H/L de 0,5, σ igual a 0%f _{ck} e %K _n igual a 10%.	174
Figura 6.21 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a 0%f _{ck} e %K _n igual a 100%.	175
Figura 6.22 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.	175

Figura 6.23 – Resultados para razão H/L de 0,5, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 100%.	176
Figura 6.24 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.	177
Figura 6.25 – Resultados para razão H/L de 0,5, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 10%.	177
Figura 6.26 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 100%.	179
Figura 6.27 – Rigidez normalizada em função da rigidez normal na junta horizontal para os dois casos de condição de contorno considerados.	180
Figura 6.28 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 100%.	181
Figura 6.29 – Rigidez normalizada em função da rigidez normal na junta horizontal para os dois casos de condição de contorno considerados.	181
Figura 6.30 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 100%.	182
Figura 6.31 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.	182
Figura 6.32 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 100%.	183
Figura 6.33 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.	183
Figura 6.34 – Resultados para K_{sec} em função K_{nH} e K_{nV} , considerando o caso linera e duas razões H/L.	184
Figura 6.35 – Resultados para K_{sec} em função K_{sH} e K_{sV} , considerando o caso linera e duas razões H/L.	185
Figura 6.36 – Curva da rigidez secante em função de K_{sH} .	185
Figura 6.37 – Resultados para K_{sec} em função K_{nH} e K_{sH} , considerando o caso linera e duas razões H/L.	186
Figura 6.38 – Curva da rigidez secante em função de K_{nH} .	186
Figura 6.39 – Resultados para K_{sec} em função K_{nH} e K_{nV} , considerando o caso linera e duas razões H/L.	186

Figura 6.40 – Resultados para K_{sec} em função K_{sH} e K_{sV} , considerando o caso linear e duas razões H/L	187
Figura 6.41 – Resultados para K_{sec} em função K_{nH} e K_{sH} , considerando o caso linear e duas razões H/L	187
Figura 7.1 – Planta baixa do pavimento tipo (NASCIMENTO, 1999).	192
Figura 7.2 – Compatibilização dos deslocamentos em x	194
Figura 7.3 – Discretização adotada para as abas.	194
Figura 7.4 – Posicionamento dos elementos que representam às abas.	195
Figura 7.5 – Disposição dos painéis de contraventamento.	195
Figura 7.6 – Distribuição de tensões para o caso linear; a) Tensões em y ; b) Tensões de cisalhamento (xy).	196
Figura 7.7 – Distribuição de tensões para o caso não linear; a) Tensões em y ; b) Tensões de cisalhamento (xy).	197
Figura 7.8 – Diagramas de esforço normal e cortante ao longo do edifício.	197
Figura 7.9 – Deformada do edifício.	198
Figura 7.10 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.	199
Figura 7.11 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.	199
Figura 7.12 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.	199
Figura 7.13 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.	200
Figura 7.14 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.	200
Figura 7.15 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.	200
Figura 7.16 – Diagrama da força cortante no painel 9.	202
Figura 7.17 – Diferença relativo entre o momento fletor dos modelos analisado e o previsto pela consideração apenas o momento de inércia.	203
Figura 7.18 – Diagrama de momento fletor para os painéis 2 e 9.	203
Figura 7.19 – Localização das tensões de tração.	204

Figura 7.20 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.	204
Figura 7.21 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.	204
Figura 7.22 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.	205
Figura 7.23 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.	205
Figura 7.24 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.	205
Figura 7.25 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.	206
Figura 7.26 – Diferença relativo entre o momento fletor dos modelos analisado e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.....	207
Figura 7.27 – Modelo desenvolvido.	209
Figura 7.28 – Diferença relativa da distribuição do carregamento horizontal, levando em consideração o micromodelo e o modelo isotrópico, em relação à metodologia convencional.	210
Figura 7.29 – Estudo paramétrico.	211

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tipos de modelagem, dependendo do nível de aproximação requerido (LOURENÇO, 1996).....	54
Tabela 2.2 – Vantagens dos métodos destrutivos e não destrutivos (JUNIOR&MARQUES,2006).	68
Tabela 2.3 – Alguns parâmetros que podem ser obtidos de forma não destrutiva (JUNIOR&MARQUES,2006).	69
Tabela 3.1 – Características nominais dos blocos.	80
Tabela 3.2 – Características do bloco.	81
Tabela 3.3 – Limites estabelecidos pela ABNT NBR 7211 (2009).	84
Tabela 3.4 – Características do agregado miúdo.....	85
Tabela 3.5 – Propriedades elásticas da argamassa.....	88
Tabela 3.6 – Tipos de ensaios	88
Tabela 4.1 – Resultados a partir do ensaio de ressonância acústica.....	111
Tabela 4.2 – Comparação entre o módulo de elasticidade dinâmico (obtido pelo modelo numérico) e o estático.	112
Tabela 4.3 – Resultados do ensaio de ultrassom.....	113
Tabela 4.4 – Combinação dos pontos de aquisição e de impacto.	115
Tabela 4.5 – Frequências identificadas.....	116
Tabela 4.6 – Relação de maçãs nos prismas.	118
Tabela 4.7 – Avaliação da qualidade dos resultados numéricos.....	120
Tabela 4.8 – Pontos de impacto e pontos de aquisição.	123
Tabela 4.9 – Frequências identificadas nos prismas.....	124
Tabela 4.10 – Relação de maçãs nos prismas.	125
Tabela 4.11 – Avaliação da qualidade dos resultados numéricos.....	128
Tabela 5.1 – Compatibilização do elementos usados no DIANA® (USER'S MANUAL, 2011) e no Programa Desenvolvido.	147
Tabela 5.2 – Estudo de convergência.	149
Tabela 5.3 – Resultados para o modelo com discretização 3X3.....	150
Tabela 5.4 – Resultados para o modelo com discretização 3X3.....	152
Tabela 5.5 – Propriedades da interface bloco-argamassa.	155
Tabela 6.1 – Propriedades do bloco.....	159
Tabela 7.1 – Propriedades dos materiais.....	193

RESUMO

SANTOS, E. A. F. **Estudo da influência das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa na rigidez de paredes de alvenaria**. Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

Este trabalho tem o objetivo de avaliar a influência das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa no comportamento elástico global de paredes de alvenaria. Por ser um material heterogêneo, as propriedades mecânicas da alvenaria são influenciadas pelas propriedades dos seus diferentes componentes, bloco e argamassa, e pela ligação entre eles. As juntas de argamassa constituem planos de fraqueza, desta forma, características como rigidez, direção e o estado de tensão podem influenciar consideravelmente o comportamento global e consequentemente os parâmetros de projeto. O trabalho foi composto por duas etapas, uma experimental e outra numérica. Na etapa experimental um extenso programa de ensaios foi realizado buscando avaliar as propriedades elásticas normais e tangenciais as juntas de argamassa. Nesta etapa também é apresentado um conjunto de procedimentos que possibilita a caracterização dos componentes da alvenaria de forma não destrutiva. Um estudo paramétrico foi realizado na parte numérica, permitindo identificar quais propriedades da interface exercem mais efeito sobre o comportamento elástico da alvenaria. Também foi avaliado como a heterogeneidade da alvenaria pode afetar a distribuição de ações horizontais ao longo de uma edificação. Os resultados obtidos indicaram que a interface bloco-argamassa exerce influência significativa sobre o comportamento elástico da alvenaria, entretanto esta relação depende da razão altura/largura da parede estudada. A distribuição das ações horizontais demonstrou ser bastante afetada pela deformação por cisalhamento, no entanto a consideração da interface não resultou em contribuição significativa.

Palavras-chave: Alvenaria, bloco, argamassa, junta, interface, rigidez.

ABSTRACT

SANTOS, E. A. F. **Study of the influence of elastic properties of unit-mortar interfaces on the stiffness of masonry walls.** Master's Thesis – School of Engineering of Sao Carlos, University of Sao Paulo, Sao Carlos, 2014.

This work aims to evaluate the influence of the elastic properties of unit - mortar interface in the global elastic behavior of masonry panels. As a heterogeneous material, the mechanical properties of masonry are influenced by the properties of its different components, unit, mortar, and the bond between them. The mortar joints are weakness planes, thus features like stiffness, direction and state of stress can greatly influence the global behavior and the design parameters. The study was composed of an experimental and numerical analysis. In experimental analysis an extensive test program was conducted with focus on normal and tangential elastic properties of the unit-mortar interface. In this part of the work a set of procedures that enable the characterization of the masonry components nondestructively is also presented. A parametric study was conducted in the numerical analysis, allowing the identification of which properties of the interface have a greater effect on the elastic behavior of masonry. The effect of the heterogeneity of the masonry in the distribution of lateral loads in a building was also evaluated. Results indicated that the block-mortar interface has a significant influence on the elastic behavior of masonry; however this relationship depends on the ratio aspect of the panel. The distribution of lateral loads was greatly affected by shear deformation; however the consideration of the interface resulted in no significant contribution.

Keywords: masonry, unit, mortar, joint, interface, stiffness.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais

Com o passar do tempo algumas tecnologias se tornam obsoletas e entram em desuso, porém existem algumas que ultrapassam a barreira do tempo, passam de geração para geração, ganham novos horizontes e estão em constante aperfeiçoamento. No âmbito da construção civil, os sistemas estruturais em alvenaria podem ser considerados um exemplo de tecnologia que há milhares de anos existe, partindo de estruturas de pequeno porte, utilizando unidades de pedra (rocha) ou cerâmica, até às estruturas atuais como os conhecidos blocos de concreto. Algumas construções históricas como as pirâmides, os aquedutos romanos, a *Pont du Gard* e a ponte de *New York* (Figura 1.1), destacam-se na utilização deste tipo de sistema em diferentes épocas.



Figura 1.1 – Exemplos de construções em alvenaria estrutural (Silva, 2010; Dreamstime, 2012; Theredlist, 2012; Matteogiuffrida, 2012).

Antigamente, as construções eram feitas com base no conhecimento passado de geração para geração. As verificações da capacidade resistente dos materiais e da estrutura eram praticamente empíricas (MOHAMAD, 2007). Desta forma, não existia um procedimento de dimensionamento definido, resultando em estruturas com paredes espessas e de baixa economia. O edifício *Monadnock*, com seus 16 pavimentos e 65 m de altura pode ser considerado um exemplo deste tipo de procedimento. Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a base desta construção possuía paredes de 1,80 m de espessura, sendo que se fosse projetada com os procedimentos atuais seria necessário apenas 30 cm de espessura.

Segundo Mohamad (2007) o surgimento das estruturas de aço e concreto baseadas em processos de dimensionamento racionais, tornaram as obras mais econômicas e práticas, possibilitando construções cada vez mais arrojadas. Consequentemente, a alvenaria foi perdendo espaço no mercado da construção civil, sendo relegada a um simples material de revestimento.

Paul Haller foi um engenheiro que ajudou a revolucionar o campo da alvenaria estrutural. Devido à escassez de concreto e aço na Europa, após a segunda guerra, ele realizou uma série de testes em paredes de alvenaria (TMS, 2012). Em 1950, um edifício construído por ele, na Basileia, Suíça, foi considerado um marco na história

da alvenaria estrutural. O edifício contava com 13 pavimentos e 42 m de altura, sendo executado em alvenaria não armada e tinha paredes com espessura de 15 cm no interior, e de 37,50 cm no exterior (RAMALHO & CORRÊA, 2003). A partir de 1950, vários códigos de obras e normas contendo procedimentos de cálculo surgiram na Europa e na América do Norte, tornando a alvenaria estrutural cada vez mais popular (MATA, 2011). Nesta nova fase, a alvenaria estrutural ganhou mais destaque no campo da pesquisa, porém ainda existe muito a ser feito, principalmente no campo das simulações numéricas.

Segundo Lourenço (1994) o uso de métodos numéricos para análise de estruturas de alvenaria tem sido bastante limitado, devido ao grande número de fatores que exerce influência sobre o problema. Um modelo numérico representativo pode demandar um enorme custo computacional, atingindo um elevado grau de complexidade. Esta dificuldade está relacionada ao fato da alvenaria ser um material compósito, constituído basicamente por três componentes, a unidade (Bloco), a argamassa e a interface bloco-argamassa. Desta forma, suas propriedades mecânicas dependem da orientação das juntas, do estado de tensão e das propriedades elásticas, que também dependem de inúmeros fatores (BOSILJKOV, TOTOEV, & NICHOLS, 2005). Lourenço (1994) ainda mencionou que um modelo representativo necessita de uma descrição detalhada do comportamento mecânico individual de cada um dos componentes da alvenaria, principalmente das juntas, que são responsáveis pela maioria das não linearidades do sistema. A aderência entre a argamassa e o bloco é responsável pela capacidade da junta resistir aos esforços de tração, perpendiculares ao plano, e às tensões de cisalhamento, bem como aos efeitos das acomodações de origem térmica (MATA, 2011). Além disto, a própria interface bloco-argamassa constitui um plano de fraqueza, merecendo especial importância na presença de ações horizontais, cujo efeito dos carregamentos combinados pode levar a diferentes modos de ruptura. Na metodologia de projeto convencional, as lajes são consideradas como diafragmas rígidos que servem para transmitir as ações horizontais entre os painéis de contraventamento, de forma que o de maior rigidez recebe a maior fatia (RAMALHO & CORRÊA, 2003). Entretanto, segundo Parsekian *et al.* (2012) a rigidez destes painéis depende de diferentes fatores, incluindo os módulos de elasticidade e de cisalhamento, juntamente com as

dimensões e as condições de apoio. Desta forma, as propriedades elásticas da junta e da interface estão diretamente ligadas ao comportamento elástico dos painéis e consequentemente à rigidez destes; ou seja, influenciando não somente em termos de resistência, mas também nas etapas de projeto.

Com o avanço da mecânica computacional das últimas décadas, um novo cenário está se formando, onde cada vez mais surgem novas ferramentas computacionais que incorporam os fenômenos necessários para correta simulação da alvenaria, em diferentes níveis de aproximação. O método dos elementos finito (MEF) tem sido usado largamente nesta área, permitindo simulações com um grau de aproximação satisfatório como pode ser observado em Lourenço (1994) e Rots (1991).

Quando se fala em simulações numéricas, existe um consenso em termos da sua importância no campo da engenharia e em outras áreas, principalmente devido à economia proporcionada em relação a procedimentos experimentais. Neste caso, os métodos numéricos permitem avaliar situações complexas e economicamente inviáveis, no ponto de vista experimental. Entretanto, experimentos são indispensáveis, uma vez que estes fornecem dados essenciais para garantir a coerência dos modelos adotados. Além disso, modelos experimentais podem ser utilizados para comprovar os resultados obtidos numericamente, uma vez que estes representam a realidade de forma aproximada.

Por fim, a alvenaria estrutural pode ser considerada uma tecnologia que existe há muito tempo, porém o seu estudo no campo da pesquisa científica é relativamente novo em relação a outras estruturas. Assim sendo, ainda existe muito a ser feito para torná-la mais competitiva no mercado.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo estudar a influência das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa no comportamento elástico global de paredes de alvenaria estrutural.

1.2.2. Objetivos específicos

- Caracterizar os diferentes constituintes da alvenaria (unidade, argamassa e interface bloco-argamassa).
- Definir o modelo numérico mais adequado neste trabalho para a análise de paredes de alvenaria.
- Desenvolver um programa computacional para análise estática de paredes de alvenaria, considerando a possibilidade da interface se comportar de forma diferente, quando submetida à esforços de tração ou de compressão.
- Realizar um estudo paramétrico, procurando avaliar a influência da interface bloco-argamassa no comportamento global de paredes de alvenaria.
- Analisar a distribuição das ações horizontais entre os diferentes painéis de contraventamento, levando em consideração a existência da interface bloco-argamassa.

1.3. Justificativa

O campo da alvenaria estrutural durante muito tempo foi fundamentado por conceitos empíricos. Desta forma, muito espaço foi perdido para as estruturas de aço e de concreto. Parte do espaço perdido só foi recuperada quando as estruturas de alvenaria passaram a ser estudadas de forma científica, onde os antigos conceitos foram substituídos por princípios bem elaborados e com embasamento científico. Atualmente a realidade é outra, os novos códigos e normas que existem em diferentes países estão proporcionando uma nova fase para a alvenaria estrutural, onde a antiga fama de prática não econômica e ineficiente foi substituída por um sistema econômico e eficiente, de boa qualidade e rápida produção. Entretanto, esta tecnologia ainda se encontra subutilizada e com boa parte do seu potencial inexplorado. Sendo assim, qualquer contribuição que possa melhorar o entendimento sobre os mecanismos que regem o comportamento mecânico deste sistema estrutural pode ajudar a recuperar esse espaço perdido.

Na prática de cálculo, normalmente a alvenaria é tratada de forma simplificada, como um material isotrópico, porém a realidade não é esta. Os sistemas estruturais de alvenaria são constituídos por diferentes materiais que trabalham em conjunto, caracterizando um material compósito. Fundamentado nesta hipótese, o trabalho proposto busca avaliar a importância da interface bloco-argamassa no comportamento de paredes de alvenaria. Basicamente, procura-se melhorar o conhecimento a respeito da influência das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa nas propriedades elásticas do material compósito.

Sendo utilizados há muito tempo, os ensaios destrutivos são bem conhecidos e difundidos nos meios acadêmico e profissional. Entretanto, esta prática demanda amostras que geralmente são destruídas, impossibilitando a reutilização. Dependendo do ensaio e do tipo de parâmetro analisado os ensaios estáticos podem apresentar elevada dispersão, reduzindo a confiabilidade estatística dos resultados. Atualmente os métodos não destrutivos estão ganhando espaço no mercado, sendo utilizados para controle de qualidade ou para detecção de defeitos em diferentes materiais. Estes métodos já estão sendo usados com sucesso em estruturas de concreto; por outro lado, existem poucos estudos sobre a utilização destes em estruturas de alvenaria. Portanto, este trabalho contribui apresentando alguns resultados em relação à utilização de métodos não destrutivos para caracterização dos componentes da alvenaria.

1.4. Metodologia

Apresenta-se a seguir a metodologia adotada neste trabalho.

Para consolidar os conhecimentos acerca do comportamento estrutural da alvenaria, foi realizada uma revisão bibliográfica, procurando investigar o problema em nível macro e micro. Considerando os aspectos numéricos e experimentais.

O programa experimental foi constituído de ensaios de caracterização dos componentes da alvenaria, unidade, argamassa e interface. Ensaios estáticos foram utilizados com o intuito de identificar características específicas da interface bloco-argamassa, permitindo verificar as diferenças existentes entre a junta vertical e horizontal. Outra característica de interesse foi o comportamento elástico das juntas,

quando estão submetidas à tração ou à compressão. Ensaios não destrutivos também foram realizados, permitindo identificar as propriedades dinâmicas da unidade e da interface, em ambas as juntas.

O modelo numérico foi escolhido e implementado com a linguagem de programação C++. Um conjunto de exemplos foi idealizado para demonstrar a coerência e a validação das ferramentas desenvolvidas.

O estudo paramétrico foi realizado em diferentes paredes de alvenaria, considerando a variação das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa e diferentes condições de contorno. A rigidez do parede estudada foi avaliada para cada combinação de variáveis, fornecendo uma descrição detalhada sobre o comportamento estudado.

Por fim, foi analisado um exemplo de um edifício com características reais. Investigou-se como a presença da interface pode influenciar a distribuição dos carregamentos horizontais ao longo dos painéis de uma edificação.

1.5. Organização do trabalho

O presente trabalho está organizado em oito capítulos. O Capítulo 1 apresenta as considerações iniciais do trabalho, os objetivos, tanto geral com específicos, justificativa e a metodologia adotada para o desenvolvimento.

O Capítulo 2 apresenta uma visão geral sobre as características da alvenaria estrutural, destacando os assuntos relacionados aos objetivos deste trabalho. A revisão aborda as principais características dos componentes da alvenaria. Apresenta também, temas relacionados às características dos painéis de contraventamento, simulação numérica em alvenaria estrutural e ensaios de caracterização da interface bloco-argamassa.

O Capítulo 3 apresenta os procedimentos e as análises dos resultados experimentais, entretanto relacionados aos ensaios estáticos. São apresentados os ensaios de caracterização da unidade, argamassa e da interface bloco-argamassa, em ambas as juntas.

No Capítulo 4 os resultados obtidos a partir dos ensaios não destrutivos são apresentados, juntamente com as análises. As propriedades elásticas da unidade e da interface foram medidas a partir de ensaios dinâmicos, indicando uma nova forma de caracterização dos componentes da alvenaria.

No Capítulo 5 é descrito o modelo numérico adotado e o programa desenvolvido. Também são apresentados vários exemplos que validam o código numérico.

O Capítulo 6 apresenta as análises dos resultados do estudo paramétrico realizado.

Já no Capítulo 7 são apresentadas as análises do estudo de caso, que consideram um edifício.

Por fim, no Capítulo 8 são definidas as conclusões obtidas no trabalho de acordo com os objetivos especificados, assim como recomendações para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

Revisão Bibliográfica

Neste capítulo é apresentada uma revisão sobre os diferentes temas inerentes ao trabalho. Apresenta-se uma descrição sobre os componentes da alvenaria, levando em consideração a existência da interface bloco-argamassa. Ainda são discutidos os temas em relação às características da alvenaria, painéis de contraventamento, modelagem numérica, caracterização da interface bloco-argamassa e ensaios não destrutivos.

2.1. Propriedades da alvenaria e seus componentes

Em estudos detalhados sobre alvenaria estrutural, o conhecimento das propriedades e do comportamento de cada um dos materiais envolvidos se torna indispensável. Os materiais básicos da alvenaria são a argamassa e as unidades, entretanto a união dos dois componentes leva à formação de uma zona de interface. Na literatura técnica já é conhecido que interface constitui planos de fraqueza, que limitam o

comportamento da alvenaria. Na prática, tanto o comportamento da unidade quanto a argamassa são bem conhecidos e difundidos, entretanto ainda existe muito a ser explorado em relação ao comportamento em conjunto e a influência da interface bloco-argamassa.

2.1.1. Blocos de concreto

Os blocos constituem a maior parcela do volume da alvenaria, exercendo grande contribuição no comportamento global. Estes podem ser encontrados no mercado da construção civil com diferentes formas e tamanhos, sendo influenciados por características regionais, economia e vantagem estrutural. No Brasil os blocos vazados de concreto e de cerâmica são mais populares.

Segundo Mohamad (2007) as principais características mecânicas dos blocos são: resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração e coeficiente de Poisson.

Os procedimentos de ensaio para obtenção da resistência à compressão de blocos de concreto encontram-se descritos na ABNT NBR 12118 (2011). Os principais parâmetros que podem influenciar a resistência à compressão dos blocos são: o tipo, qualidade e o traço dos materiais, a eficiência da prensagem, cura e maturidade (STEIL, 2003).

Quando submetida a carregamentos axiais, conforme a rigidez dos materiais, a alvenaria sofre tensões de tração no bloco e de confinamento na argamassa. Desta forma, a resistência à tração da unidade se torna um fator de fundamental importância (MOHAMAD, 2007). Este parâmetro pode ser determinado por meio de testes diretos ou indiretos, entretanto as dificuldades inerentes à realização dos testes diretos tornaram os indiretos mais populares.

Na prática de projeto a alvenaria é tratada como um material contínuo, onde o módulo de elasticidade e o diagrama tensão-deformação de conjuntos de alvenaria (prismas e pequenas paredes) são de extrema importância. Contudo, segundo Parsekian et al. (2012) as propriedades elásticas do bloco se tornam importantes em trabalhos que demandam análises mais refinadas.

Do ponto de vista da microestrutura da alvenaria, uma das propriedades de grande relevância é a capacidade de absorção de água pelo bloco, que está diretamente relacionada com a porosidade do material constituinte. Segundo Medeiros e Sabbatini (1993), a absorção inicial exerce grande influência sobre a aderência do bloco com a argamassa. Desta forma, a absorção é um fator determinante na qualidade da interface bloco-argamassa. Uma elevada absorção inicial pode provocar o endurecimento precoce da argamassa, levando a uma aderência ruim. Neste sentido a ABNT NBR 6136 (2007) define um limite máximo de 10% para a absorção de água, que deve ser determinado a partir dos procedimentos fixados pela ABNT NBR 12118 (2011). Samarasinghe e Lawrence ¹(1992 apud SARANGAPANI, et. al., 2005) estudaram a influência da alta taxa de sucção dos blocos na interface bloco-argamassa e foi observado que blocos parcialmente molhados demonstram maior resistência de ligação em relação aos secos e saturados. Ficou constatado que a absorção elevada é prejudicial, mas a ausência total (bloco saturado) também impede o bom desenvolvimento da interface.

2.1.2. Argamassa

A função principal da argamassa é unir as unidades, porém ela também é responsável pela distribuição das tensões ao longo da seção do bloco, pela acomodação das deformações provenientes de carregamentos externos e pelo ajuste das tolerâncias geométricas dos blocos (STEIL, 2003). Para isto, a argamassa deve apresentar algumas características essenciais, que visam garantir o desempenho adequado deste papel. No estado fresco, a trabalhabilidade e a capacidade de retenção de água são determinantes. Já no estado endurecido as principais propriedades são a resistência mecânica, capacidade de absorver deformações, resistência de aderência, retração na secagem e durabilidade (VILATÓ & FRANCO, 2000).

¹ SAMARASINGHE, W., AND LAWRENCE, S. J. Effect of high suction rate in low strength bricks on brick mortar bond. Proc., **4th Int.Seminar on Structural Masonry for Developing Countries**, Madras, India, 43–50, 1992.

Diferentemente das unidades, a eficiência da argamassa é fortemente influenciada por variáveis externas, oriundas do processo de produção da alvenaria. A má execução da junta pode prejudicar o desenvolvimento da interface ou introduzir planos de fraqueza. A trabalhabilidade é a propriedade que está associada à facilidade de manusear a argamassa, garantindo o correto preenchimento das juntas e a precisão dimensional. Desta maneira, uma argamassa com trabalhabilidade adequada é essencial para garantir a eficiência estrutural.

Segundo Parsekian et al. (2012), a retenção de água é a capacidade da argamassa que previne uma rápida perda de água da mistura para o bloco. A ABNT NBR 13277 (2005) especifica os procedimentos para avaliar esta propriedade de forma relevante.

A aderência pode ser considerada uma das propriedades essenciais para o bom desempenho da alvenaria. Esta deve garantir o estanqueidade e prover resistência às tensões de tração existentes. A aderência entre o bloco e a argamassa normalmente é atribuída ao intertravamento produzido pelo produto da hidratação do cimento no interior dos poros da superfície do (GROOT CASPAR, 1993). A boa aderência da argamassa é fruto de um conjunto de variáveis relacionadas às propriedades do estado fresco, a forma de execução e as características do substrato ao qual esta deve se aderir.

2.1.3.Interface bloco-argamassa

A interface bloco-argamassa de certa forma não constitui um material da alvenaria, mas sim uma região formada pela união da argamassa com a unidade. Porém esta região possui suas características bem definidas em relação aos outros materiais, merecendo uma atenção especial. A interface bloco-argamassa é basicamente mantida pela aderência, sendo esta influenciada tanto por características do bloco quanto da argamassa. Esta propriedade pode ser avaliada pela determinação da chamada resistência de aderência, que requer ensaios específicos envolvendo o conjunto bloco-argamassa (MATA, 2011). Segundo Carasek (1997) a aderência argamassa-tijolo se origina na interação entre a argamassa e substrato poroso, não sendo considerada como uma característica da argamassa, mas sim do conjunto.

Assim sendo, a aderência depende de três propriedades da interface argamassa-substrato:

- Resistência de aderência à tração;
- Resistência de aderência ao cisalhamento;
- Extensão de aderência (razão entre a área de contato efetivo e a área total possível de se umedecer).

Muitos fatores podem influenciar a qualidade da aderência e dentre estes, as características superficiais da unidade são determinantes no desenvolvimento da interface. Venkatarama Reddy e Uday Vya (2008) estudaram a influência da resistência ao cisalhamento da interface na resistência à compressão e na relação tensão-deformação. Os autores analisaram formas de melhorar a resistência da interface sem alterar as propriedades mecânicas do bloco e da argamassa. Neste caso, foi constatado que a aplicação de um revestimento ou uma mudança na textura do bloco pode melhorar significativamente a resistência da aderência. As conclusões mais importantes deste trabalho foram que:

- Quando o módulo da unidade é menor do que o da argamassa, a resistência à compressão aumenta com o aumento da resistência da ligação, seguindo um comportamento linear;
- A resistência da ligação ao cisalhamento influencia os módulos da alvenaria dependendo da rigidez relativa da unidade e da argamassa.

Os autores também relataram a ocorrência de diferentes modos de ruptura nos prismas ensaiados sob condições de cisalhamento. Neste caso, os modos de ruptura foram determinados de acordo com a resistência ao cisalhamento da interface. Para valores mais baixos a falha ocorreu na interface (a), já para os mais altos a ruptura ocorreu ou no bloco (b) ou na argamassa (c) ou mista (d).

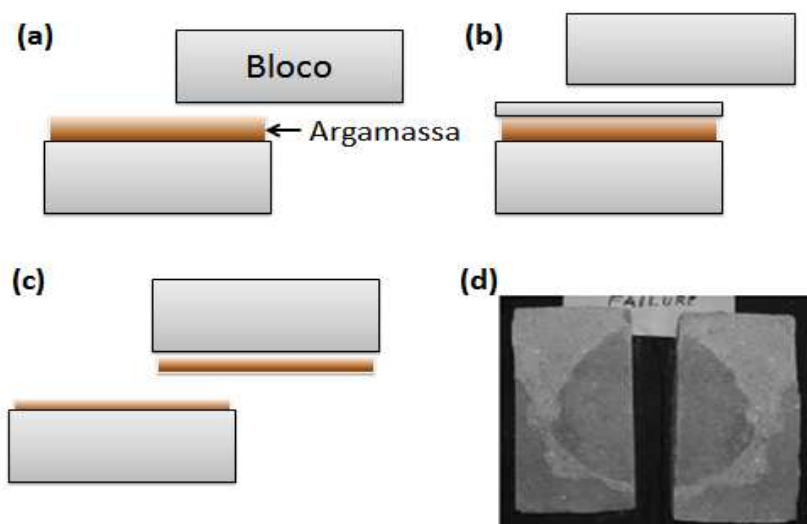


Figura 2.1 – Diferentes modos de ruptura (SARANGAPANI et al.,2005).

Na mesma linha do trabalho apresentado anteriormente, Sarangapani et al. (2005), também estudaram a influência da interface bloco-argamassa na resistência à compressão de prismas. Por meio de testes de flexão e de cisalhamento eles observaram claramente uma relação entre a resistência da interface e a resistência à compressão do conjunto. Os trabalhos demonstram que mais importância deve ser dada à interface, uma vez que esta pode influenciar diretamente outras características do conjunto. Os autores também relatam que a maioria das teorias propostas para a alvenaria submetida à compressão, considera que a interface permanece intacta até o momento da ruptura. Reforçando a necessidade de estudos mais detalhados sobre esta região e a sua influência sobre o material compósito.

A característica da interface bloco-argamassa que merece mais relevância é o seu comportamento frágil à tração, o que a torna um plano de fraqueza. Quando existem tensões de tração ou de cisalhamento, há uma grande possibilidade do ponto de falha ocorrer na interface. Tung e colaboradores (2008) utilizaram a técnica de correlação por imagem digital para identificar a formação de fissuras em um teste de compressão, considerando uma amostra com blocos assentados a 45°. Os autores relataram o desenvolvimento de fissuras na interface em um estágio inicial.

2.1.4. Interação bloco-argamassa e o comportamento da alvenaria

As seções anteriores foram dedicadas aos materiais, normalmente usados em edificações de alvenaria, e a interface bloco-argamassa. Porém, quando a alvenaria é solicitada, os três componentes passam a trabalhar em conjunto. Quando a alvenaria está submetida a um estado de compressão, a distribuição de tensões ao longo dos materiais é regida pela relação de módulos de elasticidade do bloco e da argamassa. No conjunto a junta passa a trabalhar sob um estado de confinamento, que pode levar o bloco a sofrer compressão ou tração. Se o módulo de elasticidade da argamassa for inferior ao do bloco, a aplicação de uma compressão tende a expulsar a argamassa da junta, levando à formação de tensões de tração no bloco oriundas da imposição da interface ao escoamento. Já no caso em que a rigidez da argamassa é maior do que a do bloco, o cenário se inverte (VENKATARAMA REDDY & UDAY VYA, 2008).

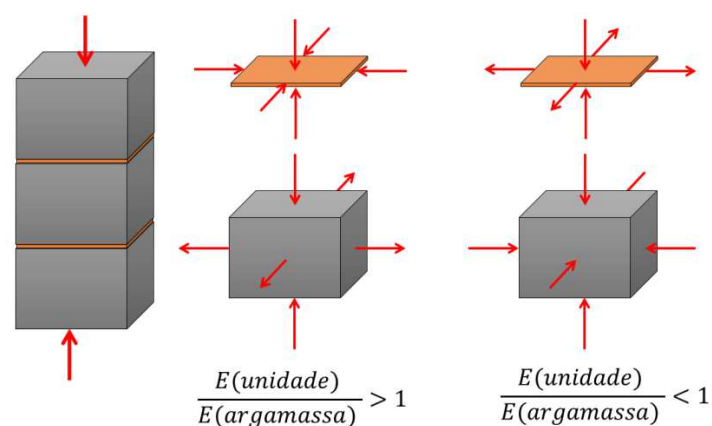


Figura 2.2 – Comportamento da alvenaria sob compressão.

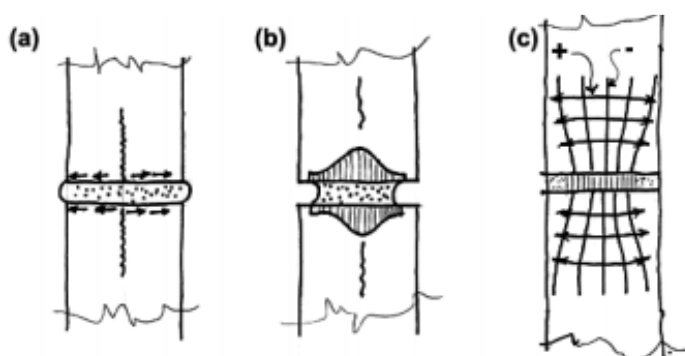


Figura 2.3 – Modelo do comportamento da junta entre duas colunas de concreto pré-fabricadas (VERMELTFOORT, et. al., 2007).

No conjunto, a resistência à compressão da argamassa influencia diretamente a resistência dos componentes de alvenaria. Neste caso, o estado de confinamento no qual a argamassa está submetida melhora a sua resistência à compressão. Logo, a contribuição da argamassa na resistência da alvenaria é limitada pela resistência do bloco. Para isto a ABNT NBR 15961-1 (2011) especifica que a resistência da argamassa não deve ultrapassar 70% da resistência do bloco na área líquida.

Uma das possibilidades exploradas em alvenaria estrutural é o não preenchimento da junta vertical. Segundo Accetti (1998), essa prática possui as suas vantagens e desvantagens, sendo que a maior vantagem está relacionada ao tempo de execução da obra e a redução do consumo de materiais. Outra vantagem é a minimização da fissuração provocada pelas deformações intrínsecas, como retração e deformações térmicas. Contudo, o não preenchimento da alvenaria pode resultar em redução na resistência ao cisalhamento, conforme foi relatado por Miranda (2012), que observou um decréscimo de 50% na capacidade resistente, em amostras analisadas no ensaio de compressão diagonal. No entanto, o autor não observou alteração significativa no comportamento elástico.

Carregamentos excessivos podem disparar um processo de fissuração, levando a alvenaria à ruptura. Segundo Lourenço (1996), os mecanismos de ruptura básicos que caracterizam o comportamento da alvenaria são (Figura 2.4):

- a) Fissura nas juntas;
- b) Escorregamento ao longo de uma junta horizontal ou vertical submetida a baixos valores de tensão;
- c) Fissuração da unidade na direção da tração;
- d) Fissura diagonal à tração nas unidades com valores de tensão normal suficientes para garantir o atrito nas juntas;
- e) Esmagamento da alvenaria, provocado pelas tensões de tração oriundas da dilatação da argamassa sobre altos valores de compressão (caso já discutido).

Desta maneira fica claro que: (a,b) são mecanismos da junta, (c) é um mecanismo da unidade e (d,e) são mecanismos combinados.

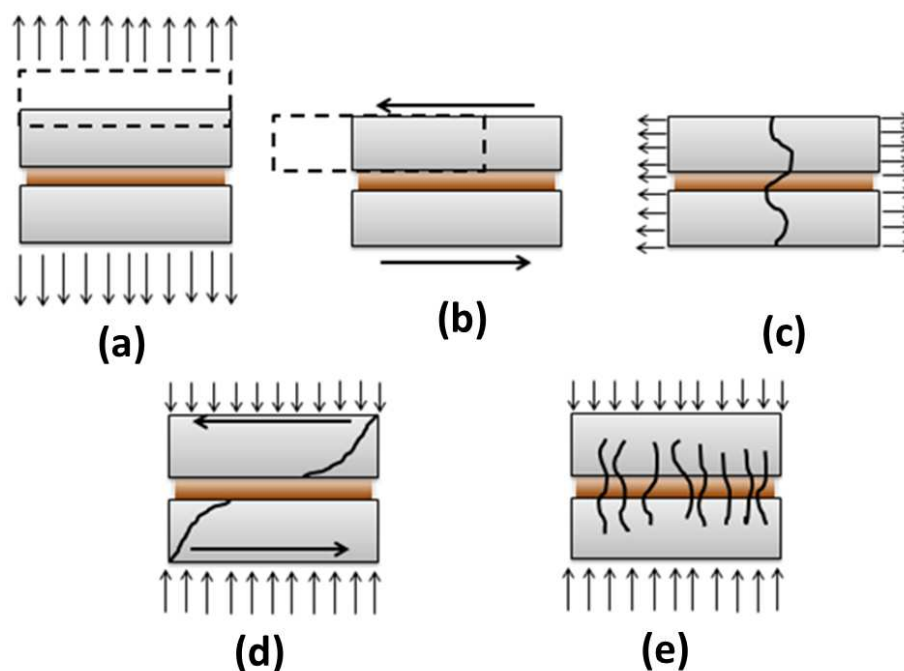


Figura 2.4 – Modos de ruptura (LOURENÇO,1996)

Segundo Mota (2012), outro fator que pode influenciar o comportamento da alvenaria é a espessura da junta de argamassa. Verificou-se que quanto maior é a espessura menor é a resistência à compressão.

Como é de se esperar as propriedades elásticas da alvenaria resultam do comportamento em conjunto dos três componentes. Em nível de projeto, o módulo de elasticidade da alvenaria pode ser considerado uma informação essencial. Segundo Mohamad (2007) numerosas tentativas têm sido feitas para definir o comportamento da curva tensão-deformação e o valor do módulo de elasticidade para diferentes tipos de materiais. Mohamad ainda apresenta uma forma simples de calcular este parâmetro. Considerando assim o esquema da Figura 2.5, que corresponde a dois blocos ligados por uma junta horizontal.

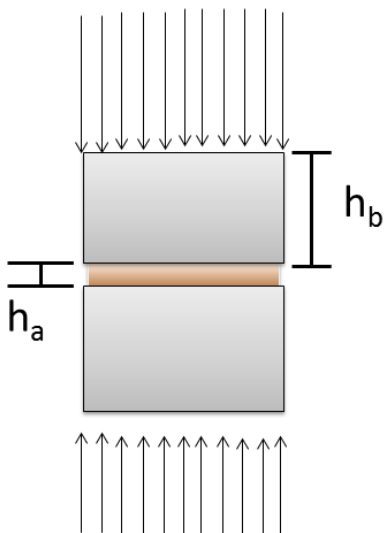


Figura 2.5 – Conjunto de dois blocos e uma junta horizontal de argamassa.

Por meio de manipulação das propriedades elástica dos materiais é possível obter de forma analítica a Equação (2.1)

$$E_{alv} = \frac{h}{\left(\frac{h_a}{E_{arg}} + \frac{2 \cdot h_b}{E_b} \right)} \quad (2.1)$$

A ABNT NBR 15961-1 (2011) especifica que o módulo de elasticidade longitudinal para alvenaria pode ser dado pela Equação 2.2, sendo este valor limitado a no máximo 16 GPa. Neste caso f_{pk} é a resistência característica à compressão simples de prisma.

$$E_{alv} = 800f_{pk} \quad (2.2)$$

Uma das maiores dificuldades em estabelecer um valor ou uma regra que determine o módulo de elasticidade da alvenaria é a sua natureza anisotrópica. Na prática, a alvenaria como um todo apresenta um comportamento ortotrópico, resultante do trabalho em conjunto de todos os materiais, incluindo a interface. Partindo para o campo de simulações numéricas, existe um esforço em busca de representar o comportamento da alvenaria como um meio contínuo. A técnica comumente usada é a de homogeneização, que fixa procedimentos para determinar o módulo de elasticidade da alvenaria, de modo que o novo material represente o comportamento médio do conjunto. Na literatura técnica existe uma gama de trabalhos nesta linha, a exemplo de: (BARRETO, 2002); (GERRARD, 1982); (PANDE, et. al., 1989); (LOURENÇO, 1996).

2.2. Painéis de Contraventamento

Presente em todas as partes da edificação, a interface bloco-argamassa pode exercer grande influência no desempenho estrutural de todos os elementos. Entretanto, devido às dificuldades inerentes a um estudo geral, este trabalho foi limitado aos painéis de contraventamentos.

Geralmente, as estruturas estão submetidas não apenas à ação de carregamentos verticais, permanentes e variáveis, mas também a carregamentos horizontais, que dependendo do tipo e do porte da edificação, podem afetar significativamente o desempenho estrutural. As edificações devem ser concebidas com elementos estruturais adequados, garantindo resistência e a transferência dos esforços para as fundações. É neste âmbito que entra a importância da existência dos painéis de contraventamento. Estes elementos apresentam um comportamento complexo, que é atrelado ao fato da alvenaria ser um material compósito e de eles estarem submetidos a estado biaxial de tensões. Neste sentido, no campo da pesquisa científica existe um forte empenho para compreender melhor os mecanismos que regem o comportamento mecânico destes elementos, principalmente em relação a carregamentos sísmicos, que podem atingir elevados níveis em comparação a outros tipos de ações (TOMAZEVIC, et al., 1996; KARANTONI, et al., 2009; BOSILJKOV, et al., 2010; LI, et al., 2011).

Basicamente, os painéis de contraventamento devem fornecer rigidez ao sistema estrutural, garantindo estabilidade lateral. Segundo Haach (2009), a rigidez destes elementos depende basicamente da relação altura/largura (H/L). Um baixo valor deste parâmetro indica uma parede com largura elevada em relação à altura, favorecendo a ocorrência de ruptura por cisalhamento. Segundo Mata (2011), este tipo de falha ocorre por separação da junta vertical e escorregamento da horizontal, provocando fissuras diagonais que acompanham o contorno das juntas, sendo que em alguns casos também ocorre no bloco (Figura 2.6a). Para valores mais elevados o efeito da flexão transcende os do cisalhamento. As fissuras se desenvolvem na horizontal, devido à ocorrência de tração na base, e em algumas unidades por esmagamento (Figura 2.6b).

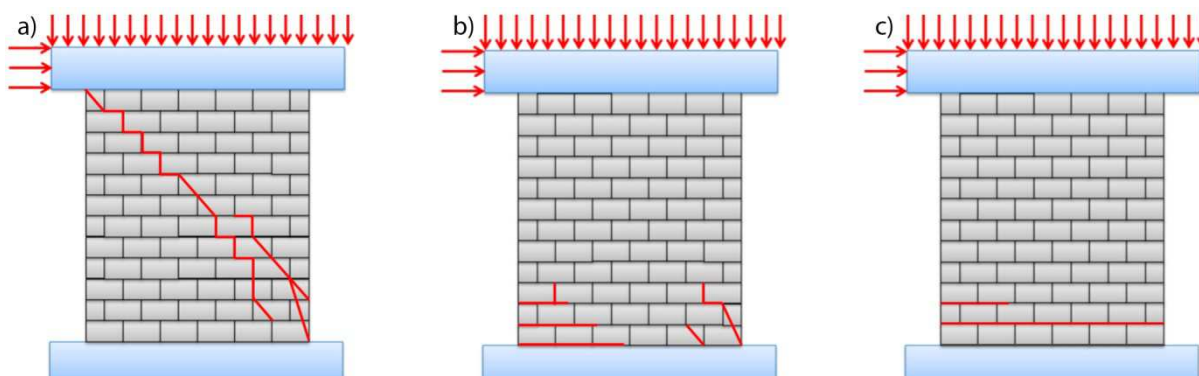


Figura 2.6 – a) Fissuras diagonais formadas na situação de falha por cisalhamento. b) Fissuras provocadas pelo efeito da flexão. c) Falha por escorregamento da junta.

A relação H/L exerce grande influência sobre a rigidez global do painel, porém não é o único parâmetro que está relacionado. Fatores como o estado de tensão, as micropropriedades e a existência ou não de aberturas podem influenciar o resultado final.

O estado de tensão biaxial possui grande influência sobre o modo de ruptura. Parsekian et al. (2012) apresenta de forma detalhada o comportamento da alvenaria não armada submetida a esforços de cisalhamento e tensão normal ao longo da junta horizontal (Figura 2.7). Parsekian também destaca que todos os modos de ruptura apresentam comportamento frágil, com rápida redução da tensão de pico. Analisando a Figura 2.7 é possível observar que quando o estado de tensão resulta em tração na parede, ocorre formação de fissuras do ponto A ao B. A partir do ponto B a resistência ao cisalhamento foi superada. Neste caso a peça encontra-se em um estado de baixa compressão e elevado cisalhamento. Sendo assim, o atrito na junta não é suficiente para impedir o escorregamento (Figura 2.6c). Esta tendência é mantida até o ponto C, onde a tensão normal passa a impor resistência por atrito. A partir do ponto C ocorre formação de tensões principais em diferentes ângulos, resultando em fissuras diagonais. O ponto D marca o início de um estágio de baixa tensão de cisalhamento e elevada carga axial, resultando em ruptura por esmagamento.

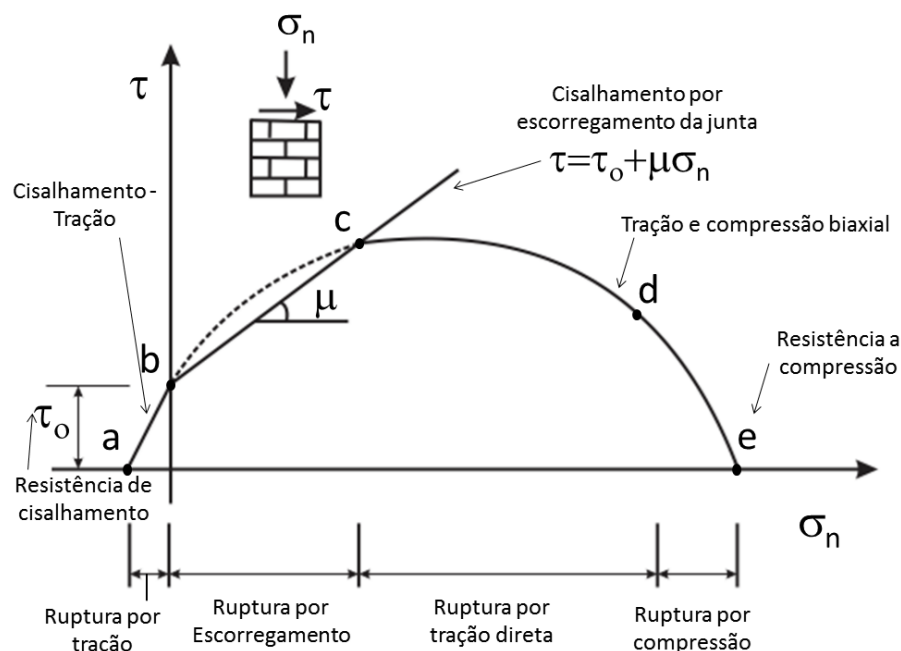


Figura 2.7 – Comportamento da alvenaria não armada submetida a esforço de cisalhamento e tensão normal (PARSEKIAN et. al., 2012).

A Figura 2. ilustra três situações que podem ocorrer em estruturas de alvenaria, apresentando de forma simplificada o comportamento esperado de um sistema de paredes transversais. A Figura 2.a representa a situação em que o pavimento não é rígido e a ligação entre as paredes não é perfeita. As paredes se comportam de forma independente, provocando a separação das paredes transversais. No segundo caso (Figura 2.b), a ligação é perfeita, porém o efeito da deformação das lajes permanece, provocando deformações fora do plano. A Figura 2.c ilustra a situação esperada, com conexões perfeitas e com pavimentos rígidos, restringindo os deslocamentos fora do plano (VASCONCELOS, 2005). O comportamento no plano passa a ser de fundamental importância, consequentemente durante a concepção as lajes são idealizadas como diafragmas rígidos, garantindo a eficiência do sistema de contraventamento.

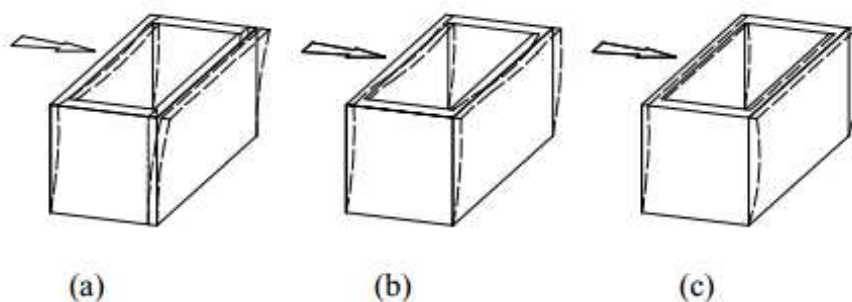


Figura 2.8 – Comportamento da alvenaria sobre ação de forças horizontais (VASCONCELOS, 2005).

Segundo Nascimento (1999) as lajes agindo como diafragmas rígidos garantem a distribuição dos esforços cortantes entre as paredes de contraventamento de acordo com suas rigidezes. Com um projeto adequado, essas paredes são capazes de absorver os esforços cortantes desenvolvidos nas interseções com os diafragmas rígidos (Figura 2.9).

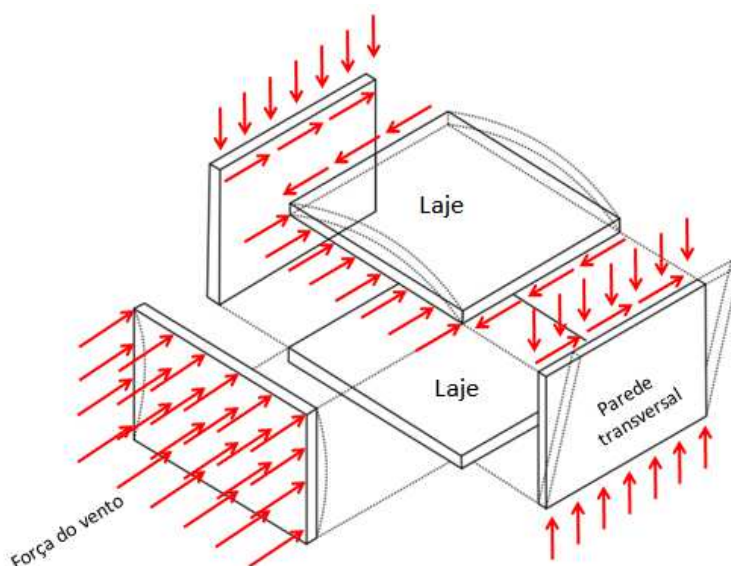


Figura 2.9 – Ação das forças do vento na estrutura (HENDRY et al., 2004).

Para distribuir os carregamentos horizontais, o procedimento comumente usado é o de paredes isoladas, onde cada parede é interpretada como um elemento independente do outro. Sendo assim, a consideração das lajes como diafragmas rígidos impõe conexões entre as paredes de contraventamento, garantindo que a distância relativa entre estas não se altere. Desta maneira todos os elementos devem apresentar os mesmos deslocamentos horizontais no nível de cada pavimento, caso não haja torção.

Como comentado anteriormente, a distribuição das ações horizontais ocorre de forma proporcional à rigidez de cada peça, garantindo que os elementos mais rígidos recebam as maiores parcelas. Segundo Nascimento (1999), a rigidez relativa pode ser expressa pela Equação 2.3, onde Δ_i é o deslocamento do painel i e m é o número de painéis.

$$R_i = \frac{\Delta_i}{\sum_{i=1}^m \Delta_i} \quad (2.3)$$

Segundo Hendry et al. (2004), o cálculo da rigidez lateral e das tensões em um sistema com paredes simétricas e sem aberturas, submetido à ação do vento, pode ser obtido pela simples teoria da flexão, onde cada parede se deforma como uma viga engastada. Considerando a laje como diafragma rígido, o deslocamento horizontal em seu nível deve ser o mesmo, sendo dado pela Equação 2.4, onde W é a força lateral, A , é a área da seção transversal, h é a altura, E é o módulo de elasticidade longitudinal, G é o módulo de elasticidade transversal, I é o momento de inércia e λ é o coeficiente de forma (para seções retangulares vale 1,2).

$$\Delta_i = \frac{W_i h_i^3}{3E_i I_i} + \frac{\lambda W_i h_i}{A_i G_i} \quad (2.4)$$

O primeiro termo da Equação 2.4 corresponde à deformação por flexão e o segundo está relacionado ao cisalhamento, sendo que este é normalmente desprezado caso a altura da parede, ultrapasse cinco vezes a sua largura. Substituindo a Equação 2.4, com a parcela de cisalhamento desprezada, na Equação 2.3, encontra-se:

$$R_i = \frac{I_i}{\sum_{i=1}^m I_i} \quad (2.5)$$

Desprezando-se a parcela do cisalhamento e considerando um material isotrópico, apenas o momento de inércia passa a influenciar na rigidez relativa. Logo, a parcela da força total correspondente a cada painel pode ser determinada pela Equação 2.6.

$$F_i = F_{tot} R_i \quad (2.6)$$

Por fim, os esforços internos podem ser determinados, para assim obter as tensões normais pela Equação 2.7, onde M é o momento fletor atuante na seção.

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (2.7)$$

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), se o eixo de atuação da força não for simétrico, então o procedimento de distribuição dos carregamentos horizontais se torna impraticável de ser executado sem auxílio de um programa computacional. Neste

caso, o programa utilizado deve possuir elementos de barra tridimensional e um recurso de nó mestre. Os painéis são representados por elementos de barra e os nós que se encontram no nível do pavimento devem ser ligados a um nó mestre, que garante a compatibilidade dos deslocamentos e a rotação no plano da laje. Tal procedimento representa um plano rígido, transferindo os carregamentos horizontais para os painéis, reproduzindo o comportamento de corpo rígido (Figura 2.10). Como será apresentado no Capítulo 8, um edifício foi simulado conforme essa metodologia. No entanto, os painéis foram representados por um modelo mais refinado.

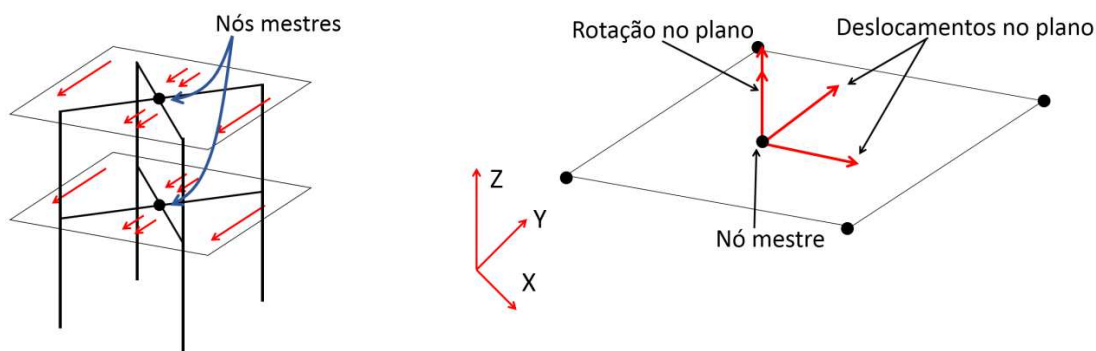


Figura 2.10 – Sistema de paredes isoladas considerando o nó mestre.

Caso exista abertura, outro procedimento será necessário, como pode ser visto em: (RAMALHO & CORRÊA, 2003); (PARSEKIAN, 2012).

Nascimento (1999) analisou a influência da parcela de cisalhamento (Equação 2.4) em edifícios residenciais. Ele observou reduções significativas das máximas solicitações de cisalhamento, juntamente com modificações no comportamento estrutural das paredes. Entretanto, a introdução desta parcela invalida a Equação 2.5, uma vez que as propriedades elásticas passam a ter um papel mais importante. Como a alvenaria não é um material isotrópico novas implicações no procedimento de distribuição dos carregamentos horizontais podem ocorrer.

2.3. Modelagem Numérica

No campo da engenharia, vários fenômenos podem ser descritos por equações diferenciais parciais, cujas soluções analíticas podem apresentar um determinado grau de complexidade. O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método que

permite a determinação da solução deste tipo de problema de forma aproximada, a partir da discretização do meio estudado (BELYTSCHKO & JACOB, 2007). No caso da engenharia, o MEF pode ser usado para analisar problemas que envolvem desde estruturas até o fluxo de um fluido. De uma forma geral este método consiste na divisão do meio contínuo em sub-regiões de tamanho finito e conectadas umas às outras em pontos denominados nós, como mostrado na Figura 2.11.

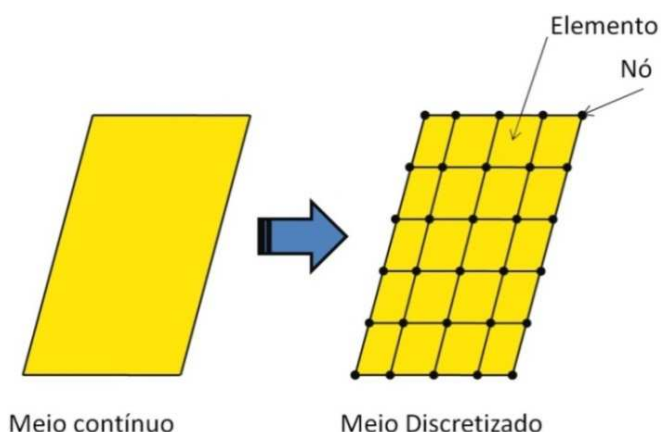


Figura 2.11 – Exemplo da discretização usada em MEF.

As sub-regiões são chamadas de elementos e são caracterizadas por possuírem geometria mais simples em relação ao problema original, facilitando a obtenção da resposta do sistema. Os nós, por sua vez, realizam a função de controlar o comportamento dos elementos, ou seja, o que ocorre ao longo do elemento depende destes (BELYTSCHKO & JACOB, 2007). Neste caso, as equações correspondentes ao equilíbrio do sistema discretizado e são obtidas levando em consideração as condições de continuidade entre os elementos. Caso o problema seja estático e linear, essas equações podem ser representadas algebricamente e resolvidas sem grandes dificuldades.

De forma simplificada, a utilização do MEF para o caso estático e linear pode ser resumida em cinco etapas (BELYTSCHKO & JACOB, 2007):

1. Pré-processamento: Subdivisão do domínio do problema em elementos finitos com geometria mais simplificada;
2. Formulação dos elementos: Desenvolvimento de equações para os elementos;

3. Montagem: Obtenção do sistema de equações a partir das equações individuais dos elementos;
4. Resolução das equações: As equações geradas na etapa anterior são resolvidas;
5. Pós-processamento: Determinar os valores que são de interesses e visualização da resposta.

O MEF mantém a sua funcionalidade quando se trata de alvenaria, desta maneira ele deve possuir uma formulação adequada para o problema estudado. Quanto ao nível de aproximação desejado, a utilização do MEF pode ser dividida em três níveis de detalhamento (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 – Tipos de modelagem, dependendo do nível de aproximação requerido (LOURENÇO, .1996).

Tipo de modelagem		Descrição
Micromodelagem	Detalhada	A unidade e a argamassa são representadas por elementos contínuos, porém a interface é representada por elementos descontínuos.
	Simplificada	Com as suas dimensões expandidas à unidade é representada por elementos contínuos, porém a interface é modelada com elementos descontínuos.
Macromodelagem		A alvenaria é tratada como um meio contínuo sem distinção entre a unidade e a argamassa.

Cada uma das estratégias é indicada para problemas diferentes, a depender do nível de detalhamento requerido, desta forma, uma não pode ser comparada a outra. A micromodelagem é indicada para problemas que demandam um elevado grau de detalhamento e acurácia, como por exemplo, para previsão do comportamento de detalhes estruturais, demandando uma maior compreensão da interação entre os diferentes componentes.

Weirong et al. (2001), usou a micromodelagem para simular o comportamento da alvenaria submetida à compressão. Neste trabalho pode-se enfatizar a consideração das propriedades diferentes para as juntas verticais e horizontais, possibilitando representar a baixa qualidade da junta vertical. A modelagem foi concebida no

ANSYS®, considerando uma análise 3D com elementos do tipo Solid65. Os resultados mostram boa concordância com os modelos experimentais, demonstrando a validade do método adotado. Este trabalho destaca perfeitamente a importância da micromodelagem, uma vez que os efeitos abordados seriam dificilmente reproduzidos em uma macromodelagem. Weirong et al. também enfatiza que a macromodelagem possui baixa precisão e não pode representar perfeitamente os modos de falha da alvenaria.

Page² (1978 apud PELETEIRO, 2002) apresentou um estudo sobre alvenaria cerâmica submetida a carregamentos no seu próprio plano. Ele considerou o material com propriedades elásticas separadas para a junta de argamassa. Os tijolos foram modelados por meio de elemento retangulares de oito nós no estado plano de tensão. As juntas foram consideradas como elementos de contato com alta resistência a compressão e baixa resistência à tração. Segundo Peleteiro (2002), até esta época a abordagem comumente adotada era de um material elástico linear isotrópico, sem considerar a existência de planos de fraqueza nas juntas, ou seja, esse trabalho pode ser considerado como um dos precursores na micromodelagem em alvenaria.

Rots (1991) apresentou a classificação para os modelos adotados em alvenaria. Segundo o autor, a micromodelagem em sua versão simplificada permite considerar a alvenaria como um conjunto de blocos elásticos ligados através de planos de fraqueza, entretanto esta abordagem desconsidera o efeito de Poisson na junta de argamassa.

Na micromodelagem a interface bloco-argamassa pode ser representada por elementos de interface, que são elementos com espessura nula. A utilização desse tipo de elemento não é restrita apenas à alvenaria e pode ser aplicado a diferentes tipos de problemas, tais como na ligação entre elementos pré-fabricados, interface solo estrutura em fundações, fissuração de rochas em escavações científicas, entre outros (HOHBERG, 1992). Segundo Peleteiro (2002), a utilização do conceito de

² PAGE, A.W. Finite Element Model for Masonry. **Journal of the Structural Division**, v.104, n.ST8, p.1267-1285, Aug. 1978.

elementos de ligação permite uma modelagem bastante apropriada das propriedades não lineares da alvenaria, permitindo considerar características obtidas a partir de ensaios uniaxiais. Desta forma, eliminando a necessidade de ensaios biaxiais, Hohberg (1992) apresenta a formulação de alguns elementos de ligação aplicados na análise de problemas sísmicos de barragens em arco.

Um dos pontos mais fortes da micromodelagem é a liberdade fornecida ao usuário, ao permitir a adoção de modelos específicos para cada tipo de componente. Consequentemente a resposta global é resultado do trabalho em conjunto de todas as partes.

Segundo Lourenço (1996) a macromodelagem é indicada para avaliar elementos com dimensões elevadas, de forma que a distribuição de tensões seja aproximadamente uniforme. A simplicidade da macromodelagem favorece no ponto de vista computacional, tendo em vista que demanda menor consumo de memória e tempo de simulação, juntamente com a diminuição do grau de complexidade da malha usada.

A macromodelagem pode ser considerada a forma mais comum de simular o comportamento da alvenaria. Principalmente em nível de projeto, a alvenaria é tratada como um material isotrópico com comportamento elástico aproximado. Um dos procedimentos comumente utilizado para alcançar esta aproximação é o procedimento de homogeneização das propriedades elásticas.

Segundo Lee et. Al. (1996) as propriedades equivalentes do material podem ser obtidas considerando duas hipóteses básicas. A primeira é que existe uma perfeita aderência entre bloco e argamassa, assegurando a integridade da interface bloco-argamassa, eliminando a possibilidade de deslocamentos relativos entre os componentes. A segunda é o alinhamento das juntas verticais de argamassa, ou seja, considera-se que as juntas perpendiculares estão perfeitamente alinhadas, resultando na geometria indicada pela Figura 2. 12. Por fim, o modelo é idealizado como um material ortotrópico e as suas propriedades são obtidas.

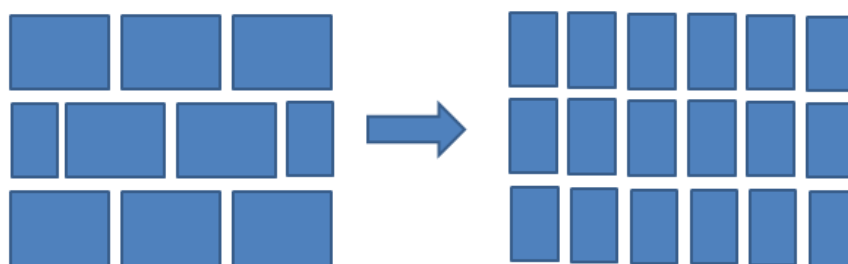


Figura 2. 12 – Consideração na homogeneização.

GUERRARD (1982) e PANDE et. Al. (1989) apresentaram as relações tensão-deformação para um sólido homogeneizado, com propriedades ortotrópicas. A metodologia adotada consistiu em considerar que o sólido homogeneizado obedecia ao comportamento médio da alvenaria; desta forma, ambos apresentam a mesma energia de deformação. Guerrard (1982) utilizou esta hipótese para maciços rochosos constituídos por várias camadas horizontais. Já Pande et al. (1989), ampliou a teoria para considerar camadas verticais e a aplicou na alvenaria. O resultado disto foi um conjunto de equações que permite deduzir facilmente as propriedades elásticas ortotrópicas da alvenaria. O procedimento proposto consistia basicamente em duas etapas. Na primeira é realizada uma homogeneização com as juntas horizontais e na segunda o material homogeneizado anteriormente é submetido a uma nova homogeneização, porém considerando as juntas verticais (Figura 2.12).

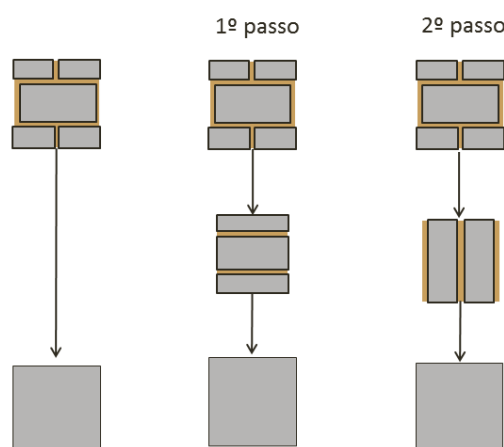


Figura 2.13 – Consideração na homogeneização.

Lee (1996) apresentou uma técnica de homogeneização para investigar o comportamento de painéis submetidos a carregamentos laterais. Ele sugeriu um procedimento semelhante ao de Pand et al (1989), entretanto a homogeneização

inicial era realizada na junta vertical. Destaca-se que ambos os modelos permitem o cálculo das tensões em cada um dos componentes separados. Baseado nesta ideia Lee et al. (1966) introduziu os efeitos de fissuração.

Salomon (1968) propôs um conjunto de equações que permite homogeneizar em apenas um sentido. Nesse trabalho a formulação foi aplicada em maciços rochosos; no entanto, Barretos (2002) aplicou este procedimento a elementos de alvenaria. Barretos comparou os modelos de Salomon (1968) com o de Lee et al. (1996) usando como base a micromodelagem detalhada. Ele observou que os modelos estudados representam bem o comportamento médio da alvenaria, porém o procedimento de Lee et al. (1996) apresentou melhores resultados.

Paleteiro (2002) comparou as propriedades elásticas da alvenaria obtidas numericamente com as obtidas pelo método proposto por PANDE et. al. (1989). A alternativa adotada pelo autor foi de modelar uma célula de alvenaria com micromodelagem detalhada. Aplicando deslocamentos estrategicamente definidos, o autor conseguiu identificar as propriedades elásticas ortotrópicas da alvenaria. Os resultados obtidos indicaram um bom grau de similaridade entre os modelos.

2.4. Ensaios de Caracterização da interface bloco-argamassa

2.4.1. Conceitos iniciais

Para se realizar uma simulação numérica são necessários dados experimentais confiáveis que caracterizem o comportamento real do objeto em estudo, possibilitando escolher o modelo que melhor se seja mais adequado, bem como realizar calibrações e ajustes necessários. Lourenço (1996) destaca as seguintes dificuldades em relação aos dados experimentais existentes:

- Os ensaios de compressão em unidades de alvenaria fornecem uma resistência artificial devido à restrição provocada pelas placas de ensaio;
- Dificuldade em relacionar a resistência à tração com a de compressão, devido à existência de diferentes formas, materiais, processos de fabricação e volume dos vazios;

- Faltas de resultados experimentais sobre o comportamento biaxial da unidade, que levam em consideração o comportamento ortotrópico;
- Para argamassa, os corpos de prova são moldados em fôrmas metálicas, porém esse procedimento despreza a absorção de água pelas unidades.

Bosiljkov (2005) relata as dificuldades para obter valores confiáveis para rigidez e para o módulo de elasticidade transversal, uma vez que os procedimentos de códigos atuais consideram a alvenaria como um material isotrópico. Como já relatado, essa hipótese não condiz com a realidade, pois a existência de diferentes materiais juntamente com o comportamento ortotrópico da unidade e a fragilidade das juntas de argamassa invalidam essa consideração. Bosiljkov (2005) ainda afirma que quanto mais frágil é a argamassa maior é o comportamento anisotrópico observado, dando indícios de que algumas normas precisam ser revistas.

Como já comentado, uma simulação numérica deve ser abastecida por parâmetros experimentais confiáveis. Quando se fala em alvenaria, dependendo do problema estudado, existe a necessidade de caracterizar não só a unidade e a argamassa, mas também a interface unidade-argamassa.

Os trabalhos de Almeida (2002) e Mata (2011) descrevem de forma detalhada as diferentes configurações e métodos para avaliar a interface a tração e ao cisalhamento.

2.4.2. Ensaio de Aderência por Tração Direta

O ensaio de tração utiliza prismas compostos por apenas duas unidades (blocos) e uma junta de argamassa, como ilustrado na Figura 2.14. Entretanto, obter um carregamento puro de tração, não é uma tarefa simples de se fazer. Segundo Almeida (2002), estes ensaios apresentam grande variabilidade e elevada sensibilidade às condições de ensaio.



Figura 2.14 – Ensaio de tração direta (MATA, 2011)

Segundo Almeida (2002) esse procedimento pode fornecer dois tipos de diagramas de comportamento dos materiais. A Figura 2.15 ilustra esta situação, em que é possível utilizar dois tipos de ligação. No caso “a” o grau de liberdade de rotação é livre nas duas extremidades, já no caso “b” esse movimento é restrito, resultando em uma maior energia de fissuração.

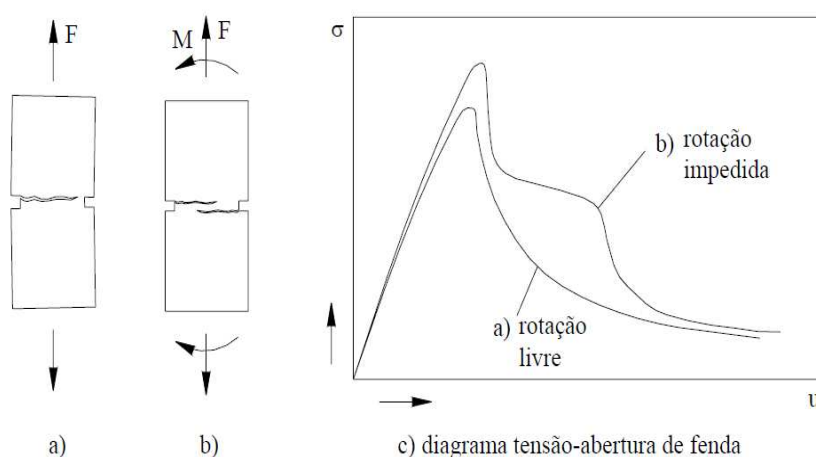


Figura 2.15 – Influência do tipo de ligação no comportamento pós-pico no diagrama tensão-abertura da fenda (ALMEIDA, 2002)

Segundo Van Mier ³(1994 apud ALMEIDA, 2002) a maior energia de fissuração observada no caso b é resultado da formação de múltiplas fissuras. Segundo o

³ VAN MIER, J.G.M.; VERVUURT, A.; SCHLANGEN E. Boundary and size effects in uniaxial tensile tests: a numerical and experimental study. **Fracture and Damage in Quasibrittle Structures**, 1994.

autor, este processo de fissuração é resultado da atuação de momentos fletores nas extremidades, sendo estes resultantes da restrição imposta pelos pratos do equipamento, das excentricidades existentes e do processo de propagação de fissuras. O aparecimento de fissuras múltiplas pode ser evitado pela utilização de equipamentos de ensaio que permitam a rotação dos pratos (Figura 2.15b), resultando em uma redução na energia de fissuração.

No que se refere ao aparato experimental, existem várias configurações que podem ser adotadas para promover tensões de tração. A Figura 2.16 ilustra algumas possibilidades que podem ser escolhidas para este tipo de ensaio. Os dois primeiros casos envolvem a utilização de chapas de aço com parafusos para fixar as amostras. Segundo Almeida (2002) essa configuração de ensaio resulta em uma distribuição de tensões não uniforme que subestima a resistência à tração. O terceiro caso é o ensaio desenvolvido por Taylor-Firth e Taylor (1990), que não necessita de aparelhos para fixação dos blocos, possibilitando a aplicação de forças através de barras de aço que passam num espaço livre entre a junta e o bloco. Apesar da facilidade relatada, a aplicação do carregamento pode resultar em uma distribuição não uniforme na junta.

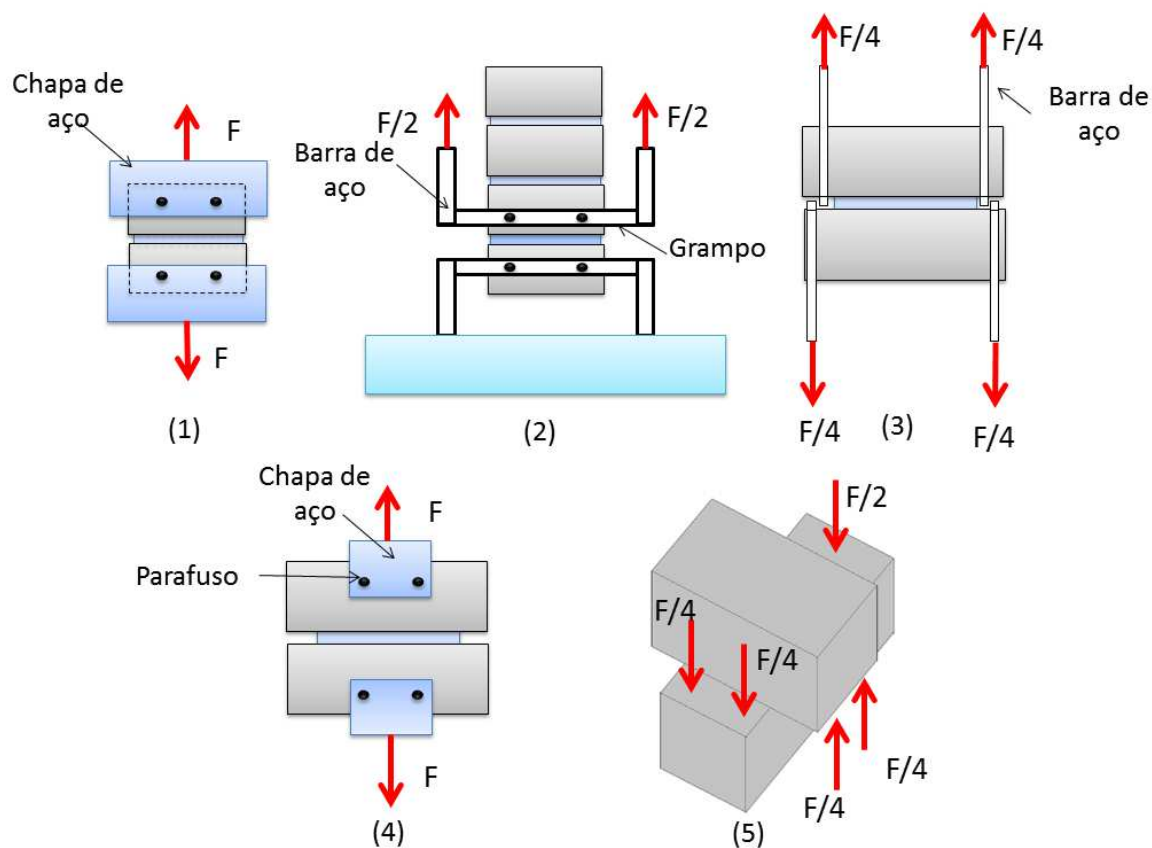


Figura 2.16 – Exemplos de ensaios para avaliar a aderência por tração direta.

O quarto exemplo considera a aplicação de carga no prisma através de chapas de aço e de parafusos, porém a execução dos furos nos blocos se torna uma desvantagem. A vantagem deste método é que a carga aplicada no prisma é bem definida, sendo possível determinar a distribuição de tensões por meio de uma análise em elementos finitos (MATA, 2011). O último exemplo faz uso de blocos cruzados, permitindo a aplicação de um estado de tração por meio da compressão das barras, que é especificado pela ASTM C952 (2012).

A Figura 2.17 ilustra o método de ensaio adotado neste trabalho, que utiliza um prisma colado a dois pratos de aço por meio de uma cola especial. Esta metodologia leva a uma maior uniformidade na distribuição da tensão, entretanto isto só ocorre quando os pratos apresentam espessura e rigidez suficiente para impedir que a flexão ocorra. Uma desvantagem deste método é o custo relativamente alto quando existe a necessidade de uma grande quantidade de amostras (Almeida, 2002).

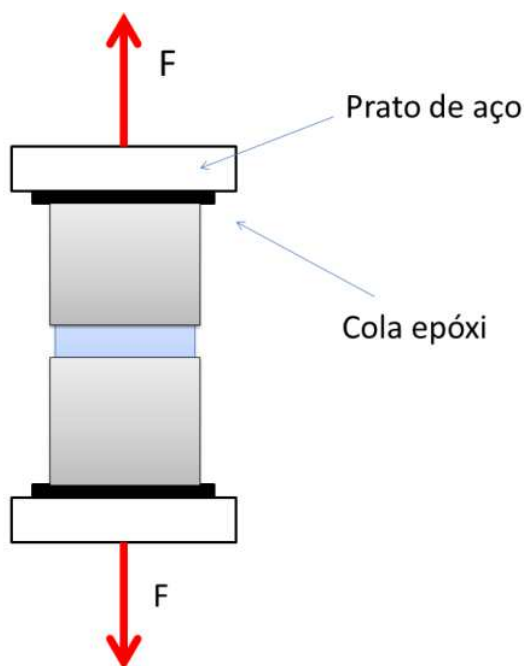


Figura 2.17 – método de ensaio utilizando prismas colados aos pratos de aço por intermédio de uma cola especial

2.4.3. Ensaaios para Determinação da Resistência Cisalhamento

Segundo Araujo (2002) a resistência de aderência ao cisalhamento pode ser considerada a principal característica de uma boa argamassa, uma vez que esta deve absorver tensões tangenciais à superfície da interface bloco-argamassa.

Segundo Mata (2011) um dos fatores que mais influenciam o comportamento da alvenaria estrutural quando submetida a cargas horizontais no seu plano, é a resistência ao cisalhamento da junta. Mata (2011) ainda destaca que o critério de Coulomb representa de forma significativa o comportamento das juntas de alvenaria.

Assim como nos ensaios de tração, os de cisalhamento podem apresentar diferentes configurações, variando do caso mais simples, com dois blocos até pequenas paredes. Segundo Popal (2013) as diferenças entre os tipos de métodos estão tanto no arranjo experimental, quanto no tipo de amostra. Em todas as configurações a ocorrência de esforços de flexão entre o bloco e a junta de argamassa deve ser evitada.

Jukes e Riddington (1997) apresentaram uma revisão bibliográfica sobre alguns métodos de ensaios para a determinação da resistência ao cisalhamento τ_u .

Segundo os autores, este parâmetro depende da tensão de compressão (σ_c) e da resistência ao cisalhamento por aderência τ_o ($\sigma_c = 0$). Destaca-se que para o caso usual, com tensões abaixo de 2 N/mm², o comportamento estrutural pode ser representado de forma aproximada pela lei de Coulomb (Eq. 8)

$$\sigma_c = \tau_o + \mu\sigma_c \quad (2.8)$$

Ao longo dos anos, diferentes tipos de métodos foram desenvolvidos, e para cada um dos métodos diferentes tipos de obstáculos foram encontrados. Entre eles o mais relevante diz respeito à relação da distribuição das tensões nas juntas e a complexidade do arranjo experimental, junto com a forma de aplicação das forças. Oliveira (2014) enfatiza que um dispositivo de carregamento ideal deve ser esquematizado para produzir uma distribuição de tensões de cisalhamento e tensões normais na junta, tal que a ruptura seja iniciada simultaneamente em todos os pontos ao longo de toda a interface. No entanto, esta condição não é obtida de maneira simples, pois apesar das dificuldades inerentes já discutidas, a própria distribuição heterogenia da interface bloco-argamassa não favorece as condições ideais.

Jukes e Riddington (1997) realizaram uma revisão bibliográfica dos métodos de ensaio para determinar a resistência ao cisalhamento das juntas, e foi constatado que todos os ensaios apresentaram as dificuldades supracitadas.

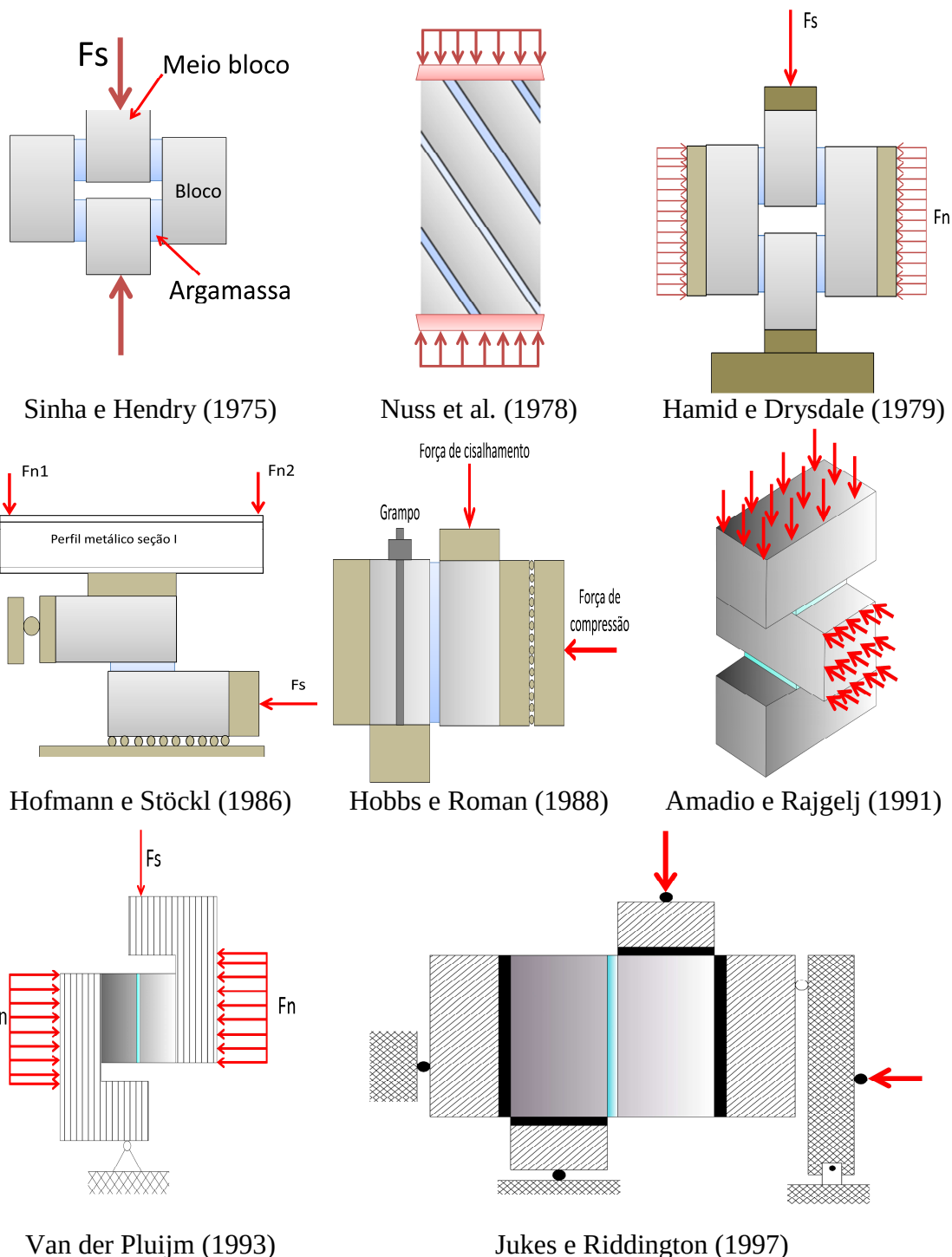


Figura 2.18 – método de ensaio utilizando prismas colados aos pratos de aço por intermédio de uma cola especial

Neste trabalho a técnica usada envolve o ensaio de um prisma de três blocos ligados entre si por duas juntas de argamassa. Segundo Mata (2011) os carregamentos são aplicados de forma simétrica, tornando o equipamento de ensaio mais simples. No entanto, a resposta obtida representa o comportamento médio das

duas juntas. A Figura 2.19 apresenta o esquema adotado pela norma europeia EN 1052-3 (2002) onde os carregamentos são aplicados de forma localizada, evitando o efeito da flexão.

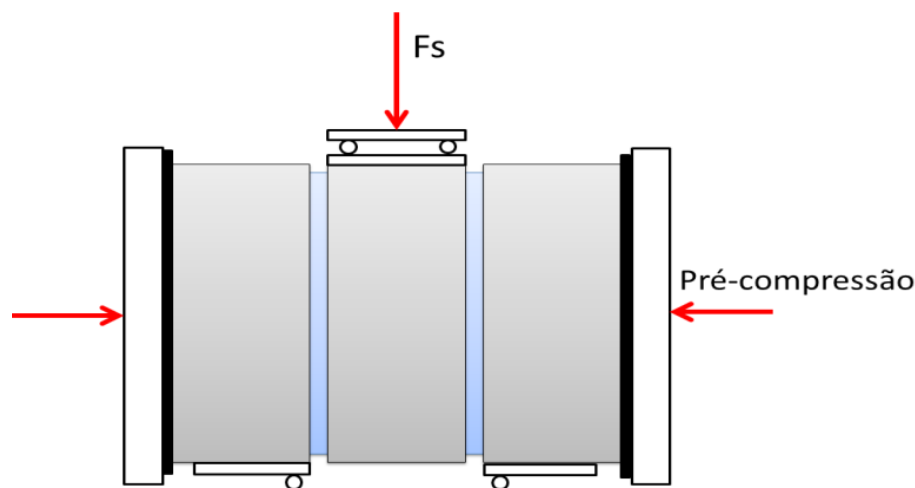


Figura 2.19 – Ensaio triplo adotado pela EN 1052-3 (2002)

O ensaio basicamente consiste em submeter o prisma em diferentes níveis de pré-compressão. Com os dados da ruptura em cada um dos estágios é possível traçar a envoltória de ruptura do material.

2.5. Métodos não destrutivos

A caracterização e o controle da qualidade dos produtos e materiais são requisitos de grande importância, principalmente nos dias atuais, onde os consumidores são cada vez mais exigentes. Vários são os tipos de métodos existentes no mercado, mas as aplicações se distinguem a depender do tipo de parâmetro estudado e do produto ou material. Dentre estes, existem os métodos de ensaios não destrutivos (END), que como o próprio nome já diz, permitem a análise dos parâmetros de interesse sem afetar a integridade das amostras. Segundo Junior e Marques (2006), os ensaios não destrutivos são aqueles, que quando realizados não comprometem o uso ou o processamento futuro das peças analisadas. Estes podem ser empregados em diferentes tarefas, que vão da simples caracterização até à identificação de variações estruturais ou falhas. Geralmente o parâmetro de interesse é avaliado de

forma indireta a partir de outro parâmetro que pode ser obtido de forma não destrutiva. O esquema básico⁴ consiste de uma fonte capaz de gerar uma perturbação no meio, com a passagem de uma corrente elétrica, e um detector para coletar as informações necessárias, apresentando os resultados para o observador ou enviando para processamento (Figura 2.20).

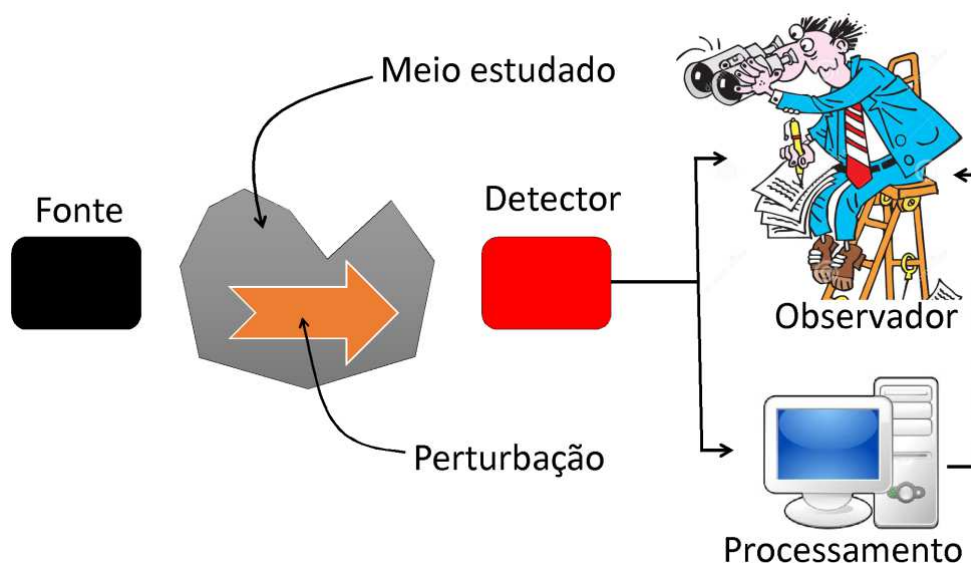


Figura 2.20 – Esquema básico de um ensaio não destrutivo.

Várias são as vantagens e as desvantagens das técnicas não destrutivas, porém o mesmo também pode ser dito em relação aos procedimentos destrutivos, que não podem ser descartados (Tabela 2.2). Em geral um pode complementar o outro, ou a decisão de qual utilizar está relacionada ao que é economicamente viável ou recomendado.

⁴ Esquema geralmente usado, mas podem existir outras variações que descartam as etapas apresentadas, a exemplo da inspeção visual.

Tabela 2.2 – Vantagens dos métodos destrutivos e não destrutivos (JUNIOR&MARQUES,2006).

NÃO DESTRUTIVOS	DESTRUTIVOS
Os testes podem ser feitos nas peças que serão colocadas em serviço, garantindo maior representatividade.	Geralmente simula uma ou mais condições de serviço, medindo a propriedade de interesse de forma confiável.
Se justificável economicamente, os testes podem ser realizados em todas as peças produzidas.	A medida é geralmente quantitativa, fornecendo valores numéricos que podem ser usados diretamente no projeto ou em especificações.
Os testes podem ser feitos em toda a produção ou em todas as regiões críticas. Além disto, eles podem ser repetidos em casos de dúvida.	A relação entre a medida feita e a propriedade de interesse é direta, onde diferentes observadores geralmente concordam entre si quanto aos valores medidos e a significação em termos de condição de serviço.
Podem ser aplicado em peças em serviço, sem demandar a parada ou a desmontagem.	-
Podem ser feitos em uma mesma peça várias vezes ao longo do tempo, permitindo avaliar efeitos cumulativos em certos períodos.	-
As peças aceitáveis não são perdidas durante os ensaios.	-
Pouca preparação para a realização dos ensaios. Além disto, em muitos casos as medidas são rápidas e podem ser automáticas.	-
Geralmente requer pouca mão de obra em relação aos ensaios destrutivos.	-

A Tabela 2.3 apresenta algumas propriedades que podem ser avaliadas de forma não destrutiva, dependendo da lei física que rege o comportamento estudado.

Todavia, dependendo da propriedade de interesse, um parâmetro específico pode ser associado a outro por meio da correlação obtida experimentalmente ou de forma teórica. Por exemplo, algumas constantes elásticas podem ser associadas ao mecanismo de propagação de uma onda no meio. A existência de variações estruturais ou falhas pode ser identificada indiretamente pela variação de parâmetros específicos, com a condutividade elétrica.

Tabela 2.3 – Alguns parâmetros que podem ser obtidos de forma não destrutiva (JUNIOR&MARQUES,2006).

PROPRIEDADE	PARÂMETRO
Propriedades geométricas	Comprimento
	Forma
	Espessura
	Descontinuidade dos materiais
	Trincas
	Porosidade
Propriedades mecânicas	Dureza
	Constantes elásticas
	Estados de tensão e deformações
Propriedades estruturais e composição	Tamanho dos grãos
	Inclusões
	Segregação
Propriedade de absorção	Reflexão e espalhamento
	Vibrações mecânicas sonoras ou ultrassônicas
Propriedades elétricas e magnéticas	Condutividade
	Permeabilidade magnética
	Energia armazenada
Propriedades térmicas	Condutividade
	Expansão térmica

No âmbito da construção civil, os métodos não destrutivos estão ganhando cada vez mais espaço, principalmente na área de reparo e detecção de defeitos estruturais. Muitas nações industrializadas estão dedicando boa parte do orçamento das construções para manutenção, restauração e reparo de estruturas antigas, como os Estados Unidos, que em 1991 dedicou cerca de \$90 bilhões de dólares para o reparo e reabilitação da infraestrutura de transporte. Em 1997, o custo estimado foi de \$212 bilhões. Como consequência, o interesse por métodos não destrutivos vem aumentando (METHA&MONTEIRO, 2006).

Segundo Crawford (1997) os END estão sendo usados em metal já há um longo tempo, mas o uso em concreto é relativamente novo. O baixo desenvolvimento desta área está relacionado à natureza heterogeneia do concreto. Apesar das limitações, houve um progresso no desenvolvimento e vários métodos foram normatizados pela ASTM. As propriedades mecânicas do concreto podem ser determinadas diretamente de forma destrutiva; por outro lado, os END não podem fornecer valores absolutos destas propriedades, mas outras podem ser avaliadas e correlacionadas, como já foi explicado.

Segundo IAEA (2002), as situações típicas onde os métodos END são tipicamente usados para:

- Controlar a qualidade de peças pré-moldadas ou em construções (*in situ*).
- Eliminar as incertezas, em relação à aceitabilidade do material fornecido, quando existem suspeitas sobre a conformidade das especificações.
- Confirmar e negar dúvidas sobre a mão de obra envolvida na dosagem, na mistura, adensamento ou cura do concreto.
- Monitorar o desenvolvimento da resistência.
- Localizar e determinar a extensão de fissuras, vazios e defeitos.
- Determinar a uniformidade do concreto.
- Determinar a posição, a quantidade ou a condição de reforço.
- Aumentar a confiabilidade de um número menor de ensaios não destrutivos.
- Determinar o grau de variabilidade.
- Avaliar a durabilidade potencial do concreto.
- Identificar locais de possível deterioração do concreto.
- Monitorar as mudanças das propriedades ao longo do tempo.
- Fornecer informações para possíveis alterações na utilização de uma estrutura.

Atualmente já existem vários tipos de métodos não destrutivos sendo aplicados sobre estruturas de concreto, possibilitando os diferentes tipos de aplicações supracitadas. Os seguintes autores apresentam um conjunto de ensaios destinados a esta finalidade: Metha e Monteiro (2012); Crawford (1997); IAEA (2002). Mccann e Forde (2001) apresentam uma revisão sobre a utilização destes em estruturas de

concreto e alvenaria. Dois métodos serão apresentados neste trabalho, o de ressonância acústica e o de ultrassom.

O ensaio de ressonância acústica faz uso dos princípios do comportamento dinâmico das estruturas para determinar algumas propriedades físicas dos materiais. Na literatura é conhecido que as estruturas são capazes de entrar em ressonância quando submetidas a carregamentos oscilatórios com frequências específicas. Estas são denominadas frequências naturais associadas aos modos de vibração da estrutura, que são influenciadas pelas propriedades dos materiais, condições de contorno e a geometria. Um impacto, que é um carregamento de curta duração, pode induzir determinados modos de vibração, entretanto, conforme a energia introduzida vai se dissipando ele tende a retornar para condição inicial (devido ao amortecimento). Se a frequência natural associada a um determinado modo de vibração for conhecida, torna-se possível relacioná-la com as propriedades dos materiais, como a densidade e as propriedades elásticas. Uma das formas de determinar experimentalmente as frequências naturais é por meio de acelerômetros posicionados em locais estratégicos do corpo estudado. A ASTM C 215 (2008) faz uso desta metodologia para assim determinar as propriedades elásticas de corpos de prova de concreto, com geometria simples, densidade e condições de contorno conhecidas. Porém, o método aqui apresentado fez uso de outros princípios para assim determinar as frequências naturais. Este considera que o som emitido pela superfície da estrutura, após o impacto, pode ser associado aos modos de vibração induzidos, que conseqüentemente as propriedades elásticas (dinâmicas) são calculadas.

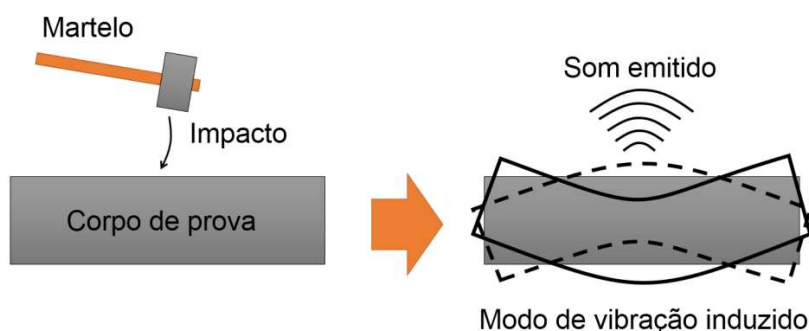


Figura 2.21 – lustração sobre os efeitos do impacto em um corpo e o som emitido.

O som emitido após o impacto pode ser captado por um microfone e enviando para um computador. A Figura 2.22a apresenta o resultado obtido a partir do microfone,

onde é possível observar o decaimento do sinal devido à perda de energia, provocada pelo amortecimento. A resposta obtida não representa muita coisa, só após aplicar uma conversão por transformada de Fourier, que o sinal passa para o domínio das frequências, como ilustrado na Figura 2.22b. Cada máximo encontrado no gráfico da amplitude em função da frequência indica um modo de vibração e uma frequência natural. No caso da Figura 2.22b serão três modos de vibração, relacionados aos três pontos de máximo.

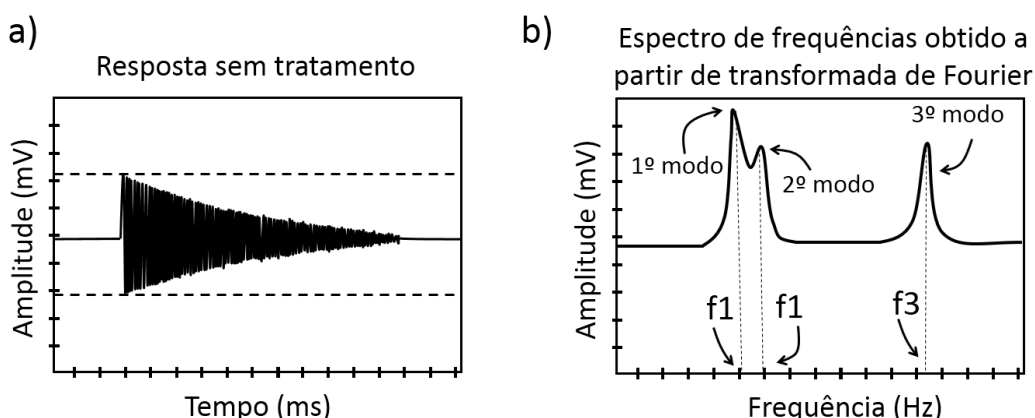


Figura 2.22 – Resultado captado pelo microfone antes e após aplicar transformada de Fourier.

O esquema básico encontra-se ilustrado na Figura 2.23, no qual o impacto é provocado por um martelo e aquisição do som emitido é feita em uma posição estratégica, maximizando a captação do sinal. Os prismas analisados geralmente são apoiados em fios, posicionados de modo a não interferir a vibração do corpo, na tentativa de obter um comportamento mais próximo de um corpo livre. Quando não for possível obter este comportamento, então as condições de encontro devem ser levadas em consideração no equacionamento.

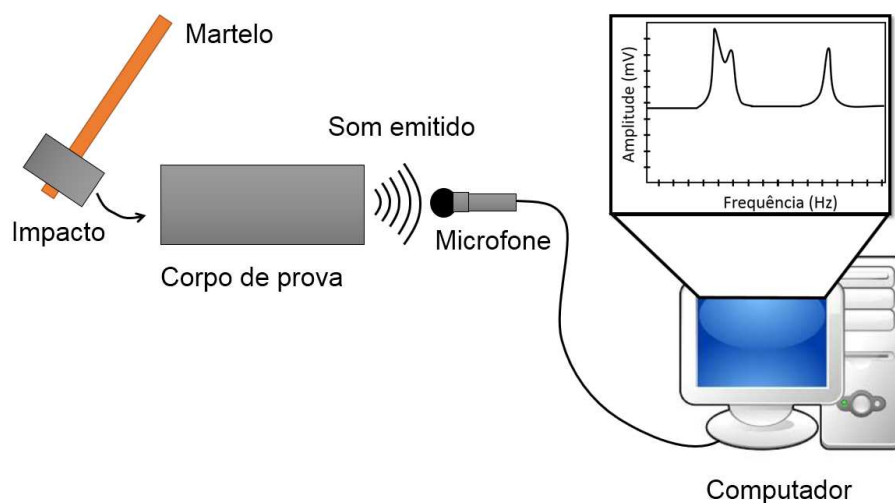


Figura 2.23 – Esquema básico do ensaio de ressonância acústica.

Outra variável deste tipo de ensaio é a posição do impacto, que pode induzir diferentes modos de vibração, como se pode ver na Figura 2.24. A ASTM C 215 (2008) apresentando uma série de equações que relacionam os modos de vibração com as propriedades elásticas (dinâmicas) do concreto.

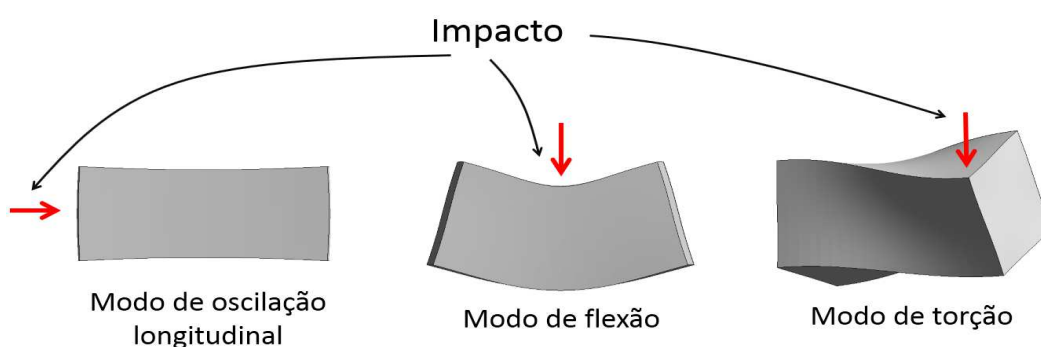


Figura 2.24 – Alguns dos modos que podem ser obtidos para um prisma retangular.

Mais detalhes sobre este método podem ser encontrados nos trabalhos de Uomoto e Ito (1997). É importante ressaltar que ensaio de ressonância acústica é uma excelente opção para controle de qualidade, sendo simples e com custo relativamente baixo.

Outro método não destrutivo utilizado neste trabalho foi o de ultrassom, que se baseia nos princípios da propagação de ondas ultrassônicas no meio. Este método tem sido muito usado para detecção de falhas internas ou de variações na composição do meio estudado. É conhecido que uma onda sonora, que tem a capacidade de se propagar por diferentes tipos materiais, porém com velocidade

diferente, dependendo das propriedades físicas do meio. Esta também pode ser refletida quando entra em contato com algum obstáculo ou está passando de um meio para outro. Se existir uma descontinuidade (como uma fissura) no interior de alguma peça, esta vai funcionar como um obstáculo, refletindo as ondas sonoras que estão se propagando no meio. Logo, um equipamento dotado de um emissor e detector de ondas adequado pode identificar a existência de obstáculos internos, bem como, após a devida interpretação dos dados, será possível descobrir características com localização e extensão.

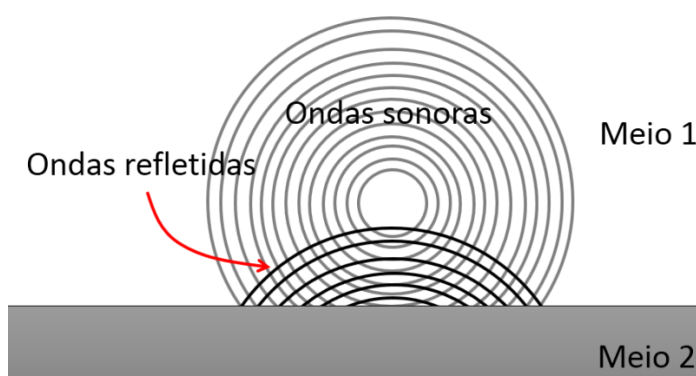


Figura 2.25: Ilustração sobre o mecanismo de reflexão de ondas sonoras.

Outra possibilidade é utilizar a velocidade de propagação do pulso ultrassônico para assim determinar as propriedades elásticas do material estudado. Como mostrado na Figura 2.26 a partir do tempo decorrido entre a emissão e a detecção da onda é possível detectar, a velocidade propagação do pulso.

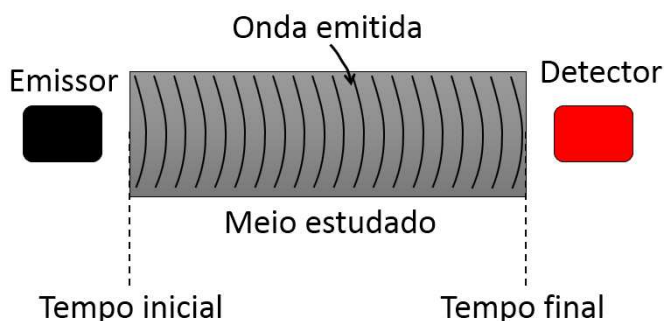


Figura 2.26 – Esquema utilizado para determinara a velocidade de propagação da onda no meio.

A ASTM C 597 (2009) apresenta o aparato experimental e os procedimentos necessários para obter o módulo de elasticidade dinâmico a partir da propagação de ondas longitudinais no concreto.

Como pode ser visto em Metha e Monteiro (2006), existem diferentes tipos de ondas. Uma delas é a onda longitudinal, citada anteriormente, que oscila na direção em que a onda se propagação, formando zonas de tração e de compressão. Sendo relacionada ao módulo de elasticidade longitudinal (Figura 2.27). Outro tipo de onda é a de cisalhamento ou transversal, que oscila na direção normal à de propagação, sendo relacionada ao módulo de elasticidade transversal (Figura 2.27).

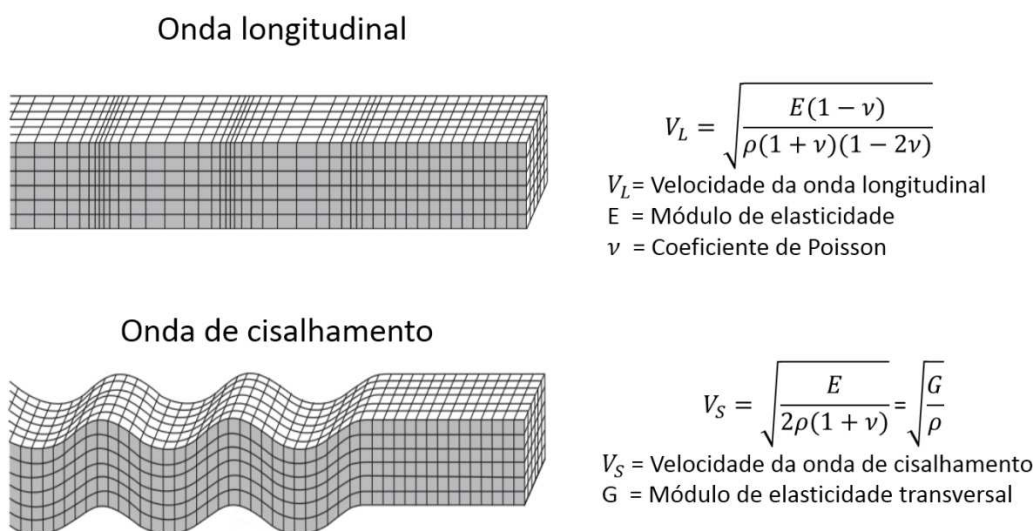


Figura 2.27 – Ilustração do comportamento da onda longitudinal e da onda de cisalhamento (HAZA&SAMOKRUTOV, 2013; METHA&MONTEIRO, 2012).

O método do ultrassom pode ser utilizado em diferentes tipos de aplicações, apresentando variações além das citadas anteriormente. Quando associados a ferramentas computacionais sofisticadas este pode ser utilizado para mapeamento o interior de corpos, indicando a localização de falhas, objetos internos e descontinuidades, fornecendo imagem computadorizadas em 2D ou 3D.

Por fim, aqui foi apresentada uma breve introdução sobre os métodos não destrutivos, demonstrando a importância e algumas aplicações. Foi dado destaque aos métodos utilizados neste trabalho, sendo assim, mais detalhes podem ser encontrados nas referências supracitadas.

2.6. Conclusões do capítulo

Conforme exposto neste capítulo, a seguintes conclusões podem ser apresentadas:

- Os componentes da alvenaria levam em consideração a existência da interface bloco-argamassa;
- Os temas abordados foram em relação às características da alvenaria, painéis de contraventamento, modelagem numérica, caracterização da interface bloco-argamassa e ensaios não destrutivos;
- Os materiais básicos da alvenaria são a argamassa e as unidades, entretanto a união dos dois componentes leva à formação de uma zona interface. Na literatura técnica já é conhecido que interface constitui planos de fraqueza, que limitam o comportamento da alvenaria;
- Ainda existe muito a ser explorado em relação ao comportamento em conjunto e a influência da interface bloco-argamassa;
- As principais características mecânicas dos blocos são:
 - o Resistência à compressão;
 - o Módulo de elasticidade;
 - o Resistência à tração;
 - o Coeficiente de Poisson.
- A resistência à compressão (dos blocos) é regida pelo tipo, qualidade e o traço dos materiais, a eficiência da prensagem, cura e maturidade (STEIL, 2003).
- A alvenaria sofre tensões de tração no bloco e de confinamento na argamassa. Desta forma, a resistência à tração da unidade se torna um fator de fundamental importância (MOHAMAD, 2007).
- As dificuldades inerentes à realização dos testes diretos tornaram os indiretos mais populares.
- A absorção inicial exerce grande influência sobre a aderência do bloco com a argamassa.
- A função principal da argamassa é unir as unidades, entretanto ela também é responsável pela distribuição das tensões ao longo da seção do bloco, pela

acomodação das deformações provenientes de carregamentos externos e pelo ajuste das tolerâncias geométricas dos blocos (STEIL, 2003).

- As características essenciais da argamassa são:
 - o No estado fresco:
 - ❖ A trabalhabilidade
 - ❖ Capacidade de retenção de água
 - o No estado endurecido
 - ❖ Resistência mecânica.
 - ❖ Capacidade de absorver deformações.
 - ❖ Resistência de aderência.
 - ❖ Retração na secagem.
 - ❖ Durabilidade
- Diferentemente das unidades a eficiência da argamassa é fortemente influenciada por variáveis externas, oriundas do processo de produção da alvenaria.
- A aderência é considerada uma das propriedades essenciais para o bom desempenho da alvenaria.
- Os painéis de contraventamento são responsáveis por fornecer rigidez ao sistema estrutural. Entretanto a rigidez destes elementos depende basicamente da relação altura/largura (H/L), favorecendo diferentes modos de ruptura, que também dependem das condições de contorno.
- A distribuição das ações horizontais ocorre de forma proporcional à rigidez de cada peça, garantindo que os elementos mais rígidos recebam as maiores parcelas.
- Se o eixo de atuação da força não for simétrico, então o procedimento de distribuição dos carregamentos horizontais se torna impraticável de ser executado sem auxílio de um programa computacional.
- O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método que permite a determinação da solução de problemas complexos problema de forma aproximada, a partir da discretização do meio estudado em sub-regiões de formulação simplificada.
- Uma boa simulação numérica requer dados experimentais confiáveis que caracterizem o comportamento real do objeto em estudo, possibilitando

escolher o modelo mais representativo, bem como realizar calibrações e ajustes necessários.

- Na comunidade científica existe uma grande dificuldade para obter valores confiáveis, capazes de representar rigidez e para o módulo de elasticidade transversal da alvenaria, uma vez que os procedimentos de normas atuais consideram a alvenaria como um material isotrópico.

CAPÍTULO 3

Ensaaios de Caracterização da Alvenaria

O programa experimental proposto foi realizado no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (USP) e pode ser dividido em duas etapas. A primeira etapa foi destinada à caracterização dos componentes da alvenaria por procedimentos estáticos. Já a segunda também foi destinada à caracterização com procedimentos não destrutivos. Se tratando de duas abordagens diferentes, a primeira parte será apresentada neste capítulo, já a segunda será apresentada no CAPÍTULO 4.

3.1. Características físicas e mecânicas dos blocos

Os blocos utilizados neste trabalho foram os mesmos adotados por Oliveira (2014), neste sentido, as próximas subseções apresentam um resumo da caracterização realizada por esse autor.

3.1.1. Tolerâncias dimensionais, área líquida e absorção de água

Os blocos foram fornecidos pela empresa Tatu Pré-moldados, localizada no município de Limeira, no Estado de São Paulo. Estes eram de concreto e possuíam seção tronco piramidal, com espessura variável nas paredes longitudinais e transversais. As características nominais dos blocos utilizados são apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Características nominais dos blocos.

Material	Resistência	Dimensões (mm) (Largura x Altura x Comprimento)	
		Bloco inteiro	Meio bloco
Concreto	4,0 MPa	140 x 190 x 390	140 x 190 x 190

Na análise dimensional os blocos e meios blocos apresentaram uma diferença de aproximadamente 1 mm na largura e de 2 mm na altura, em relação às tolerâncias estabelecidas pela ABNT NBR 6136 (2007). Entretanto esta característica não interfere significativamente na produção dos prismas, apenas demandando um cuidado especial (Figura 3.1).

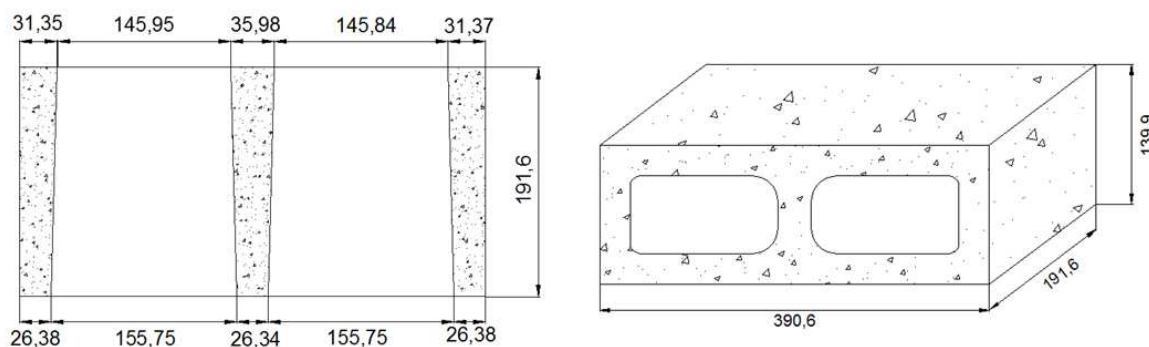


Figura 3.1 – Seção transversal do bloco com as dimensões das paredes transversais e longitudinais e perspectiva. A

A Tabela 3.2 mostra um resumo das propriedades obtidas de acordo com os procedimentos fixados pela ABNT NBR 12118 (2011). É importante ressaltar que a absorção média foi inferior ao valor máximo permitido (10%), favorecendo o bom desenvolvimento da interface.

Tabela 3.2 – Características do bloco.

Área Bruta (mm ²)	Área líquida (mm ²)	Al/Ab (%)	Absorção (%)	δs (kg/m ³)
54375.500	29777.000	54.760	6.920	2224.900

3.1.2. Características mecânicas dos blocos de concreto

Para obter a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, seis unidades de concreto tiveram suas faces de assentamento regularizadas por uma retífica. Quatro *clip gages* foram posicionados simetricamente, permitindo avaliar o comportamento médio da peça. O deslocamento do prato foi determinado a partir de quatro transdutores, como mostrado na Figura 3.2. A resistência característica (f_{bk}) foi obtida a partir do procedimento descrito pela ABNT NBR 15812-2 (2010).



Figura 3.2 – Ensaio de resistência à compressão dos blocos e meios blocos de concreto.

A Figura 3.3 apresenta os diagramas tensão-deformação que os blocos e meios blocos demonstraram. Seis meios blocos foram retificados e preparados para o ensaio, entretanto, um foi danificado no transporte até o laboratório. Analisando os diagramas é possível notar claramente um trecho aproximadamente linear, seguido de um não linear, indicando o amolecimento do material ao passo que a carga aplicada se aproximou da resistência. Devido a isto, o módulo de elasticidade secante foi determinado no intervalo entre 5 a 33% da resistência à compressão, eliminando efeitos do comportamento não linear e da acomodação do material.

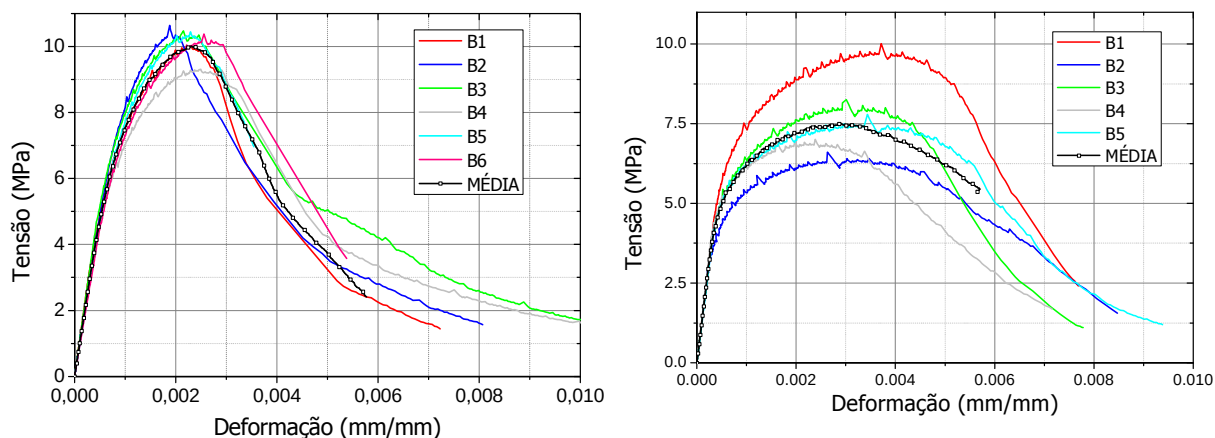


Figura 3.3 – Diagramas tensa-deformação.

Os valores de resistência à compressão e do módulo de elasticidade secante encontram-se na Figura 3.4. Neste caso, percebe-se que tanto os blocos quanto os meios blocos demonstraram ser mais resistentes do que as especificações (Tabela 3.1).

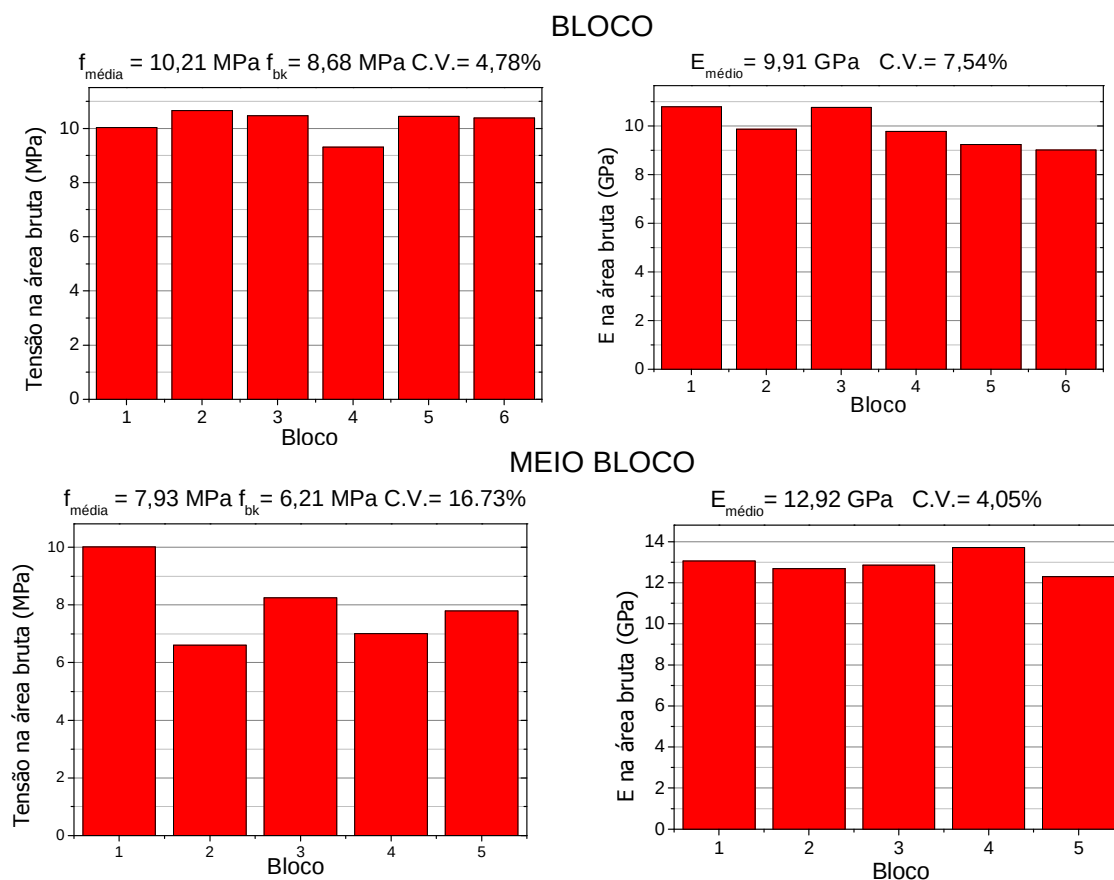


Figura 3.4 – Resultados da resistência à compressão e módulo de elasticidade dos blocos de concreto.

A resistência à tração indireta do bloco foi determinada segundo a ASTM C-1006 (1996). Neste caso o carregamento é aplicado no bloco por meio de barras circulares de aço (Figura 3.5). Induzindo um estado de tração por meio da compressão, semelhante ao princípio do “Teste Brasileiro”.



Figura 3.5 – Configuração adotada no teste de tração indireta.

Testes preliminares indicaram que a aplicação do carregamento no centro do bloco resulta em ruptura por esmagamento e não por tração indireta. Para combater este problema a região de aplicação da força e do apoio foi um pouco deslocada. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 3.6, onde é possível observar um coeficiente de variação de 9,17%.

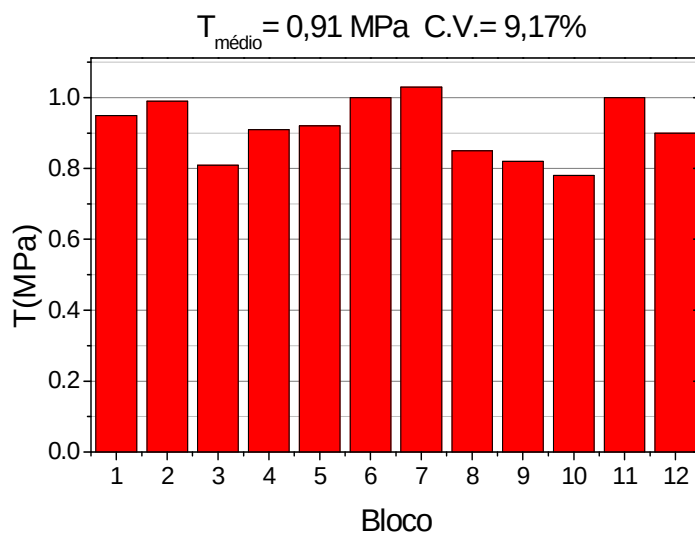


Figura 3.6 – Histograma da resistência a tração.

3.2. Argamassa de assentamento

3.2.1. Especificação granulométrica da areia

O ensaio de análise granulométrica é utilizado para determinar a distribuição de grãos do agregado. Isto pode ser feito por meio das porcentagens retidas ou passantes do material em cada peneira. A granulometria da areia é importante, porque esta pode influenciar diferentes propriedades da argamassa no estado fresco, tais como a consistência, a coesão e a retenção de água.

A ABNT NBR 15961-2 (2011) especifica que a granulometria da areia utilizada na argamassa de assentamento deve obedecer aos limites fixados pela ABNT NBR 7211 (2009). A Tabela 3.3 mostra os limites definidos, que representa três zonas de utilização.

Tabela 3.3 – Limites estabelecidos pela ABNT NBR 7211 (2009).

Peneira com abertura da malha	Porcentagem, em massa, retida acumulada			
	Limite inferior		Limite superior	
	Zona utilizável	Zona ótima	Zona ótima	Zona utilizável
9,5 mm	0	0	0	0
6,3 mm	0	0	0	7
4,75 mm	0	0	5	10
2,36 mm	0	10	20	25
1,18 mm	5	20	30	50
0,6 mm	15	35	55	70
0,3 mm	50	65	85	95
0,15 mm	85	90	95	100

A Figura 3.7 mostra a distribuição granulométrica obtida de acordo com a ABNT NBR NM 248 (2003). Neste caso a amostra apresentou uma distribuição localizada basicamente na região utilizável inferior.

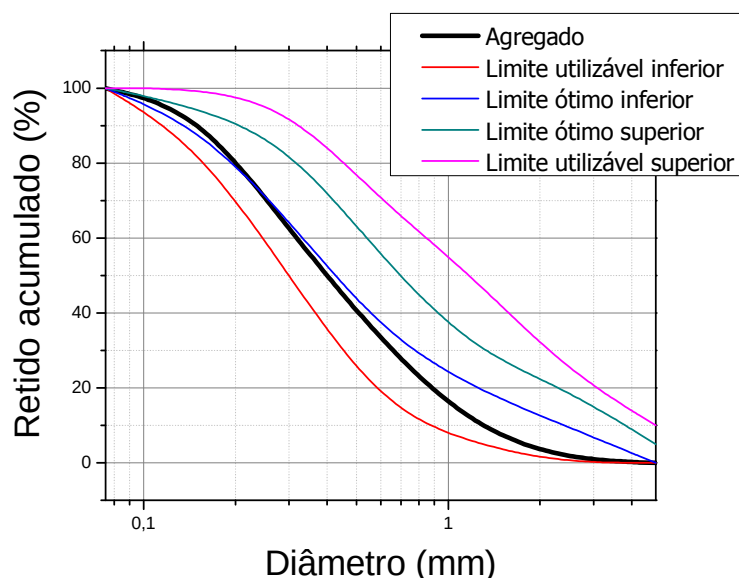


Figura 3.7 – Distribuição granulométrica do agregado.

A Tabela 3.8 apresenta os valores do módulo de finura, dimensão máxima característica, massa específica e massa unitária.

Tabela 3.4 – Características do agregado miúdo.

Diâmetro máximo (mm)	Módulo de finura	Massa específica (g/cm ³)	Massa unitária (g/cm ³)
2,3	2,08	2,614	1,505

3.2.2.Caracterização da argamassa

O traço em volume da argamassa de assentamento foi de 1:0,5:4,5, correspondente à proporção de cimento, cal e areia, conforme as especificações da BS 5628 (2005).

O índice de consistência da argamassa foi determinado a partir do ensaio de mesa de consistência, o qual é especificado pela ABNT NBR 7215 (1997). Para uma relação água/cimento de 1,3 a amostra apresentou um índice de consistência de 261 mm, sendo superior ao especificado pela ABNT NBR 15961(2011), que são 230 ± 10 mm, porém favorável, propiciando maior trabalhabilidade.

A resistência da argamassa foi obtida por meio do ensaio de corpos de prova cilíndricos, com dimensões de 50 x 100 mm, moldados seguindo um procedimento de compactação em três camadas de trinta golpes (Figura 3.8).



Figura 3.8 – Ensaio de resistência a compressão da argamassa.

A Figura 3.9 apresenta o histórico das resistências obtidas para cada argamassa produzida durante a confecção dos prismas. A resistência à compressão média foi de 5,73 MPa, inferior ao prescrito pela BS 5628, que pode ser justificado pela alta relação água/cimento adotada ($a/c=1,3$). O coeficiente de variação observado foi de aproximadamente 5%, relativamente baixo.

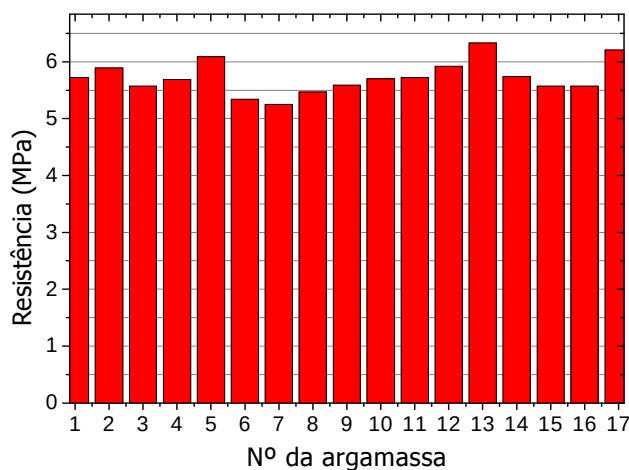


Figura 3.9: Histórico de resistências da argamassa de assentamento.

Outra propriedade estudada foi o módulo de elasticidade da argamassa, obtido de forma não destrutiva pelo teste de ressonância acústica. Esse método é conhecido por ser não destrutivo, barato e prático. Descrito por Uomoto (1997) essa técnica permite avaliar os modos de vibração do material. O procedimento basicamente consiste em impactar a superfície da amostra, de forma a ativar um modo de vibração específico (flexão, torção ou longitudinal). Logo em seguida o som irradiado pela superfície, em algum local de interesse, é capturado por um microfone (Figura

3.10). Por fim, as frequências naturais são identificadas, por meio de transformada de Fourier, e associadas com as propriedades elásticas do material, neste caso, o módulo de elasticidade da argamassa (HAACH et al., 2013). A ASTM C 215 (2008) dá especificações em relação aos procedimentos adotados para obter essas propriedades em corpos de prova de concreto. Haach et al. (2013) aplicou este procedimento a corpos de prova cilíndricos de argamassa, obtendo resultados satisfatórios

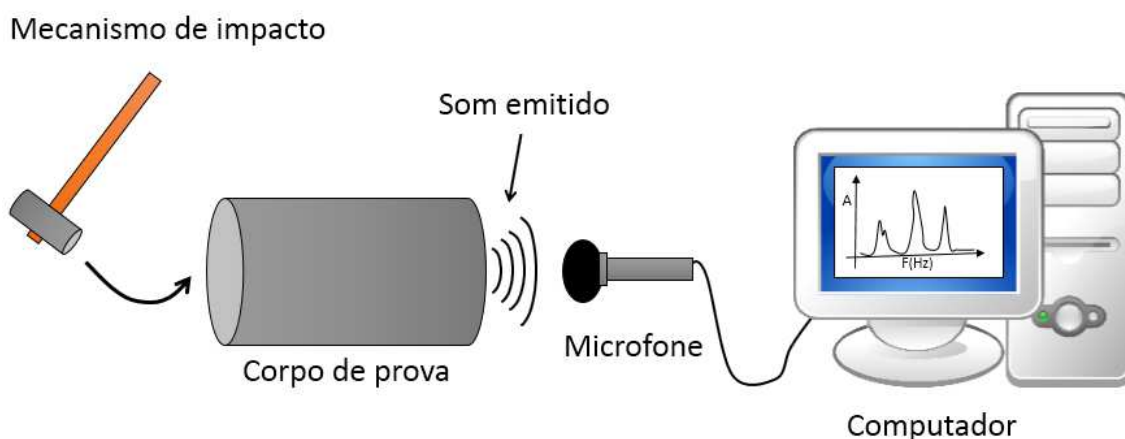


Figura 3.10 – Configuração adotada no ensaio de ressonância acústica.

Para corpos de prova cilíndricos, o módulo de elasticidade pode ser obtido a partir de dois diferentes modos de vibração: o modo de vibração longitudinal e o modo de vibração flexional.

Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 3.5, que mostra que os módulos foram bem semelhantes considerando ambos os modos de vibração, constatando a uniformidade do material. Para uma argamassa com mesmo traço, Haach et al. (2013) obteve resultados concordantes com os deste trabalho ($E_{\text{long}} = 16,52 \text{ GPa}$ e $E_{\text{flex}} = 17,36 \text{ GPa}$), permitindo concluir que a dosagem foi adequada.

Estas medidas foram realizadas apenas para controle tecnológico, com a finalidade de verificar possíveis alterações no traço da argamassa. O baixo coeficiente de variação comprova que não houve falha de dosagem ao longo da produção dos prismas.

Tabela 3.5 – Propriedades elásticas da argamassa.

	Módulo (GPa)	Coeficiente de variação (%)
Módulo de elasticidade longitudinal	16.160	2.550
Módulo de elasticidade flexional	16.319	2.894

3.3. Avaliação das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa

O programa experimental proposto foi dedicado à caracterização das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa. Na definição dos ensaios, os seguintes objetivos foram levados em consideração:

- Verificar as diferenças existentes entre as propriedades da junta horizontal e as da junta vertical;
- Verificar se existe diferença entre a rigidez da interface (rigidez normal) quando submetida a esforços de tração ao de compressão;

Os ensaios foram realizados em prismas de alvenaria. A configuração adotada dependeu do tipo de problema analisado, como pode ser visto na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Tipos de ensaios

Tipo do ensaio	Tipo de junta	Tipo de prisma	Tipo de bloco
Resistência à compressão	Junta horizontal	Duplo	Inteiro
Resistência à compressão	Junta vertical	Duplo	Meio
Resistência à tração	Junta horizontal	Duplo	Meio
Resistência à tração	Junta vertical	Duplo	Meio
Ensaio de cisalhamento	Junta horizontal	Triplo	Inteiro
Ensaio de cisalhamento	Junta vertical	Triplo	Meio

3.3.1. Ensaio de compressão

A primeira propriedade analisada foi em relação à rigidez da interface quando submetida a esforços de compressão, na junta horizontal e na vertical. Como não existe um procedimento padronizado para avaliar essa característica, então o ensaio

foi idealizado conforme as Figuras 3.11 e 3.12. A Figura 3.11 apresenta a configuração adotada no ensaio de compressão da junta horizontal. Quatro transdutores foram posicionados simetricamente o mais próximo possível da junta, na tentativa de minimizar a influência do bloco. Em função das imperfeições nas faces superior e inferior do prisma, um forro de material deformável foi utilizado para distribuir o carregamento de forma mais homogênea. Os prismas foram inicialmente submetidos a uma etapa de compressão, em que a carga foi aplicada até um valor de aproximadamente 10% da resistência. Tal procedimento foi realizado com a finalidade de promover a acomodação do forro, minimizando prováveis interferências nos resultados.

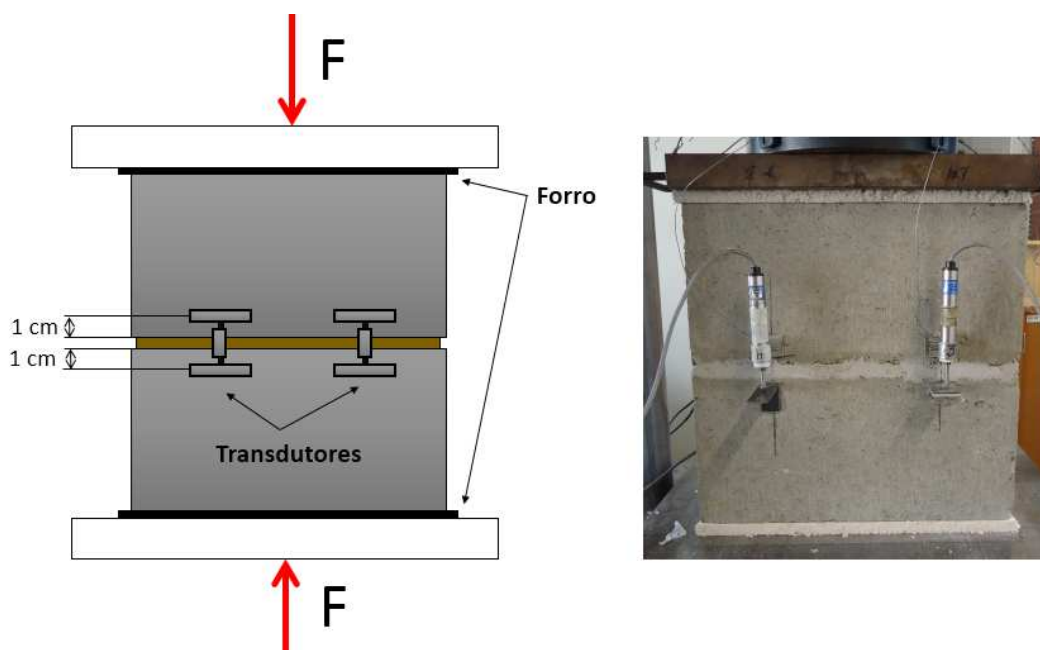


Figura 3.11 – Esboço do ensaio de compressão na junta horizontal.

Para avaliar o comportamento da junta vertical, os prismas foram confeccionados com dois meios blocos, facilitando a produção e garantindo uma melhor estabilidade. Com pode ser visto na Figura 3.12, o forro não foi utilizado nesta configuração, mas como a superfície dos prismas encontravam-se adequadas, garantiu-se a distribuição do carregamento. O forro também estava induzindo um estado de tensão indesejável, que antecipava a ruptura dos prismas.



Figura 3.12 – Ensaio de compressão na junta vertical.

Os ensaios foram realizados em condições de deslocamento controlado, com velocidade de 0,02 mm/s. A Figura 3.13 apresenta as curvas da tensão de compressão⁵ em função do deslocamento axial. Neste caso, as curvas apresentaram um comportamento não linear a partir do estágio inicial. A rigidez da interface foi calculada no intervalo entre 5 e 30% da resistência à compressão.

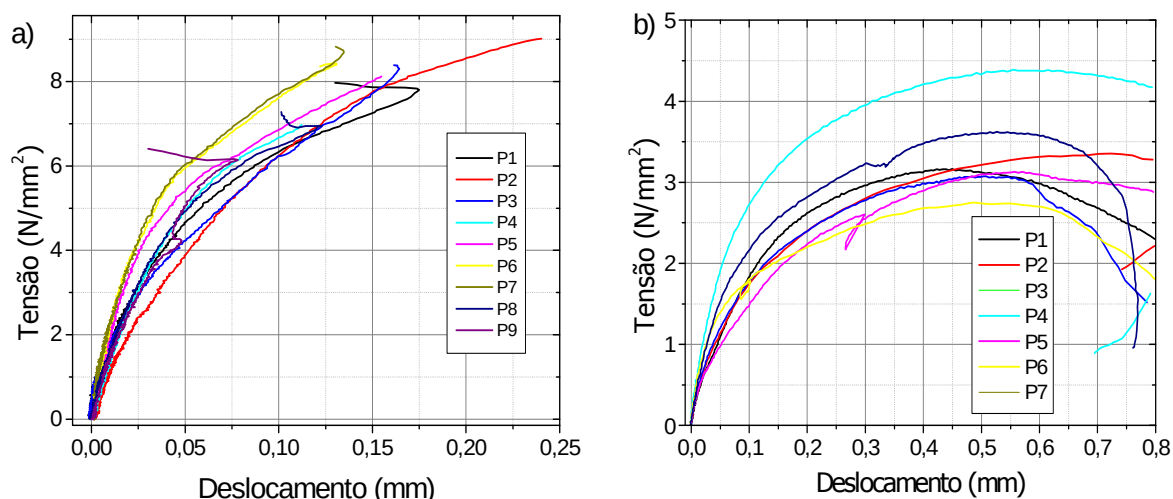


Figura 3.13 – Curvas tensão deslocamento. a) Junta horizontal. b) Junta vertical.

A Figura 3.14 apresenta um gráfico de barras com os valores de rigidez para cada um dos prismas. Nos dois casos um alto coeficiente de variação foi observado, sendo justificado pela heterogeneidade da junta de argamassa.

⁵ A tensão foi calculada em relação à área bruta.

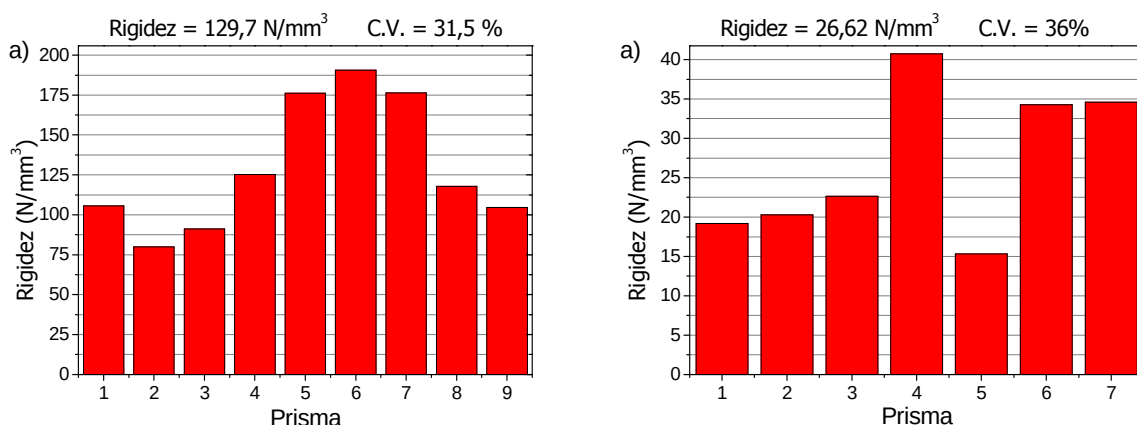


Figura 3.14 – Histograma da rigidez normal. a) Junta horizontal. b) Junta vertical.

Na Figura 3.15 tem-se que a dispersão dos resultados obtidos para resistência, a compressão foi bem inferior.

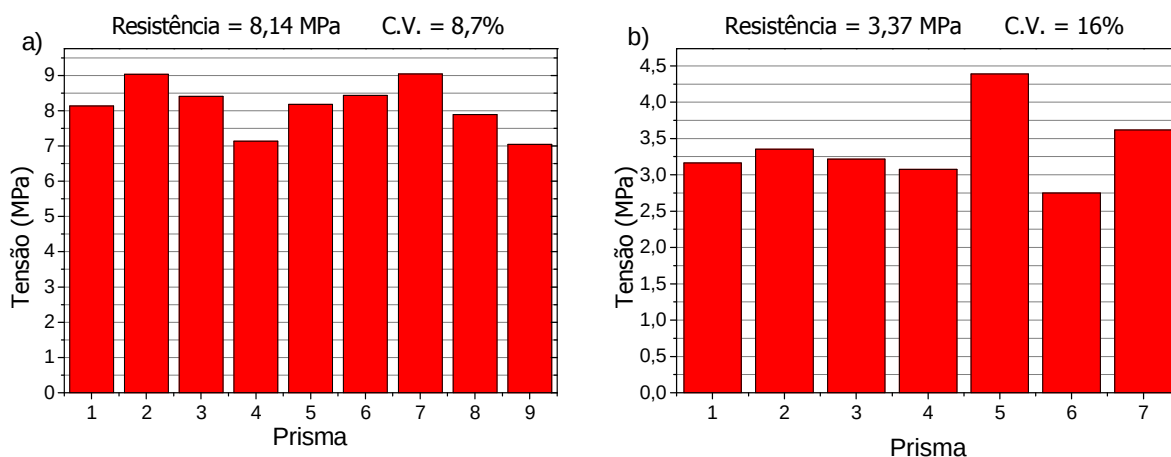


Figura 3.15 – Histograma da resistência à compressão. a) Junta horizontal. b) Junta vertical.

Os resultados claramente indicaram uma diferença significativa entre os dois ensaios. Neste caso a junta vertical apresentou uma rigidez normal bem inferior à da junta horizontal. Tal característica pode ser atrelada ao estado de tensão no qual a junta se encontra, tendo em vista que a geometria do bloco não garante uma distribuição uniforme ao longo da mesma.

Um modelo numérico simplificado foi desenvolvido para demonstrar o comportamento da junta vertical. Este considera dois meios blocos unidos entre si por uma junta de argamassa de um cm, reproduzido a configuração experimental. As propriedades dos materiais foram definidas conforme os dados apresentados na seção de caracterização, sendo que o módulo de elasticidade do meio bloco foi

considerado em relação à área líquida. A Figura 3.16 apresenta a distribuição de tensões no prisma, onde fica claro que a distribuição tensão não é uniforme ao longo da junta.

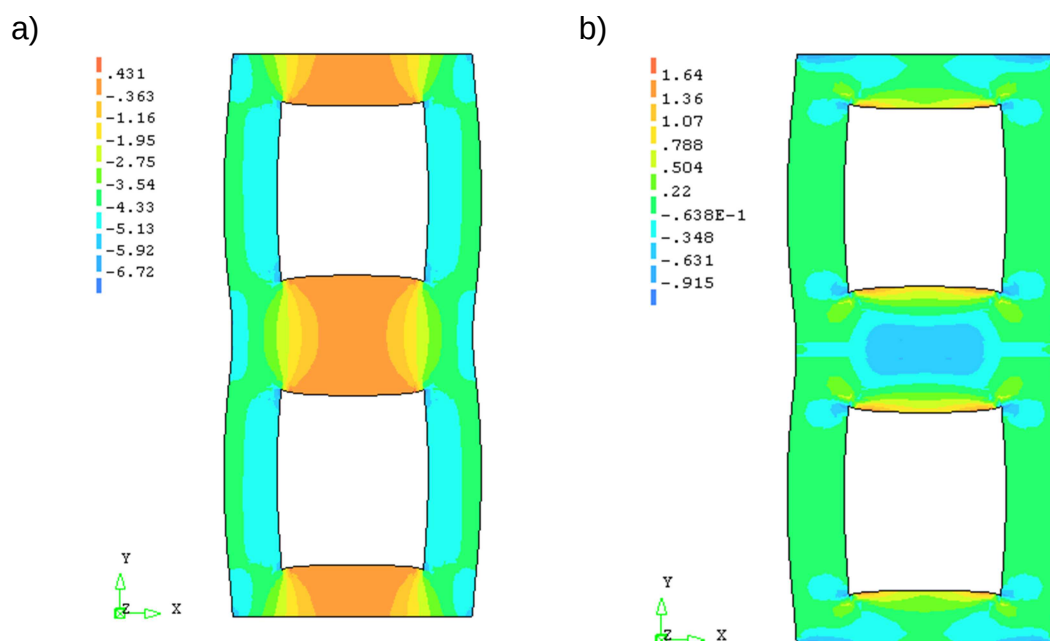


Figura 3.16 – Modo de ruptura para o ensaio da junta horizontal. (a) Distribuição de tensões na direção y. (b) Distribuição de tensões em x.

Analisando as tensões em y (Figura 3.16a) é possível perceber que apenas as paredes laterais trabalham na compressão. Já as paredes intermediárias estão submetidas à tração, provocada pela deformação da argamassa e rotação das paredes laterais, que geram flexão.

Praticamente em todos os casos, nos prismas de dois blocos, a ruptura ocorreu pelo desenvolvimento de uma fissura vertical ao longo da espessura do bloco. Já para os prismas de dois meios blocos, a ruptura ocorreu nas paredes laterais, pelo desenvolvimento de fissuras na diagonal, comprovando que as paredes laterais são mais solicitadas à compressão (Figura 3.17).



Figura 3.17 – Modo de ruptura para o ensaio da junta horizontal.

3.3.2. Ensaio de cisalhamento

O ensaio de cisalhamento foi realizado conforme os procedimentos da norma BS EN 1052-3 (2002), no qual um prisma de três blocos é submetido a uma pré-compressão, sendo que o deslocamento relativo entre as partes é promovido por um carregamento lateral, como ilustrado na Figura 3.18. A pré-compressão foi aplicada por um pistão hidráulico em um sistema formado por duas placas de aço rígidas e dois perfis U. Entre as placas de aço e o prisma foram colocadas chapas de neoprene, evitando concentrações de tensões e uniformizando o carregamento. O deslocamento relativo entre as partes foi obtido por dois transdutores posicionados em juntas diferentes.

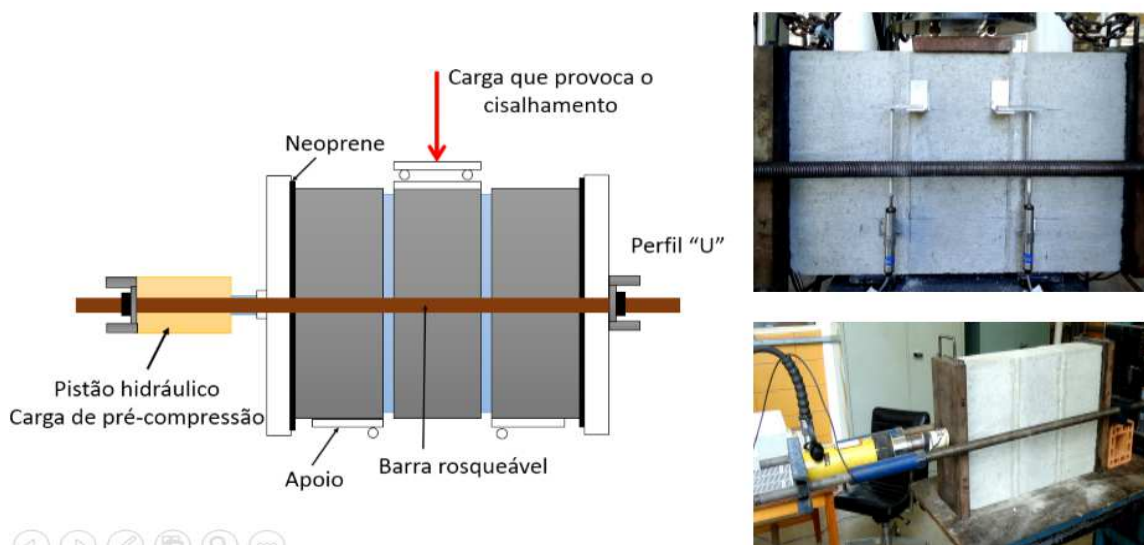


Figura 3.18 – Esboço do ensaio de cisalhamento.

Para a junta vertical, os prismas foram de três meios blocos, como mostra a Figura 3.19.

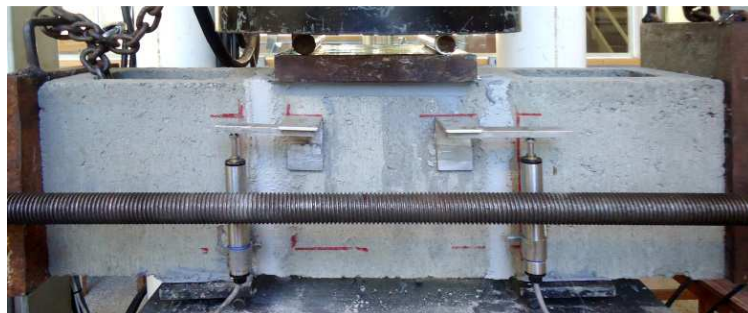


Figura 3.19 – Ensaio de cisalhamento para o prisma de três meios blocos.

A qualidade superficial nos pontos de apoio e de aplicação de carga, nos meios blocos, não foi satisfatória, provocando concentração de tensões e um comportamento indesejável. Para combater este problema, as amostras foram capeadas com um revestimento de cola epóxi, melhorando a distribuição do carregamento (Figura 3.20).



Figura 3.20 – Detalhes do capeamento.

A pré-compressão foi de 0,6 MPa para os prismas da junta horizontal e de 0,5 MPa para as amostras da junta vertical. As rupturas ocorreram por cisalhamento na ligação unidade-argamassa, conforme ilustrado na Figura 3.21.

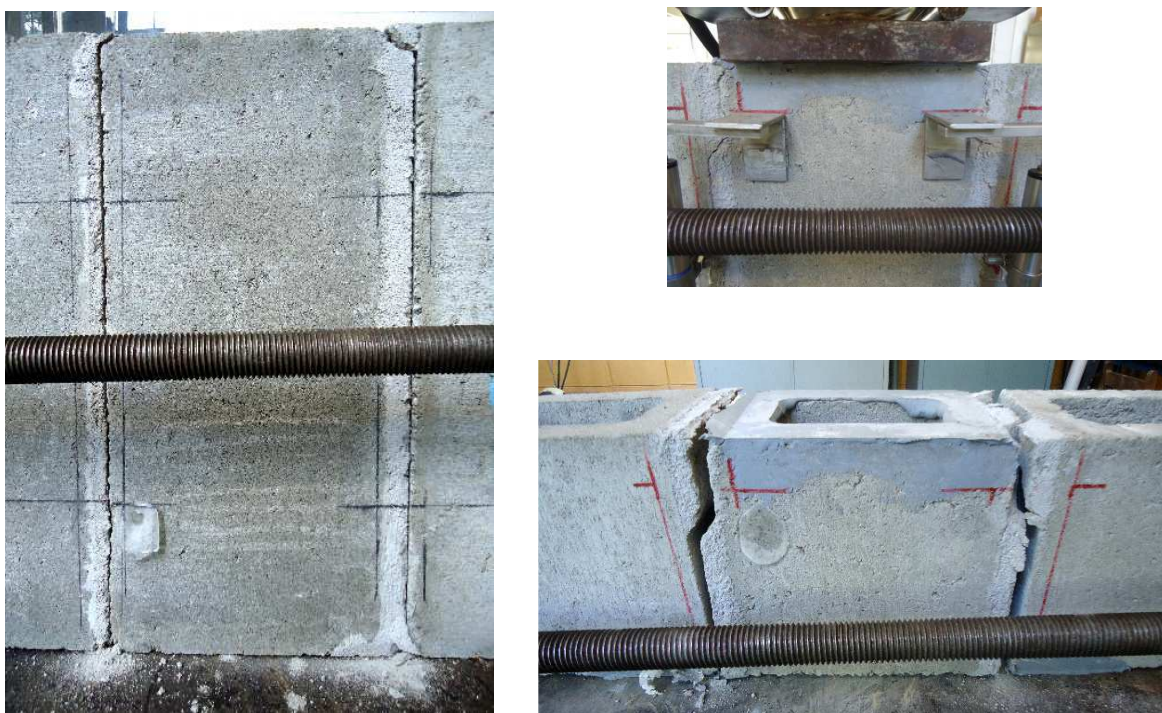


Figura 3.21 – Modo de ruptura observado. (a) Junta horizontal e (b) junta vertical.

A Figura 3.22 apresenta o gráfico da tensão de cisalhamento em função do deslocamento relativo médio entre as partes.

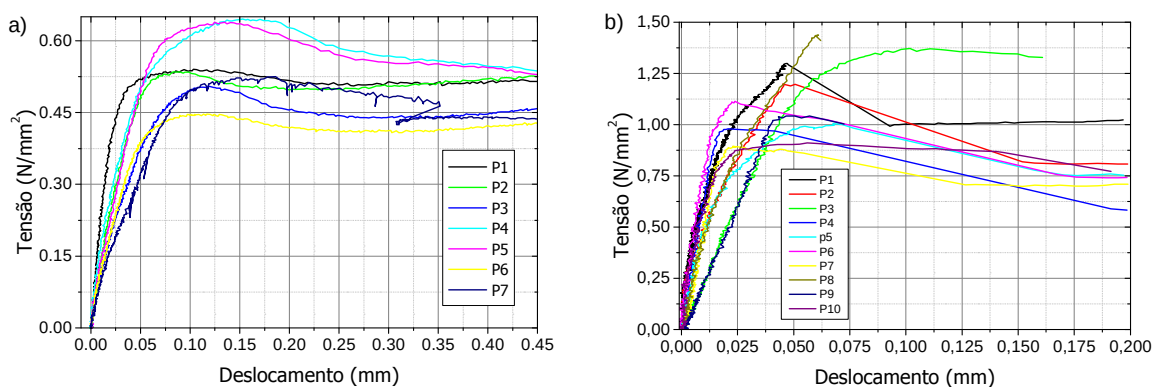


Figura 3.22 – Curva tensão de cisalhamento em função do deslocamento. (a) junta horizontal e (b) junta vertical.

A junta horizontal (Figura 3.22a) apresentou um comportamento mais aceitável do que junta vertical (Figura 3.22b). Tal característica pode ser justificada pelo modo de ruptura que ocorreu nas amostras da junta vertical, onde uma das juntas rompeu antes do que a outra, invalidando os resultados pós-ruptura. Essa ruptura se comportou de forma frágil, indicando que estava ocorrendo flexão na amostra ou juntas com resistências diferentes. A Figura 3.23 apresenta um caso extremo, em que uma das juntas não chegou a romper. Durante os ensaios, várias medidas

foram tomadas, na tentativa de eliminar esse comportamento, que entretanto, não foi solucionado. O arranjo experimental apresentou uma série de variáveis, dificultando o ajuste com precisão necessária para sanar esse problema. Como o comportamento pós-ruptura não era o foco deste estudo, os resultados foram considerados satisfatórios para o cálculo da rigidez ao cisalhamento.



Figura 3.23 – Imagem do caso onde uma a junta rompeu antecipadamente.

A rigidez ao cisalhamento foi obtida a partir da curva tensão de cisalhamento *versus* deslocamento. Os valores obtidos encontram-se na Figura 3.23. Novamente a dispersão dos resultados foi bem acentuada, entretanto justificável pelo elevado número de variáveis, bem como a natureza frágil da interface. Os resultados também evidenciam uma diferença acentuada entre as propriedades da junta horizontal e vertical. Esse comportamento pode ser associado à diferença da qualidade superficial nas regiões de assentamento, implicando diretamente na qualidade da interface. Como já comentado no capítulo de revisão bibliográfica, alguns autores tentam associar as propriedades da interface com as características superficiais no substrato de aderência.

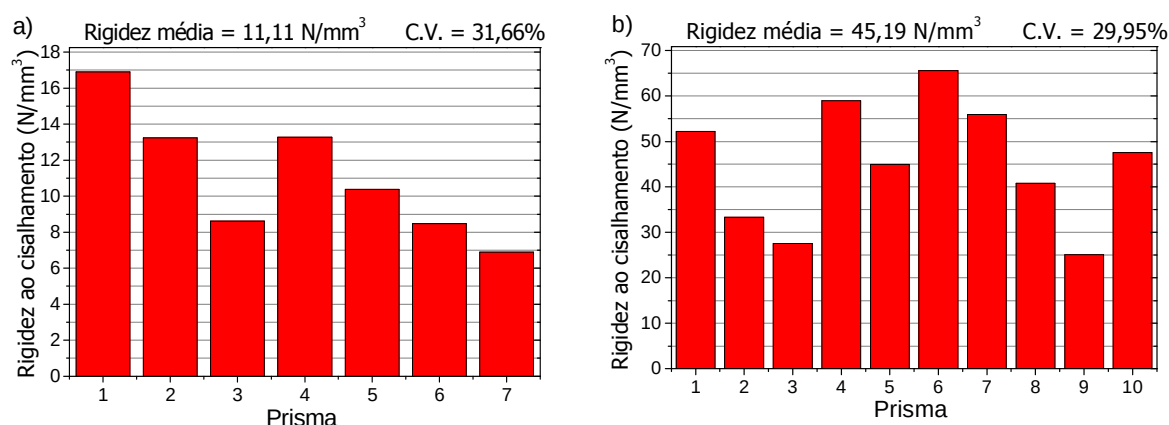


Figura 3.24 – Histograma de rigidezes ao cisalhamento. (a) junta horizontal e (b) junta vertical.

3.3.3. Ensaio de tração

Para avaliar a rigidez da interface à tração, pequenos prismas de dois meios blocos foram ensaiados em condição de tração direta. Os dois meios blocos foram assentados com uma junta de um centímetro de espessura e durante a confecção houve um cuidado especial, na tentativa de garantir o perfeito alinhamento entre as partes.

Conforme ilustrado na Figura 3.25, nas extremidades do prisma foram coladas as chapas de aço com cola epóxi. Quatro *clip-gages* foram posicionados simetricamente nas faces do prisma, permitindo obter o deslocamento médio.

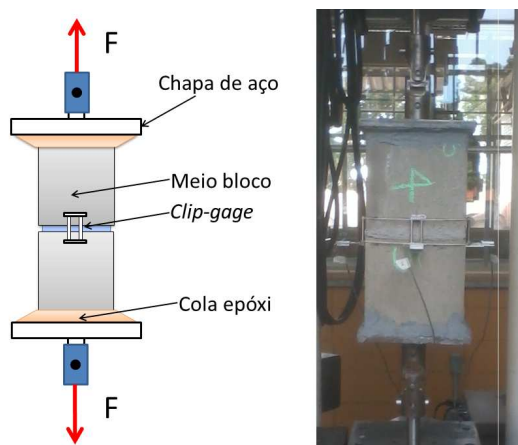


Figura 3.25 – Esquema do ensaio de tração direta na junta horizontal.

Para estudar o comportamento na junta vertical, a configuração adotada para o ensaio foi a que foi apresentada na Figura 3.26, que considera prismas de dois blocos assentados em plano perpendicular à direção da força aplicada.

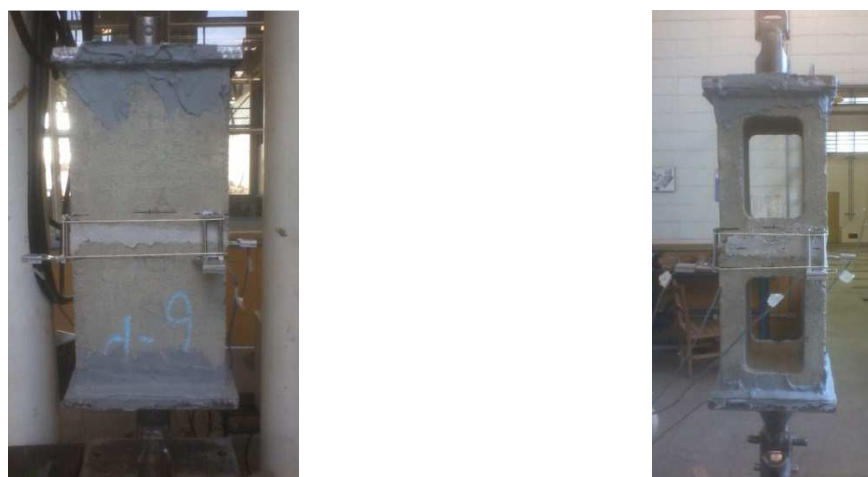


Figura 3.26 – Ensaio de tração direta na junta vertical.

Apesar do extremo cuidado na produção dos prismas e na colagem das placas de aço, as amostras utilizadas nos ensaios da junta horizontal apresentaram resultados insatisfatórios. O primeiro problema encontrado foi em relação ao aparato de medição, o qual, na maioria dos casos não apresentou resolução adequada para o nível de deformação observado, produzindo uma resposta com grandes oscilações e baixa confiabilidade, como ilustrado na Figura 3.27. O segundo problema diz respeito à ocorrência de flexão, que provocou um comportamento inesperado, onde parte da junta trabalhou na compressão e a outra na tração, inviabilizando os resultados.

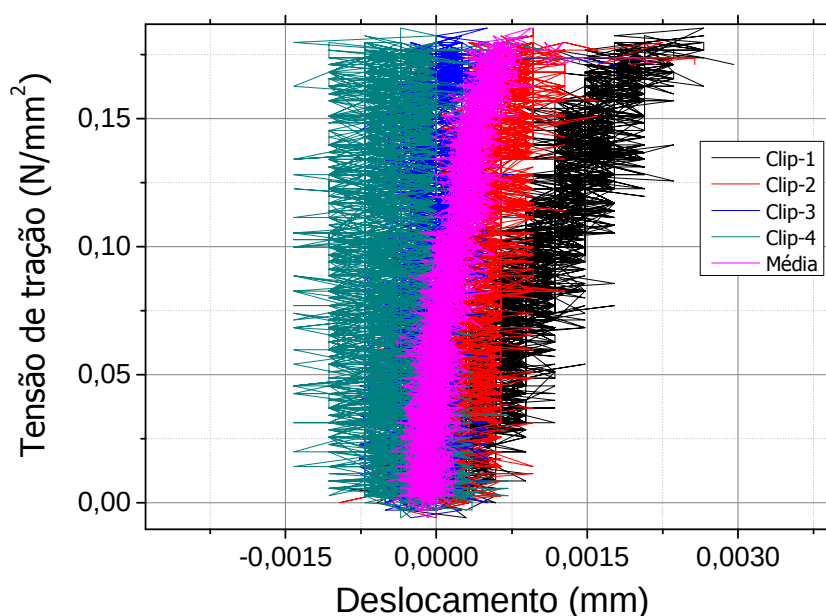


Figura 3.27 – Ensaio de tração direta na junta vertical.

A junta horizontal apresentou um comportamento mais aceitável, deformando-se mais e permitindo uma melhor aquisição dos resultados, como pode ser observado na Figura 3.28. A flexão também ocorreu, porém em uma escala menor. É importante enfatizar que os valores ainda podem estar superestimados, devido à flexão.

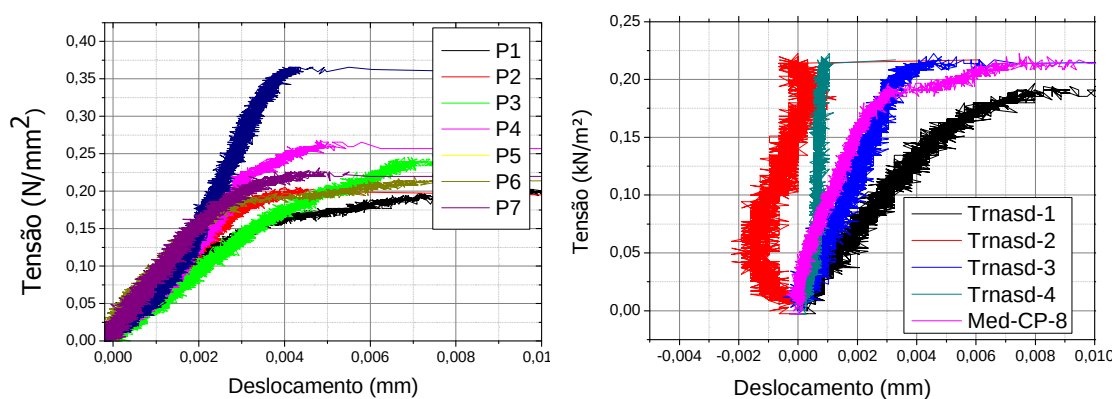


Figura 3.28 – Ensaio de tração direta na junta vertical.

A Figura 3.29 ilustra os resultados obtidos para a rigidez da junta horizontal. Apesar do coeficiente de variação ter sido relativamente baixo, em relação aos outros resultados, o valor da rigidez pode estar superestimado, devido aos efeitos da flexão.

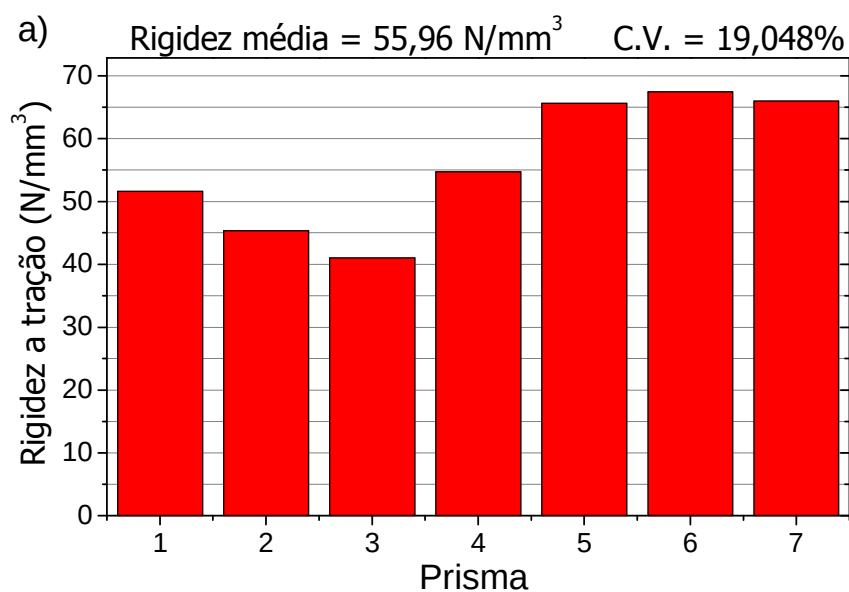


Figura 3.29 – Ensaio de tração direta na junta vertical.

Em todos os casos, independentemente da junta, a ruptura ocorreu por falha da interface, como era esperado.



Figura 3.30 – Ensaio de tração direta na junta vertical.

Infelizmente, os resultados sobre a rigidez normal à tração não foram conclusivos o suficiente para comprovar possíveis diferenças entre o comportamento à tração e à compressão. A dispersão observada não permitiu a quantificação dos valores com coerência. Por outro lado houve diferenças significativas do comportamento entre as duas juntas. Para a junta vertical tem-se que a rigidez na tração foi maior do que na compressão, contudo o erro associado às duas medidas não são conclusivos. Além disto, a rigidez na tração pode está superestimada devido à presença da flexão.

3.4. Conclusões do capítulo

A partir dos resultados obtidos foi possível concluir que:

- Ficou comprovado que os materiais e componentes utilizados na produção das unidades de alvenaria estão conformes às normas vigentes e procedimentos já consagrados.
- O programa de ensaios proposto permitiu o estudo das características da interface bloco argamassa, tanto na junta horizontal, quanto na vertical. Estes abordaram o comportamento de unidades de alvenaria em condições de tração, compressão e cisalhamento.
- Os resultados indicaram uma diferença significativa entre os dois ensaios. Neste caso a junta vertical apresentou uma rigidez normal bem inferior à da junta horizontal. Tal característica pode ser atrelada ao estado de tensão no qual a junta se encontra, tendo em vista que a geometria do bloco não garante uma distribuição uniforme ao longo da mesma.

- dispersão dos resultados foi bem acentuada, entretanto justificável pelo elevado número de variáveis, bem como a natureza frágil da interface.
- Os resultados para a rigidez ao cisalhamento também evidenciam uma diferença acentuada entre as propriedades das juntas horizontais e verticais. Esse comportamento pode ser associado à diferença que existe na qualidade superficial das regiões de assentamento, influenciando diretamente na qualidade da interface.
- Os resultados sobre a rigidez normal à tração não foram conclusivos o suficiente para comprovar possíveis diferenças entre o comportamento a tração e à compressão. A dispersão observada não permitiu a quantificação dos valores com coerência. Por outro lado, houve diferenças significativas no comportamento entre as duas juntas. Para a junta vertical tem-se que a rigidez na tração foi maior do que na compressão, contudo o erro associado às duas medidas não são conclusivos. Além disto, a rigidez na tração pode está superestimada devido à presença da flexão.

CAPÍTULO 4

Determinação das Propriedades Elásticas da Alvenaria via Ensaios Dinâmicos

Um dos objetivos propostos para este trabalho foi avaliar as propriedades elásticas da alvenaria via métodos não destrutivos, fixando procedimentos, indicando vantagens e desvantagens. A técnica adotada foi a de ressonância acústica, descrita no capítulo anterior, aqui aplicada em blocos e prismas de alvenaria.

Este capítulo foi dividido em duas seções, a primeira foi dedicada à determinação do módulo de elasticidade dinâmico das unidades, meio bloco, bloco e bloco de amarração. Já a segunda envolve a caracterização das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa, rigidez normal, rigidez ao cisalhamento, em ambas as juntas, verticais e horizontais.

4.1. Determinação do módulo de elasticidade dinâmico de unidades de alvenaria

Por ser simples e eficiente o método de ressonância acústica é visto como uma excelente alternativa para avaliar o módulo de elasticidade dinâmico de vários materiais. Entretanto, estruturas complexas apresentam vários modos de vibração, dificultando a identificação de modos mais representativos. Este é o caso dos blocos estudados, que possuem furos e paredes com espessuras variáveis.

Inicialmente adotou-se a hipótese de que o comportamento da unidade poderia ser aproximado por um sistema massa-mola de fácil equacionamento, como se pode ver na Figura 4.1.

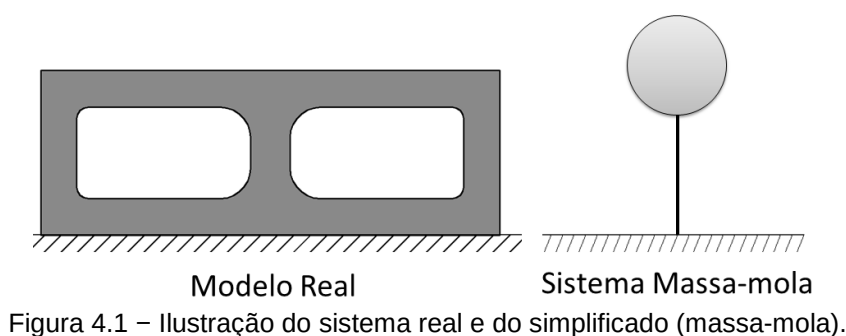


Figura 4.1 – Ilustração do sistema real e do simplificado (massa-mola).

O sistema simplificado é representado por uma haste, de massa “m”, engastada na base e com o topo ligado a outro corpo de massa “M”. Essas duas massas compõem a massa equivalente do sistema simplificado Figura 4.2.

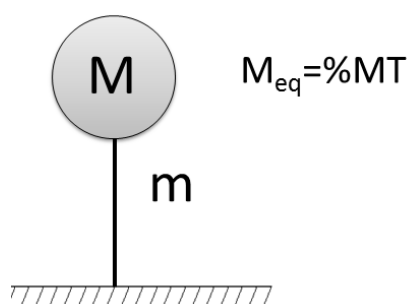


Figura 4.2 – Ilustração do sistema real e do simplificado (massa-mola).

A Equação 4.1 representa esse problema, em que a frequência de vibração do sistema massa-mola é relacionada com as massas M e m e a rigidez do problema “K”, sendo que “A1” e “A2” são constantes.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{A1.M + A2.m}} \quad (4.1)$$

O fator chave do problema em questão está em relacionar os termos da Equação 4.1 com as características do bloco. Considerando que m e M são percentagens da massa total do bloco “MT” a Equação 4.1 pode ser reescrita conforme a Equação 4.2. Neste caso $A3$ e $A4$ são constantes que juntas com $A1$ e $A2$ formam a constante A , que depende da geometria do bloco.

$$M = A3.MT \text{ e } m = A4.MT \rightarrow f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{A1.A3.MT + A2.A4.MT}} \rightarrow f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{A.MT}} \quad (4.2)$$

A rigidez do bloco “K” é uma função do módulo de elasticidade “ E_b ” e do coeficiente de Poisson “ ν_b ”, porém, a geometria complexa do bloco dificulta a definição de uma função analítica para este problema.

O bloco estudado foi modelado pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando o *software* comercial DIANA® v.9.4.4, permitindo identificar como a rigidez K é influenciada pelo módulo de E_b . A discretização foi realizada com elementos sólidos do tipo HX24L, que considera 8 nós e aproximação linear, conforme a Figura 4.3 “a” e “b”. É importante ressaltar que a geometria do bloco foi representada de forma fiel, levando-se em consideração a variação na espessura das paredes e a curvatura nos cantos dos furos. A base do bloco foi restringida em relação ao deslocamento no eixo z , reproduzindo a situação em que o bloco está apoiado no solo.

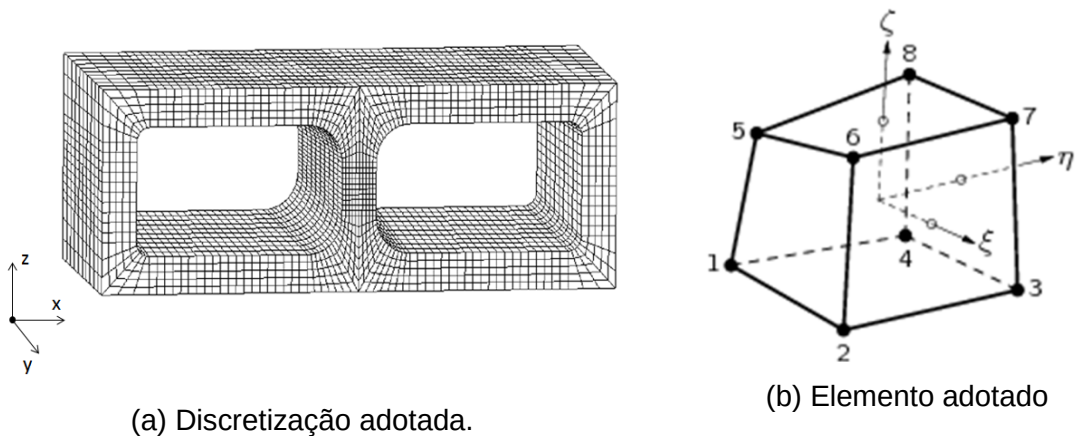


Figura 4.3 – a) Discretização adotada. b) Elemento adotado.

A análise modal do bloco resultou em diferentes modos de vibração, conforme se apresenta na Figura 4.4.

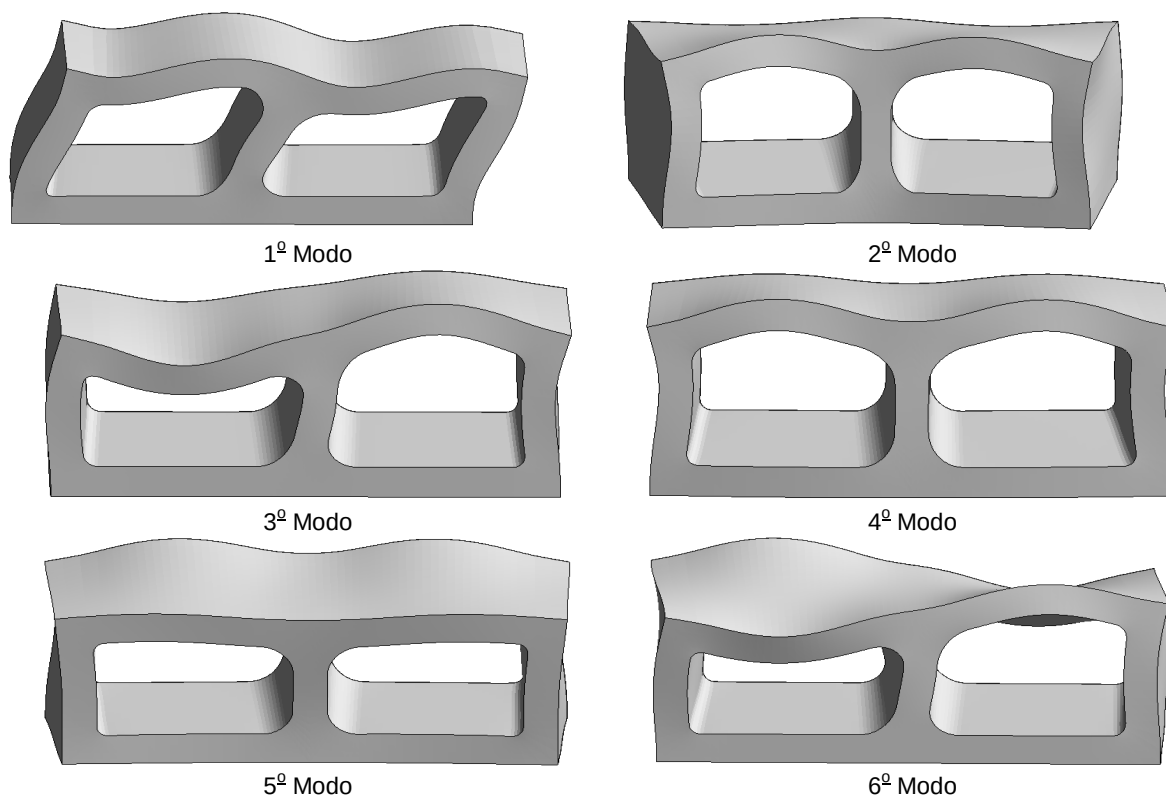


Figura 4.4 – Alguns dos modos de vibração observados.

Dentre os modos apresentados, o que mais se aproximou do comportamento do sistema massa-mola foi o 1º (Figura 4.5).

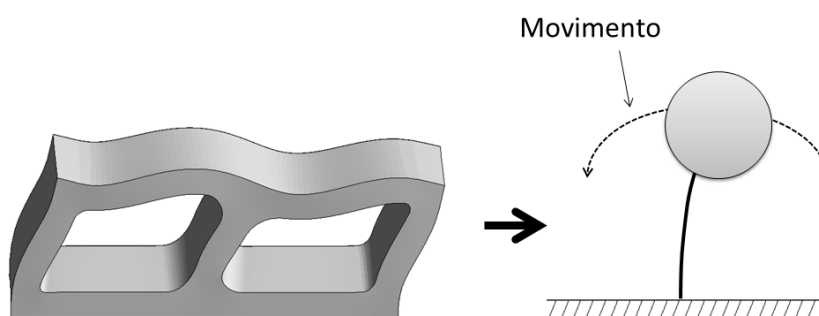


Figura 4.5 – Modo de vibração que representa o movimento do modelo simplificado.

Considerando um coeficiente de Poisson de 0,2 e a geometria constante, a frequência de vibração do bloco " f_b " pode ser representada por uma função tridimensional, onde as variáveis são o módulo de elasticidade dinâmico " E_b " e a massa total do bloco " MT ". A superfície que representa o comportamento do bloco

pode ser reproduzida numericamente por meio de um estudo paramétrico, que envolve a variação de MT e E_b .

A Figura 4.6 apresenta os resultados do estudo realizado, que representam as curvas do primeiro modo de vibração, como função do módulo de elasticidade, para diferentes MT.

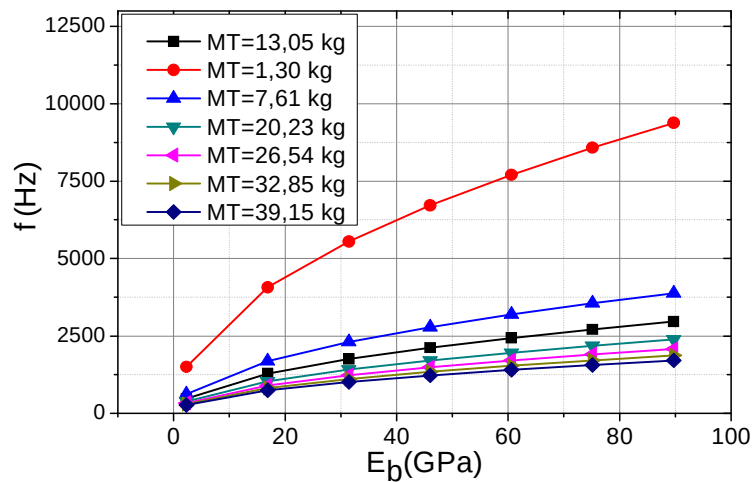


Figura 4.6 – Gráfico da Frequência em função do módulo de elasticidade do bloco.

Considerando-se que a Equação 4.2 possa reproduzir este comportamento, sabemos que, elevando os termos desta Equação ao quadrado e multiplicando tudo por MT, a seguinte expressão pode ser encontrada:

$$f^2 = \left(\frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{A \cdot MT}} \right)^2 \rightarrow f^2 \cdot MT = \frac{1}{4\pi^2} \cdot \frac{K}{A} \quad (4.3)$$

Esta nova Equação permite avaliar a influência do módulo de elasticidade sobre a rigidez do bloco (K). A Figura 4.7 apresenta o comportamento da Equação 4.3 em função de diferentes MT. Percebe-se que as curvas estão sobrepostas e apresentam um comportamento linear, indicando que K pode ser representada por uma função do tipo $K(E_b) = B1 \cdot E_b$, onde B1 é uma constante geométrica.

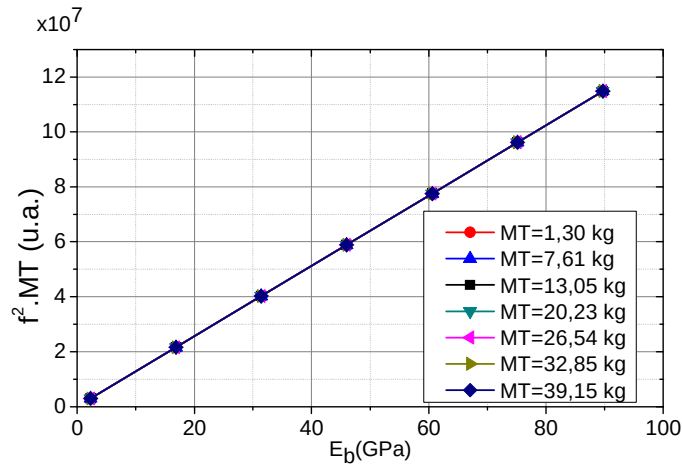


Figura 4.7 – Gráfico da Frequência em função do módulo de elasticidade do bloco.

Por fim, a Equação 4.3 pode ser reescrita na forma da Equação 4.4, em que B é uma nova constante resultante da composição de B1 e A.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{A \cdot MT}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{B1 \cdot E_b}{A \cdot MT}} \rightarrow f = \frac{B}{2\pi} \sqrt{\frac{E_b}{MT}} \quad (4.4)$$

A Figura 4.8 apresenta os resultados da Figura 4.6 organizados na forma de curvas de nível que representam $f(E_b, MT)$. Por meio de uma regressão não linear foi possível encontrar o valor da constante B, que foi de 7109,21, com fator R^2 igual a 1. Este fato indica que a Equação 4.4 se ajusta perfeitamente e pode descrever o comportamento do primeiro modo de vibração.

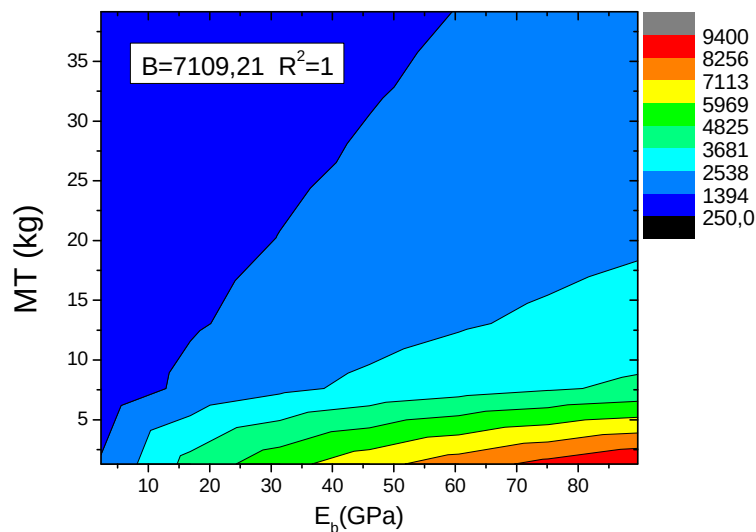
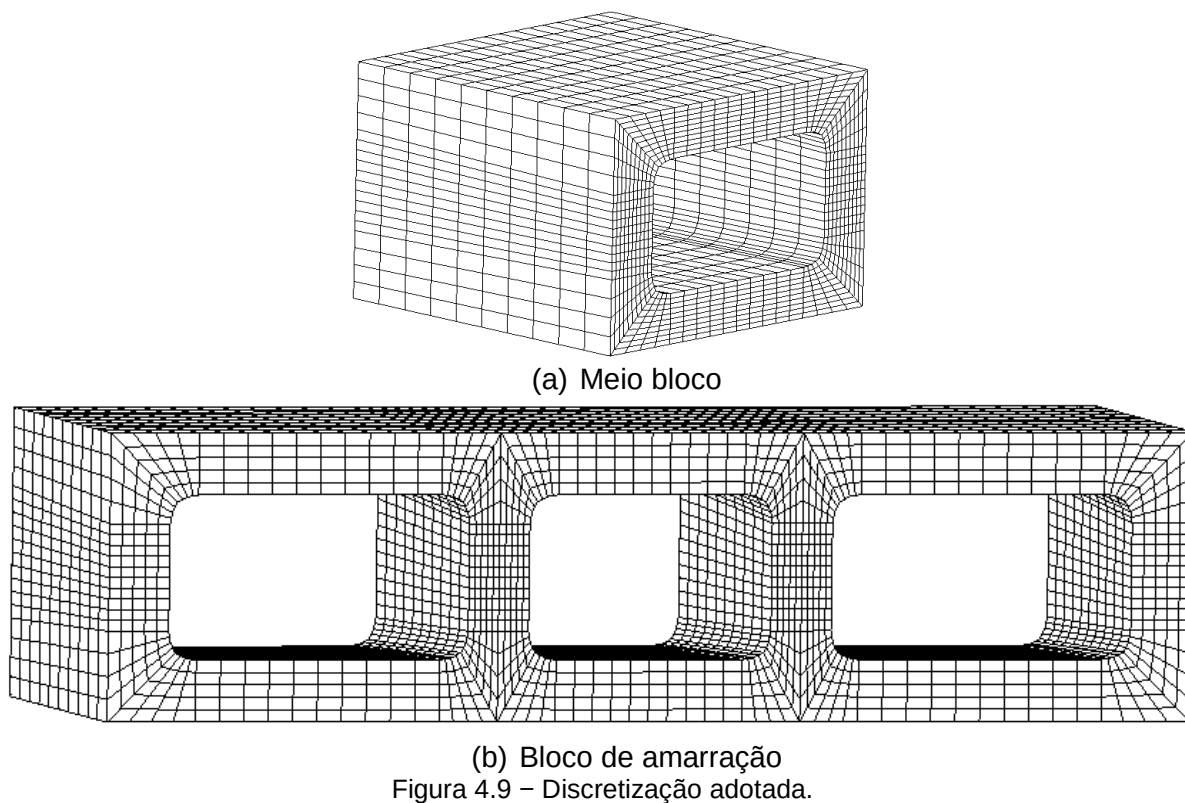


Figura 4.8 – Curvas de nível que representam a frequência.

O mesmo procedimento foi aplicado ao meio bloco e ao bloco de amarração. A discretização adotada para os dois modelos pode ser observada na Figura 4.9.



Os quatro primeiros modos de vibração do meio bloco podem ser observados na Figura 4.10, sendo que o primeiro foi considerado como mais representativo.



Figura 4.10 – Modos de vibração o meio bloco.

Para o bloco de amarração, o modo mais representativo foi o segundo, conforme indicado na Figura 4.11.

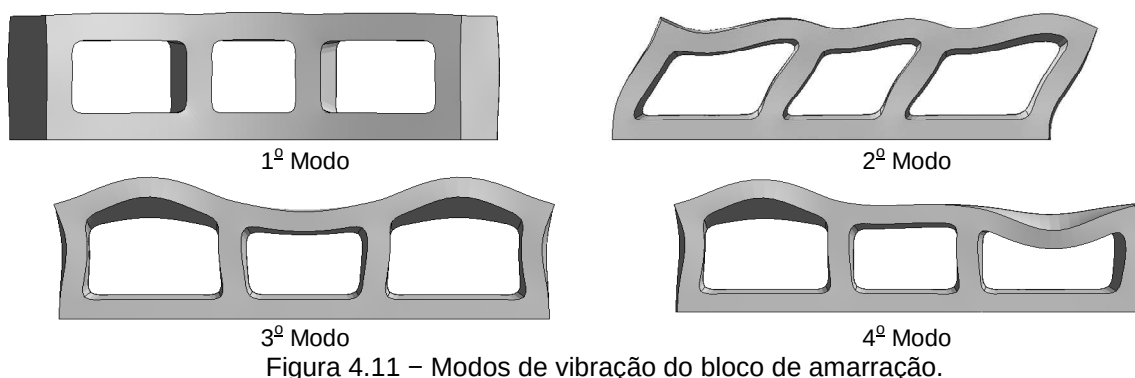


Figura 4.11 – Modos de vibração do bloco de amarração.

O mesmo estudo paramétrico foi realizado para os dois tipos de blocos analisados, resultando nos gráficos da Figura 4.12. Novamente a Equação 4.4 se ajustou às curvas obtidas, entretanto para o meio bloco a constante B foi 4790,96 e para o bloco de amarração foi 7177,63.

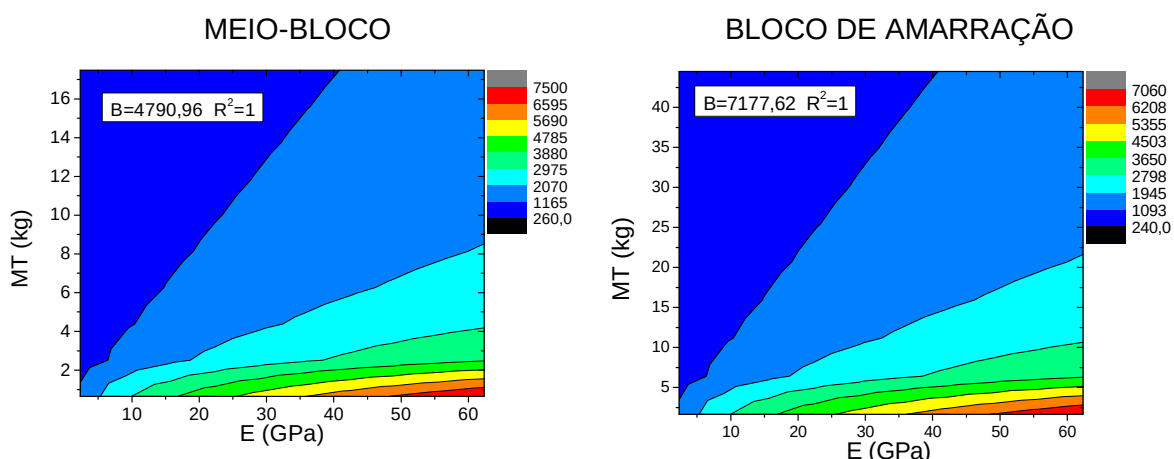


Figura 4.12 – Curvas de nível que representam a frequência.

A principal vantagem do modo de vibração selecionado é que ele pode ser reproduzido experimentalmente, por meio do ensaio de ressonância acústica, com um procedimento simplificado. Para induzir os modos de vibração selecionados, os blocos foram ensaiados com uma das bases apoiada, impedindo o deslocamento vertical. O modo de vibração foi produzido pela aplicação de um impacto na parte superior, que não está restringida. O sinal emitido na face oposta é captado por um microfone, como se pode observar na Figura 4.13.

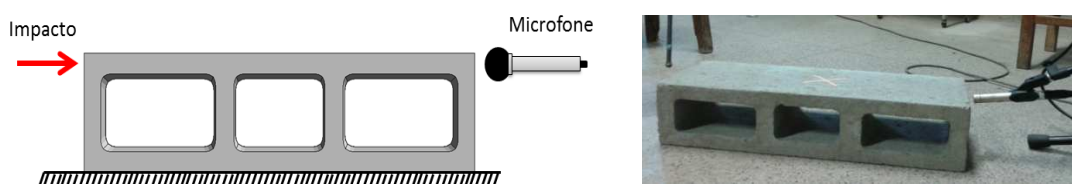


Figura 4.13 – Ensaio de ressonância acústica.

Para cada bloco estudado, cinco medidas foram tiradas, permitindo avaliar qual frequência mais se identifica com o modo selecionado na análise numérica. Os espectros de frequências obtidos estão na Figura 4.14, sendo que, dentre os modos capturados o que mais se identificou com o esperado foi o de 1500 Hz, que está dentro do intervalo coerente. É importante ressaltar que em todos os blocos a frequência de 1500 Hz se repetiu e foi a selecionada.

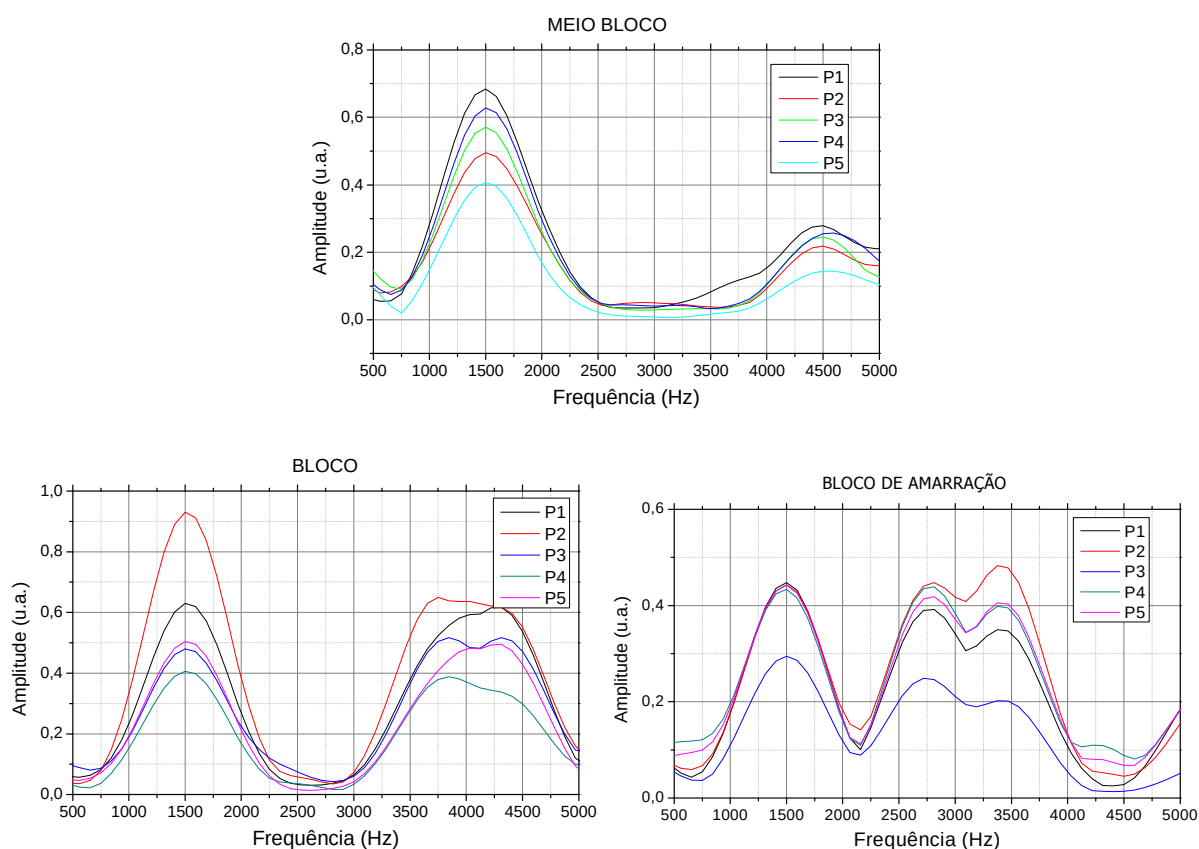


Figura 4.14 – Espectro de frequências para os três tipos de blocos.

Conhecendo a frequência que está associada ao modo de vibração estudado e a massa total do bloco, o módulo de elasticidade dinâmico pode ser calculado pela Equação 4.4. Os resultados obtidos para os três tipos de blocos estão na Tabela 4.1. Neste momento, cabe determinar se esses valores são válidos.

Tabela 4.1 – Resultados a partir do ensaio de ressonância acústica.

	Constante B	Frequência (Hz)	M(kg)	E(GPa)
MEIO BLOCO	4790,96	1500,00	6,67	25,80
BLOCO	7109,21	1500,00	12,71	22,33

BLOCO DE TRÊS FUROS	7177,62	1500,00	17,00	29,31
----------------------------	---------	---------	-------	-------

Comparando os valores apresentados na Tabela 4.2, é possível perceber que os resultados do ensaio dinâmico foram superiores aos estáticos. Tal comportamento é previsto pela literatura técnica, que estima um módulo de elasticidade dinâmico até 40% maior do que o estático (para concretos de baixa resistência). Tal característica está ligada à natureza do módulo dinâmico, que está relacionada a uma deformação instantânea e muito pequena, sem influência da deterioração do material (MEHTA & MONTEIRO, 2006).

Tabela 4.2 – Comparação entre o módulo de elasticidade dinâmico (obtido pelo modelo numérico) e o estático.

	E Dinâmico (GPa)	E Estático na área líquida (GPa)	Diferença relativa (%)
MEIO BLOCO	25,80	22,54	14,46
BLOCO	22,33	18,01	23,97
BLOCO DE TRÊS FUROS	29,31	-	-

O módulo dinâmico de cada uma das unidades também foi determinado a partir do teste de ultrassom. Neste caso, a medida é obtida a partir da velocidade de propagação da onda no meio. O ensaio consiste em posicionar um emissor de ondas em uma das faces do bloco e um receptor na face oposta, como ilustrado na Figura 4.15. A velocidade da onda é determinada pelo tempo entre a emissão e a recepção do sinal.



Figura 4.15 – Ensaio de ultrassom em um meio bloco.

O módulo de elasticidade foi avaliado em três pontos diferentes (Figura 4.15), sendo que em cada um destes trinta medidas foram realizadas. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 4.3, onde é possível observar que diferentes valores foram obtidos nos três pontos, indicando a anisotropia do bloco. Os resultados obtidos pelo ultrassom foram superiores aos obtidos pela metodologia proposta, sendo este comportamento justificado a partir das diferenças entre as duas medidas. Que são:

- O ensaio do pulso ultrassom fornece um resultado pontual, de uma região específica, sem levar em consideração o comportamento do bloco como um todo. Diferentemente do ensaio de ressonância acústica, que considera a vibração do bloco como um todo.
- O bloco é poroso e anisotrópico, característica que não foi reproduzida computacionalmente. Desta forma o módulo de elasticidade obtido pelo ensaio de ressonância acústica pode ser o mais representativo para o modo de vibração estudado, no entanto, outro modo pode demandar outro módulo de elasticidade.
- As condições de contorno do modelo numérico utilizado é uma aproximação do ensaio real. Na prática, o deslocamento na base não é completamente livre, existindo influência do atrito entre o bloco e a superfície de apoio. A própria restrição em z não é perfeita, já que o bloco está simplesmente apoiado.

Tabela 4.3 – Resultados do ensaio de ultrassom.

	MEIO BLOCO			BLOCO			BLOCO DE AMARRAÇÃO		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Média	26,87	30,41	27,01	25,92	28,72	27,67	32,41	32,88	33,36
Desvio Padrão	0,43	1,64	0,30	0,35	0,28	0,32	1,02	0,30	0,88
C. V. (%)	1,60	5,38	1,12	1,34	0,99	1,16	3,16	0,91	2,63

Os resultados fornecidos pelo modelo numérico estão relativamente afastados dos resultados do ultrassom, no entanto esta diferença pode ser justificada pelos fatores supracitados. Estes resultados estão dentro de uma faixa de valores coerentes e previstos pela literatura, além disso, acompanham o comportamento do ensaio estático. Deste modo, este procedimento pode ser considerado uma alternativa viável para a caracterização de blocos de alvenaria estrutural.

4.2. Caracterização da interface bloco-argamassa por métodos não destrutivos

Após a caracterização das propriedades das unidades, a segunda fase deste trabalho foi destinada à caracterização das propriedades elásticas da interface

bloco-argamassa. Novamente o ensaio de ressonância acústica foi utilizado, mas agora em prismas de dois meios blocos, como ilustrado na Figura 4.16.

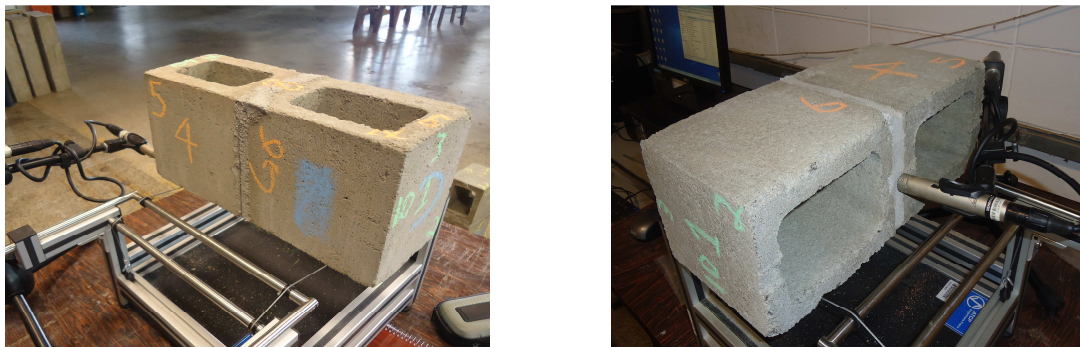


Figura 4.16 – Ensaio de ressonância acústica em prismas de alvenaria.

Na configuração adotada os prismas foram suspensos por dois fios de aço, reproduzindo o comportamento de corpo livre. O ensaio consistiu em impactar a superfície destes prismas em pontos estratégicos, ativando diferentes modos de vibração.

Dois tipos de prismas foram estudados, representando os dois tipos de juntas de assentamento, vertical e horizontal. Para facilitar a compreensão, os resultados serão apresentados em duas subseções.

4.2.1. Avaliação na junta vertical

Como pode ser visto na Figura 4.17, nove pontos de aplicação do impacto foram selecionados. A escolha desses pontos foi guiada por locais estratégicos que podem induzir modos de vibração com fácil identificação, como os de flexão e de torção.

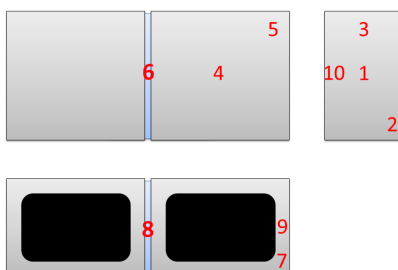


Figura 4.17 – Pontos de impacto para os prismas da junta vertical.

Os pontos para localização do microfone foram escolhidos nas faces opostas, em posições simétricas, na maioria dos casos, ou antissimétricas para os pontos que provocam torção.

Cada prisma foi analisado em duas posições diferentes. Na primeira os furos dos blocos estão paralelos aos apoios, já na segunda estão perpendiculares aos apoios (Figura 4.18).

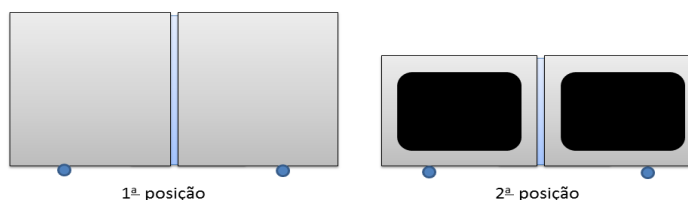


Figura 4.18 – Pontos de impacto para os prismas da junta vertical.

Os pontos de aquisição (posição do microfone) e de impacto foram combinados de forma a maximizar o número de modos de vibração identificados, como pode ser observado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Combinação dos pontos de aquisição e de impacto.

Posição	Posição do microfone	Pontos de impacto					
1	P1	1	2	3	10	-	-
	P2	1	2	3	10	-	-
	P3	1	2	3	10	-	-
	P4	4	5	6	-	-	-
	P5	4	5	6	-	-	-
	P6	6	7	8	9	-	-
2	P1	1	2	3	10	-	-
	P2	1	2	3	10	-	-
	P3	1	2	3	10	-	-
	P7	5	7	8	9	-	-
	P8	4	5	6	7	8	9
	P9	7	8	9	-	-	-

Os espectros de frequências obtidos para o primeiro prisma podem ser visualizados na Figura 4.19. Percebe-se claramente um elevado número de frequências.

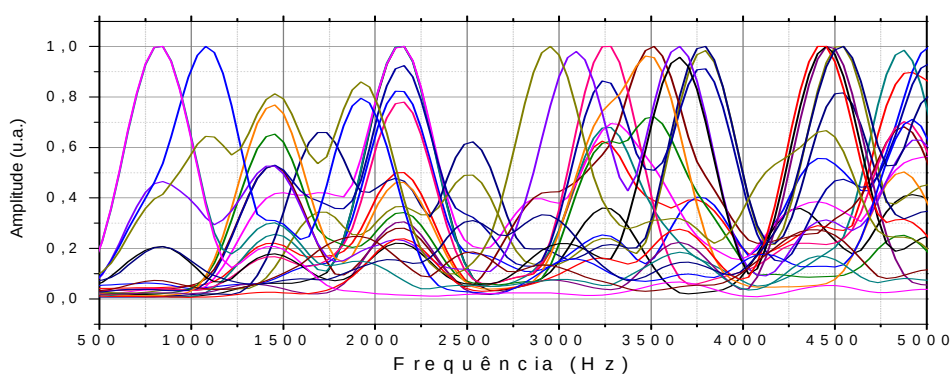


Figura 4.19 – Espectros de frequências do primeiro corpo de prova.

Os resultados foram submetidos a uma análise criteriosa, que permitiu eliminar frequências repetidas e mesclar as frequências obtidas nas duas configurações estudadas. É importante ressaltar que das dez amostras analisadas, três apresentaram resultados fora do padrão observado e foram descartadas, porque indicaram possíveis falhas na interface bloco-argamassa. Os resultados obtidos estão organizados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Frequências identificadas.

CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7
824,2748	847,6917	838,325	871,1086	854,7168	858,6196	867,9864
1088,886	1105,278	1091,227	1124,011	1105,278	1091,227	1095,911
1443,652	1451,848	1458,873	1470,581	1475,265	1458,873	1472,923
1709,434	1716,459	1770,318	1812,468	1700,067	1753,145	1760,951
1924,869	1957,653	1967,019	2027,903	1989,266	1990,436	2023,22
2100,496	2046,637	2023,22	2060,687	2013,853	2130,938	2056,004
2137,963	2084,104	2093,471	2139,368	2101,901	2144,988	2147,33
2519,658	2543,075	2613,326	2636,743	2636,74	2580,542	2641,42
2950,529	2847,495	2866,228	2920,087	2906,037	2896,67	2938,04
3091,031	3189,382	3067,614	3156,598	3189,382	3076,98	3119,131
3250,266	3292,416	3180,015	3170,648	3212,798	3203,432	3353,3
3285,391	3311,149	3306,466	3350,958	3334,566	3517,218	3561,71
3484,435	3487,557	3339,25	3390,767	3479,751	3573,419	3606,202
3507,851	3503,168	3517,218	3545,318	3537,513	3718,604	3772,462
3650,694	3646,011	3681,136	3615,569	3709,237	3798,221	3901,255
3779,487	3891,889	3877,838	3751,387	3957,456	4149,474	3924,672
4271,242	4172,891	4191,625	3919,989	3976,189	4355,543	4271,242
4432,038	4215,042	4294,659	4252,509	4233,775	4444,527	4332,126
4458,577	4318,076	4421,11	4313,393	4378,96	4481,994	4360,227
4524,145	4449,211	4481,994	4364,91	4463,261	4505,411	4463,261
824,2748	847,6917	838,325	871,1086	854,7168	858,6196	867,9864

A Figura 4.20 apresenta os resultados organizados na forma de gráfico, onde é possível constatar a baixa dispersão entre os prismas.

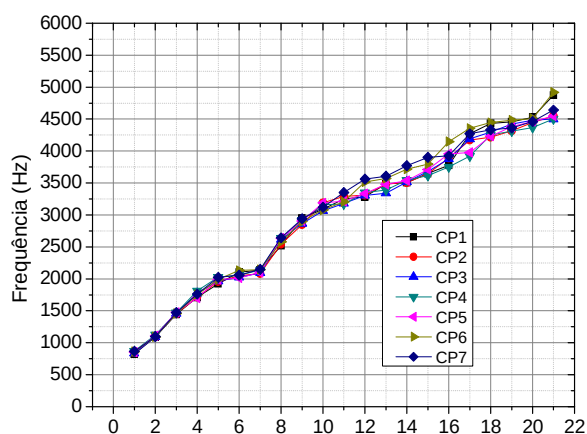
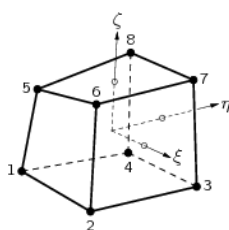
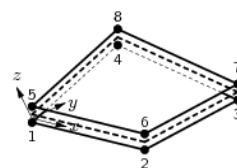


Figura 4.20 – Frequências selecionadas.

Para reproduzir o comportamento observado nos ensaios experimentais e identificar as propriedades elásticas da interface bloco-argamassa os prismas foram modelados em elementos finitos. Os meios blocos foram discretizados em elementos sólidos do tipo HX24L e a interface por elementos do tipo Q24IF (Figura 4.21).



HX24L



Q24IF

Figura 4.21 – Elementos usados na discretização do prisma.

A discretização utilizada pode ser vista na Figura 4.22.

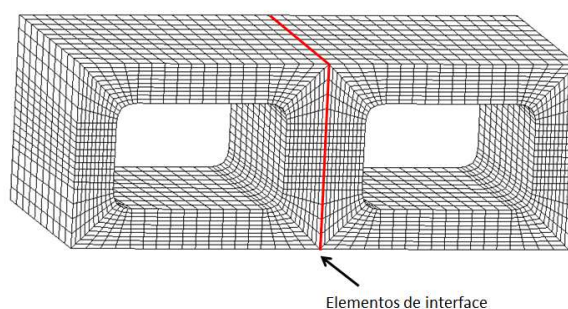


Figura 4.22 – Discretização adotada para o prisma.

Cada modo de vibração pode ser descrito como uma função das propriedades do meio bloco e da interface bloco argamassa. Se as propriedades do meio bloco já são conhecidas, então as variáveis do problema são a rigidez normal da interface " K_n ", a tangencial " K_s " e a massa da junta. Com a massa total do prisma e a massa da

unidade é possível identificar a massa presente na junta, entretanto a proposta para esse estudo veio após a confecção dos prismas, impossibilitando a medida individual da massa na unidade. A análise de amostras remanescentes dos ensaios indicou uma massa de 6,667 Kg. É importante ressaltar que a ausência desse parâmetro introduziu incertezas aos resultados. As massas de cada um dos prismas estão na Tabela 4.6, onde a variabilidade dos valores está associada às incertezas na espessura da junta e na massa da unidade.

Tabela 4.6 – Relação de massas nos prismas.

CP	Massa total (Kg)	Massa atribuída à junta (Kg)
CP1	13.997	0.663
CP2	13.958	0.624
CP3	13.993	0.659
CP4	14.198	0.864
CP5	13.705	0.371
CP6	13.968	0.634
CP7	13.771	0.437

Para cada amostra analisada um estudo paramétrico foi realizado, onde modos de vibração específicos foram considerados como função de K_n e K_s , permitindo construir superfícies de nível representativas da frequência estudada (Figura 4.23). Tal estudo orientou a escolha do K_n e do K_s adequados para representar o comportamento do prisma estudado.

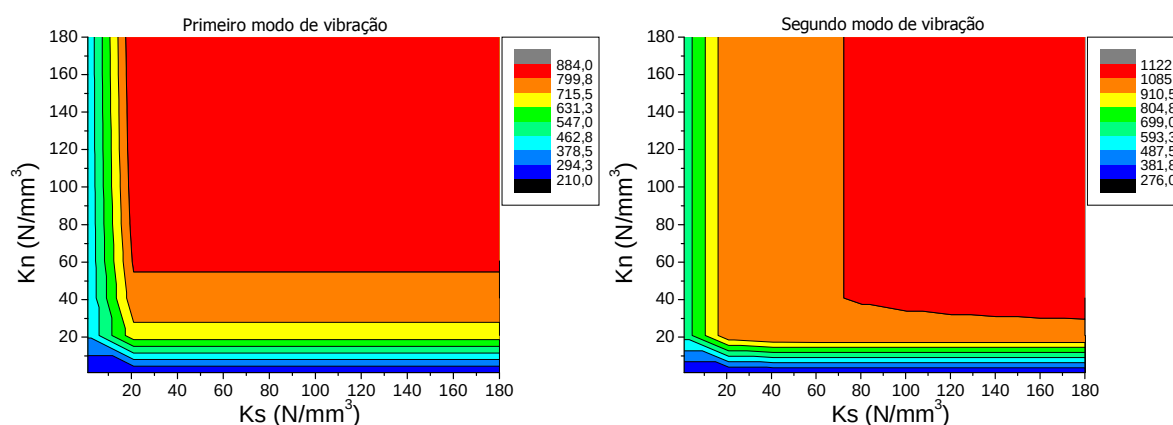


Figura 4.23 – Estudo paramétrico no primeiro e segundo modo de vibração para o primeiro corpo de prova.

Os resultados obtidos indicaram que K_n igual a 112 N/mm³ e K_s igual 66 N/mm³ representam uma solução adequada, onde o comportamento numérico se

aproximou significativamente do experimental, como se encontram ilustrados nas Figuras 4.24, 4.25, 4.26 e 4.27.

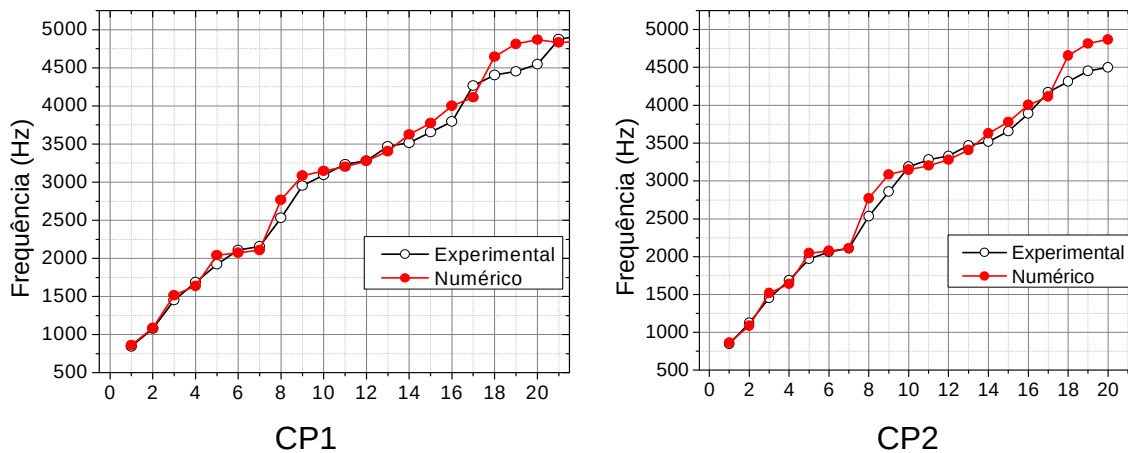


Figura 4.24 – Resultados para os prismas 1 e 2.

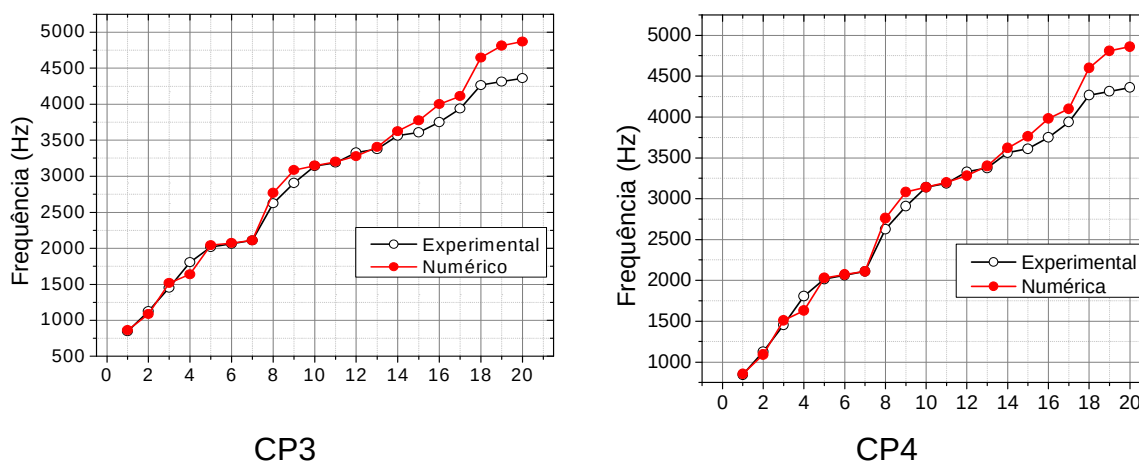


Figura 4.25 – Resultados para os prismas 3 e 4.

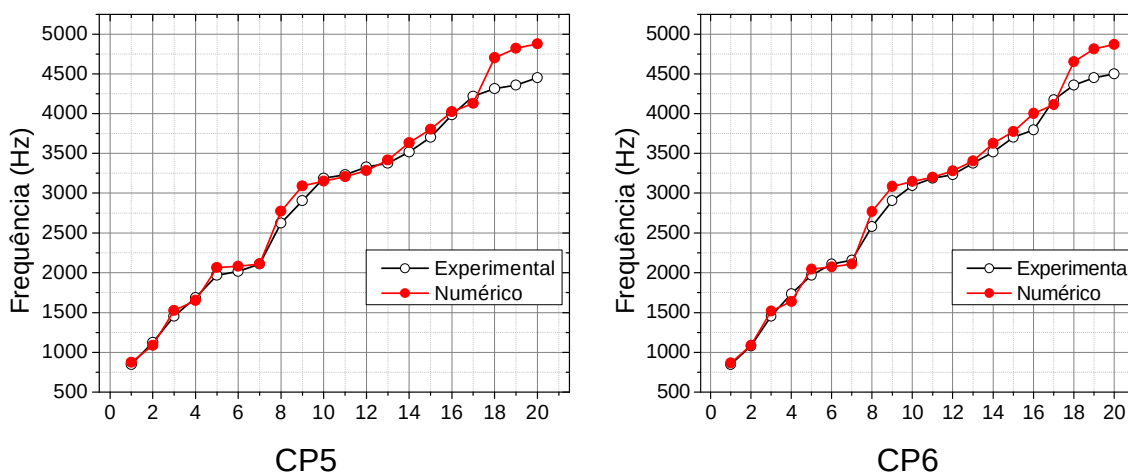


Figura 4.26 – Resultados para os prismas 5 e 6.

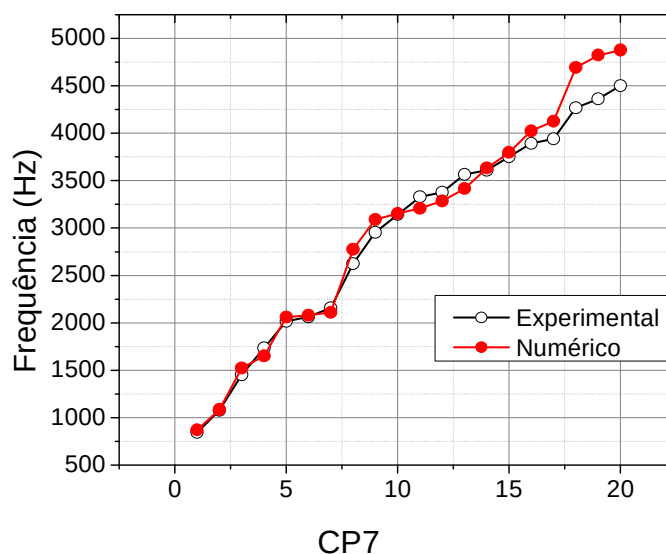


Figura 4.27 – Resultados para os prismas 7.

Dois tipos de medidas foram utilizados para avaliar o quão próximo os resultados numéricos estão dos experimentais. A primeira foi em relação à diferença relativa média e a segunda foi o coeficiente de determinação “ R^2 ”, que é um medidor da qualidade do ajuste. Para avaliar o R^2 , os resultados experimentais foram considerados como as curvas exatas e os numéricos como as curvas que deveriam se ajustar. Conforme Tabela 4.7 tem-se que a diferença relativa média variou entre 3 a 3,8 %, enquanto que o coeficiente de determinação variou de 0,98 a 0,99, indicando um ótimo ajuste. A diferença relativa pode ser justificada pela heterogeneidade da junta, tornando muito difícil encontrar uma solução que represente perfeitamente todos os modos.

Tabela 4.7 – Avaliação da qualidade dos resultados numéricos.

Medidor de qualidade	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7
Erro médio (%)	3,228	3,548	4,257	4,020	3,671	3,603	3,786
R^2	0,990	0,989	0,987	0,989	0,986	0,984	0,984

Os quatro primeiros modos de vibração obtidos na simulação se encontram na Figura 4.28.

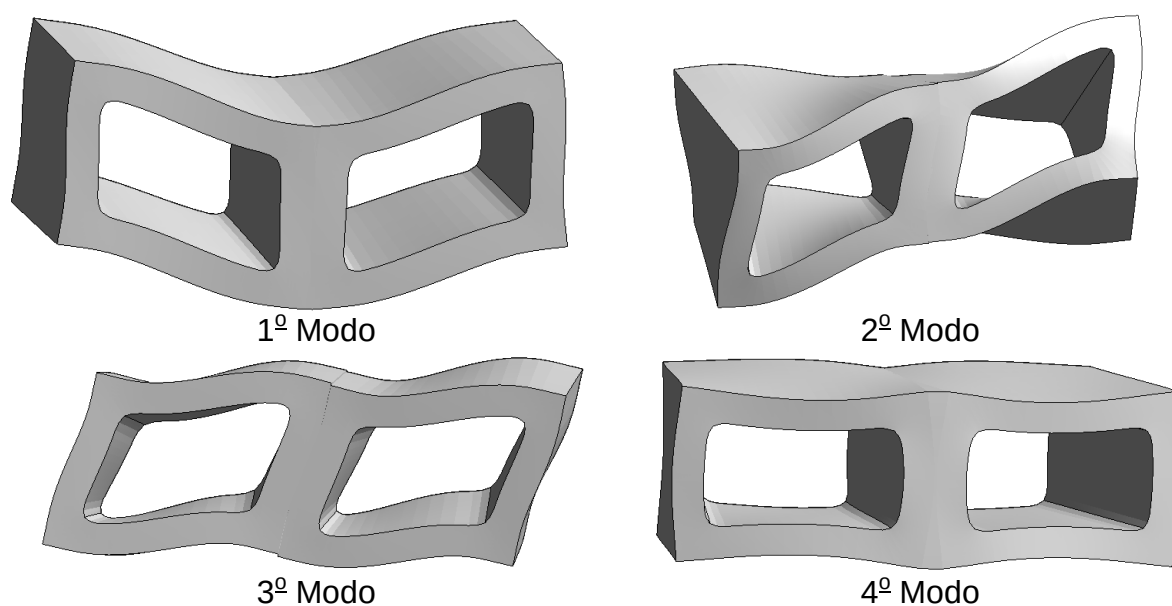


Figura 4.28 – Modos de vibração iniciais.

Apesar dos resultados numéricos estarem próximos dos experimentais, resta saber se eles representam o comportamento dos prismas. A análise da Figura 4.28 indica claramente que o primeiro modo é de flexão e o segundo modo é de torção. Se a modelagem numérica for representativa, então o primeiro modo e o segundo obtidos experimentalmente devem indicar flexão e torção respectivamente.

No ensaio experimental o modo de vibração que representa a flexão do bloco pode ser produzido pelo impacto no ponto 6 (ver Figura 4.17). A Figura 4.30 apresenta os espectros de frequências associados ao ponto 6, onde as legendas dos gráficos indicam “ponto do impacto - ponto de aquisição”. O gráfico 6-6 representa o impacto no ponto 6 e a aquisição no ponto simétrico, sendo o maior candidato para identificar o modo de flexão. Os resultados indicaram que realmente o primeiro modo de vibração ocorreu para configuração 6-6, representando a flexão, assim como acontece no modelo numérico.

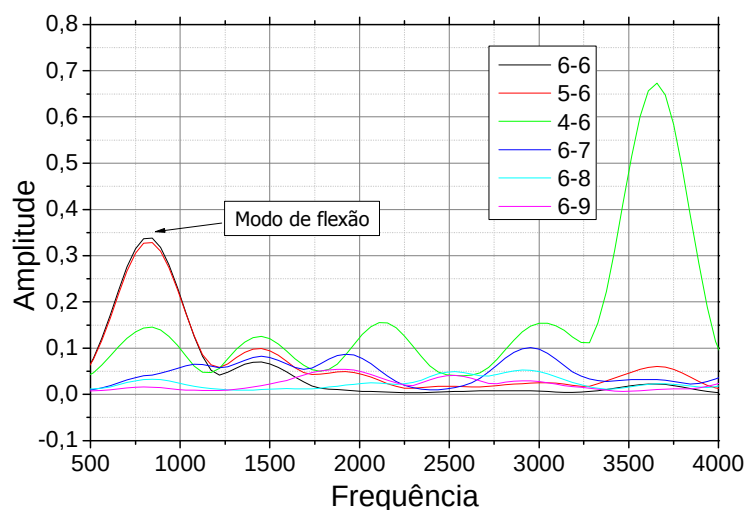


Figura 4.29 – Espectro de frequências relacionados ao ponto 6.

Com já comentado, o segundo modo está relacionado à torção, indicando que os resultados experimentais devem reproduzir este modo na configuração 5-5, cujo impacto provoca a torção. O segundo modo obtido experimentalmente realmente está relacionado à configuração 5-5 confirmando o comportamento do modelo numérico, como pode ser visto na Figura 4.30.

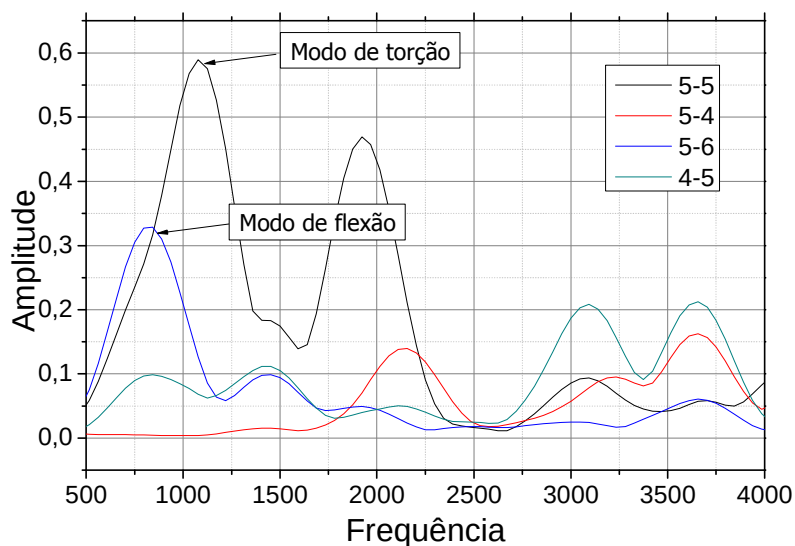


Figura 4.30 – Espectro de frequências relacionados ao ponto 5.

4.2.2.Avaliação na junta horizontal

Dez prismas de dois meios blocos foram confeccionados, permitindo avaliar as propriedades da interface na junta horizontal. Os prismas foram assentados de

forma a representar a junta horizontal e os pontos de impacto foram selecionados conforme a Figura 4.31.

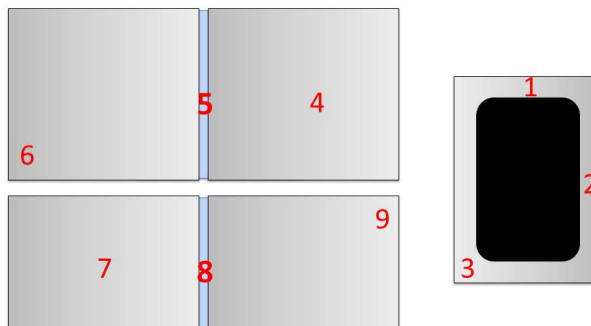


Figura 4.31 – Ensaio de ultrassom em um meio bloco.

As configurações dos pontos de impacto e de aquisição podem ser observadas na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Pontos de impacto e pontos de aquisição.

Posição	Posição do microfone	Pontos de impacto					
1	P1	1	2	3	-	-	-
	P2	1	2	3	-	-	-
	P3	1	2	3	-	-	-
	P4	4	5	6	7	8	9
	P5	4	5	6	7	8	9
	P6	4	5	6	-	-	-
2	P1	1	2	3	-	-	-
	P2	1	2	3	-	-	-
	P3	1	2	3	-	-	-
	P7	7	8	9	-	-	-
	P8	4	5	6	7	8	9
	P9	4	5	6	7	8	9

Os resultados obtidos para o primeiro corpo de prova podem ser observados na Figura 4.32. Percebe-se claramente um elevado número de frequências.

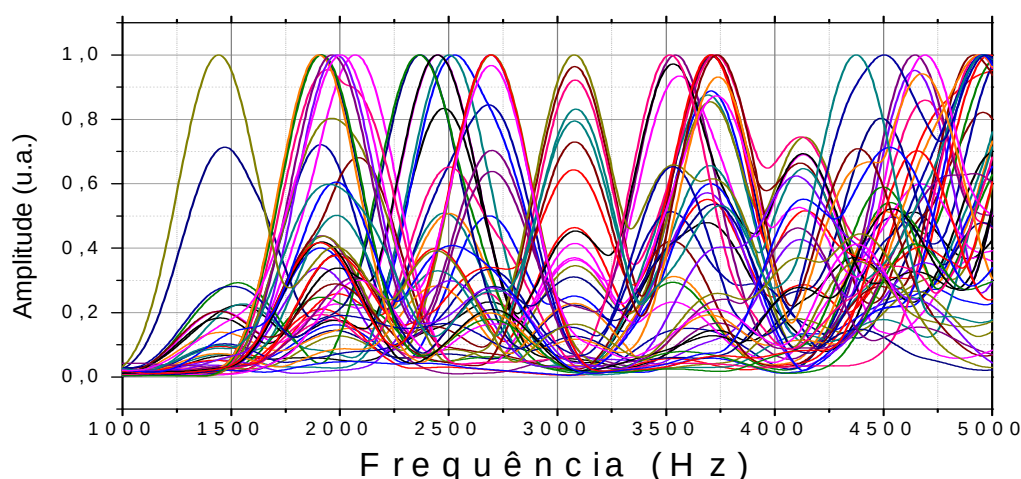


Figura 4.32 – Espectros de frequências do primeiro prisma.

Na Tabela 4.9, encontra-se a lista de frequências iniciais (as primeiras vinte e uma) identificadas em cada um dos prismas. É importante ressaltar que das dez amostras analisadas, duas apresentaram um comportamento fora do padrão e foram descartadas. A configuração de impacto e aquisição adequada para obter o primeiro modo de vibração não foi realizada para o prisma 3 como se vê na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Frequências identificadas nos prismas

CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8
1442,48	1456,531	-	1348,813	1442,481	1419,064	1386,28	1456,531
1470,58	1564,249	1522,098	1512,732	1550,199	1500	1465,898	1550,199
1910,82	1924,869	1880,377	1948,286	1915,502	1873,352	1859,302	1959,214
1962,34	1943,603	1981,07	1971,703	1976,386	1915,502	1901,452	1982,631
2004,49	1999,803	1995,12	2079,421	2048,198	1967,019	2027,903	2074,737
2070,05	2128,596	2231,63	2308,906	2120,01	2032,587	2346,373	2126,254
2365,11	2355,74	2285,489	2379,157	2313,59	2280,806	2379,157	2351,057
2449,41	2475,166	2340,129	2416,624	2435,357	2430,674	2428,332	2442,383
2500,92	2529,025	2661,331	2425,991	2519,658	2635,182	2585,226	2497,803
2683,58	2744,461	2692,943	2646,11	2697,627	2650,793	2627,376	2744,461
3081,66	3091,031	2929,454	2997,363	3025,463	2950,529	2943,504	3086,347
3517	3578,102	3339,25	3456,334	3503,168	3443,455	3381,4	3531,268
3564,05	3615,569	3442,284	3535,952	3657,72	3498,485	3428,234	3559,369
3695,19	3681,136	3512,535	3638,986	3648,353	3545,318	3514,876	3582,785
3713,92	3723,287	3624,936	3662,403	3657,72	3629,619	3624,936	3643,669
3723,29	3809,929	3938,722	4004,29	3753,729	3924,672	3938,722	3798,221
4130,74	4140,108	4233,775	4032,39	4116,691	4004,29	3980,873	4097,957
4491,36	4186,941	4308,709	4411,744	4383,643	4308,709	4332,126	4137,766
4514,78	4224,409	4444,527	4664,646	4496,045	4467,944	4360,227	4458,577
1442,48	1456,531	-	1348,813	1442,481	1419,064	1386,28	1456,531
1470,58	1564,249	1522,098	1512,732	1550,199	1500	1465,898	1550,199

Na Figura 4.33, encontra-se os resultados organizados em gráficos de frequências.

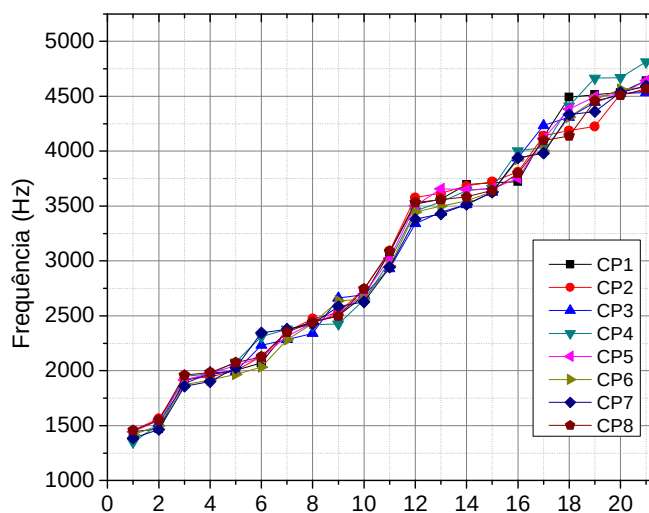


Figura 4.33 – Frequências selecionadas.

O prisma foi modelado numericamente com as mesmas características apresentadas na seção anterior, como pode ser observado na Figura 4.34.

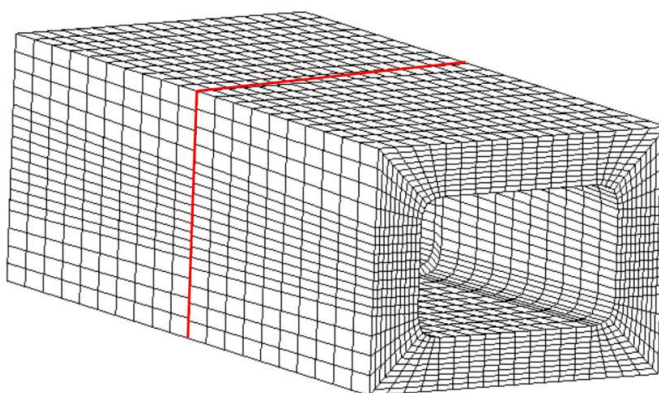


Figura 4.34 – Discretização adotada para o prisma.

As massas totais de cada um dos prismas encontram-se na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Relação de maçãs nos prismas.

CP	Massa total (Kg)	Massa atribuída à junta (Kg)
1	13.75	0.416
2	13.853	0.519
3	13.744	0.41
4	13.87	0.536
5	13.69	0.356
6	13.785	0.451
7	13.85	0.516
8	13.72	0.386

Realizando o mesmo estudo paramétrico apresentado na seção anterior, foi possível reproduzir as curvas de nível que representam algumas dos modos de vibração, Figura 4.35.

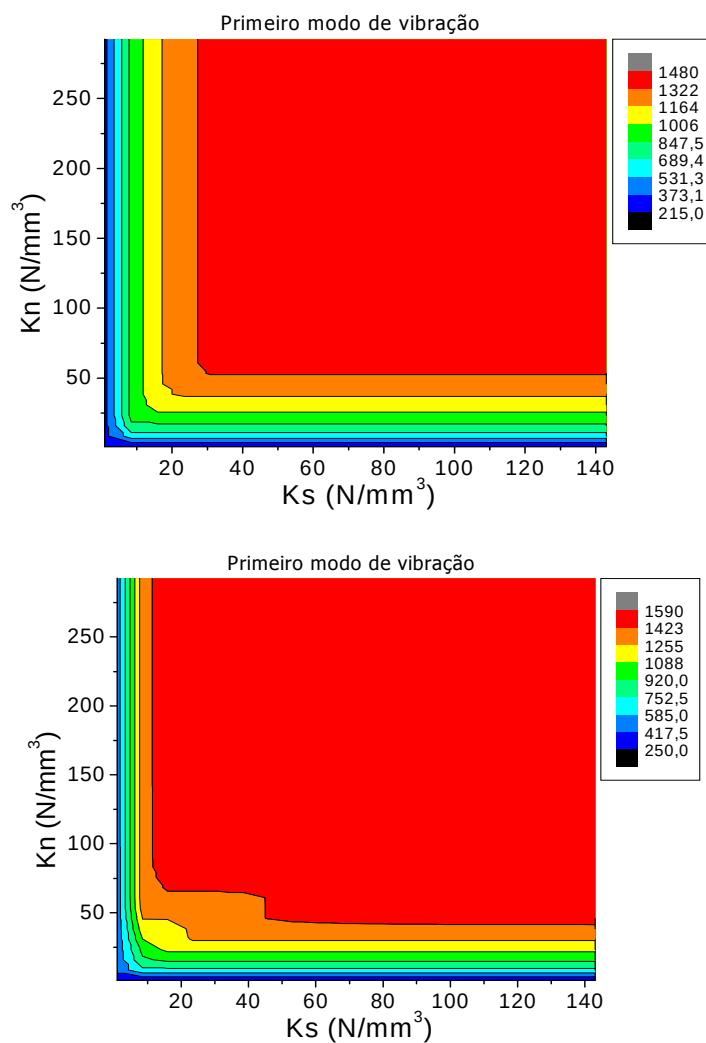
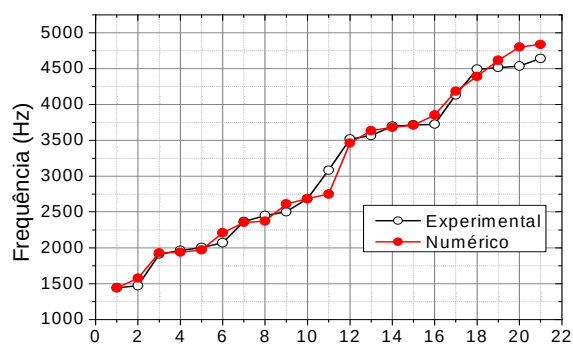
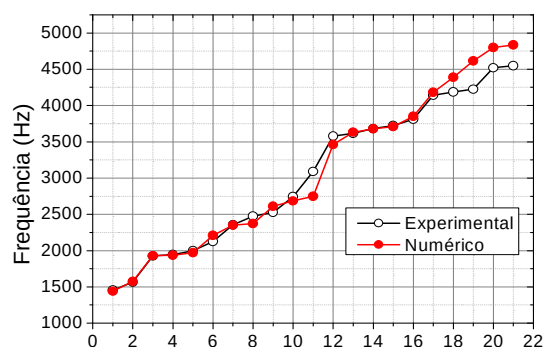


Figura 4.35 – Estudo paramétrico no primeiro e segundo modo de vibração para o primeiro corpo de prova.

Para K_n igual a 143 N/mm³ e K_s igual 30 N/mm³ (valores calculados em relação à área bruta) o modelo numérico reproduziu o comportamento experimental de forma aproximada.

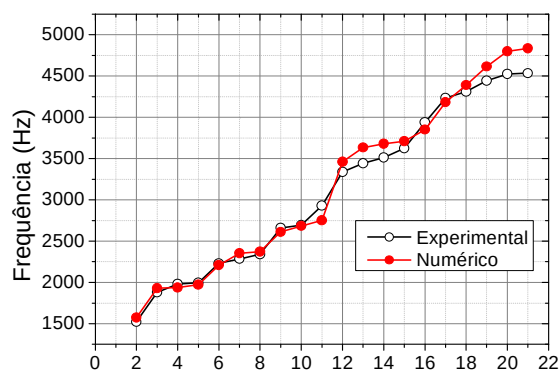


CP1

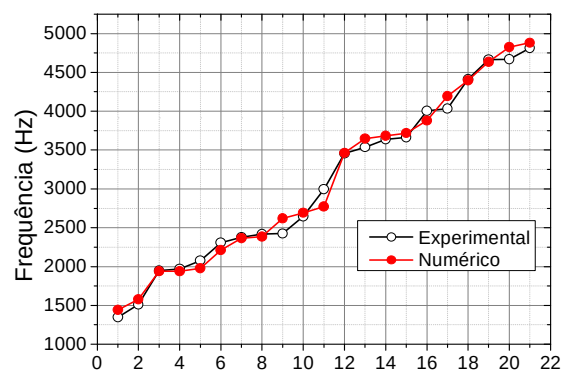


CP2

Figura 4.36 – Resultados para os prismas 1 e 2.

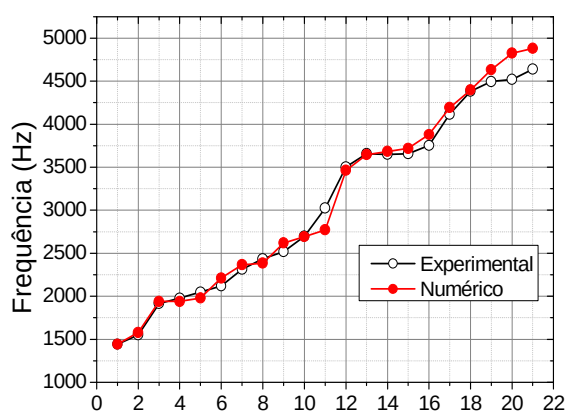


CP3

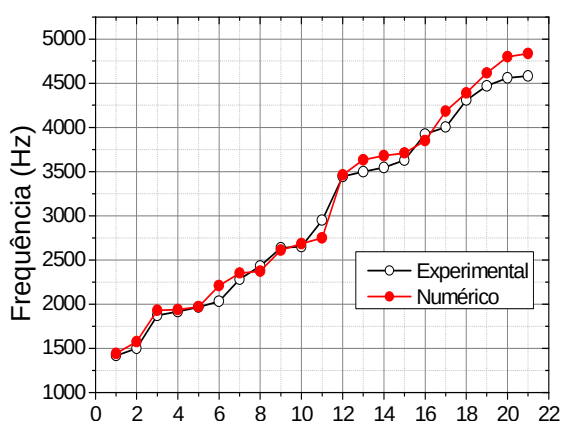


CP4

Figura 4.37 – Resultados para os prismas 3 e 4.



CP5



CP6

Figura 4.38 – Resultados para os prismas 5 e 6.

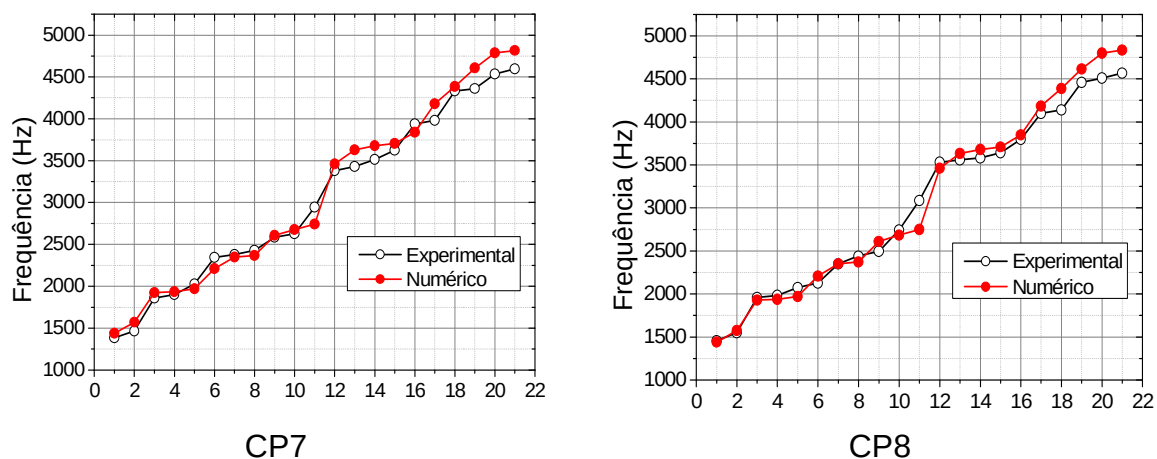


Figura 4.39 – Resultados para os prismas 7 e 8.

Na Tabela 4.7 tem-se que a diferença relativa média variou entre 2,8 a 3,4%, e o coeficiente de determinação variou de 0.98 a 0.99, indicando um ótimo ajuste.

Tabela 4.11 – Avaliação da qualidade dos resultados numéricos.

Mecedor de qualidade	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8
Erro médio (%)	2,851	2,910	3,0633	2,881	2,578	3,178	3,742	3,327
R ²	0,988	0,984	0,9899	0,992	0,992	0,992	0,990	0,989

Os quatro primeiros modos de vibração obtidos na simulação estão ilustrados na Figura 4.28. Percebe-se que o primeiro modo representa a torção do prisma, já o quarto indica a flexão.

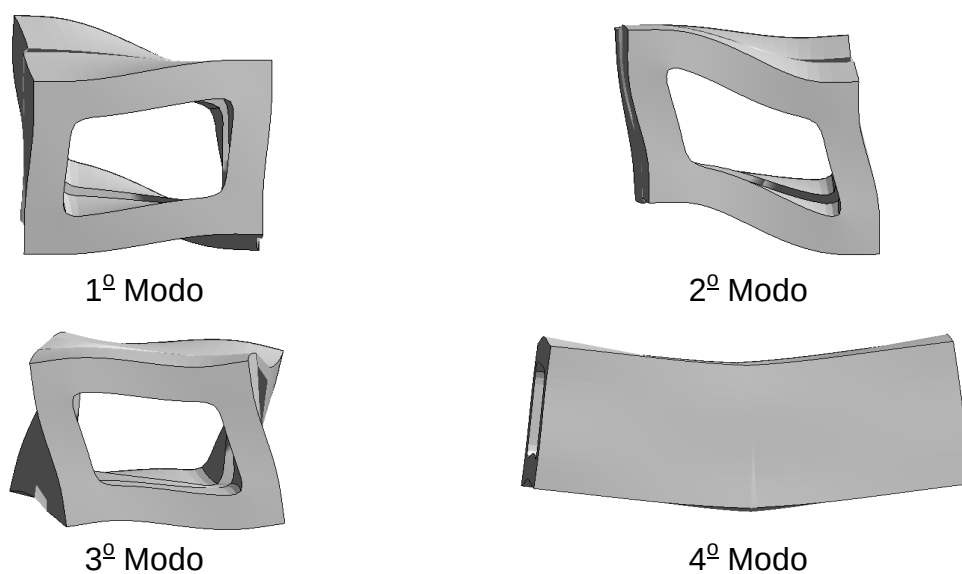


Figura 4.40 – Modos de vibração iniciais.

Os resultados experimentais relativos ao ponto de impacto 6, que provoca torção, indicaram que o primeiro modo realmente representa torção. Os espectros de

frequências relacionados ao ponto 6, para o primeiro prisma, encontram-se na Figura 4.41. A primeira frequência identificada para este prisma ocorre em 1442 Hz (Tabela 4.9) e realmente está relacionada à torção sendo obtida no espectro representado pela configuração 6-6.

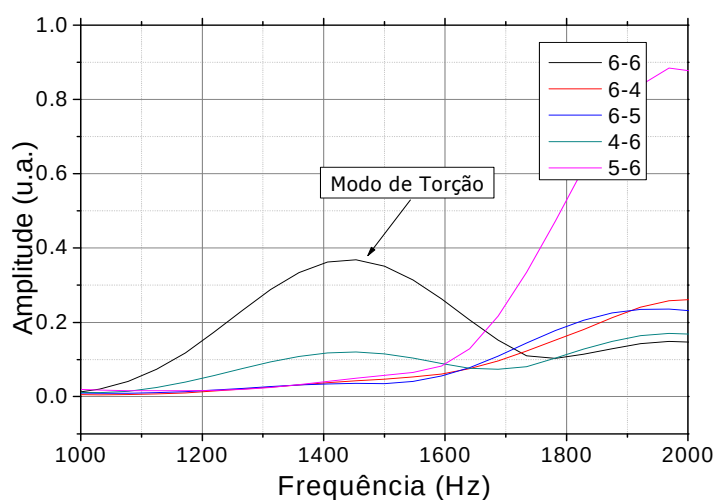


Figura 4.41 – Espectro de frequências relacionados ao ponto 6.

Com já comentado, o quarto modo está relacionado à flexão, indicando que os resultados experimentais devem reproduzir este modo na configuração 5-5, cujo impacto provoca a flexão. O quarto modo obtido experimentalmente está relacionado à configuração 5-5 confirmando o comportamento do modelo numérico, como pode ser visto na Figura 4.42. Esse modo está relacionado à frequência de aproximadamente 1962 Hz, conforme Tabela 4.9.

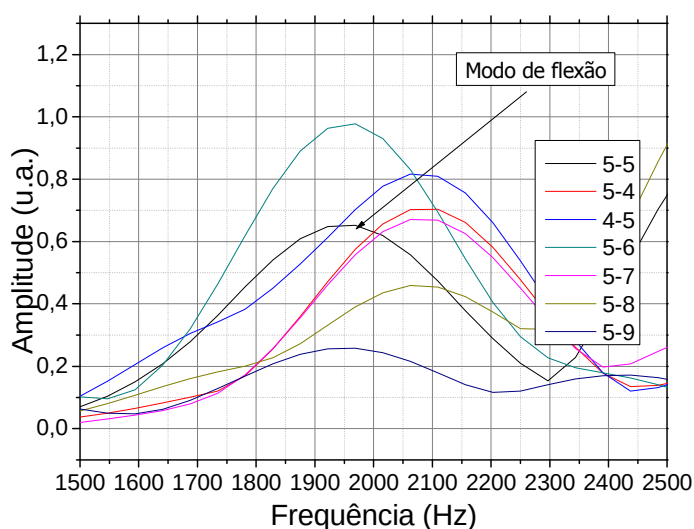


Figura 4.42 – Espectro de frequências relacionados ao ponto 5.

Os resultados obtidos indicam que é possível reproduzir o comportamento dinâmico de prismas de alvenaria usando elementos de interface para representar a junta de argamassa. Mais estudos são necessários para eliminar as incertezas já citadas, permitindo simplificar os procedimentos de análise e indicando se este método representa uma alternativa viável para caracterização da interface.

4.3. Conclusões do capítulo

Os resultados obtidos permitem concluir que foi possível reproduzir o comportamento dinâmico dos prismas por meio do modelo proposto, entretanto muitas incertezas ainda existem. Estas são:

- Este é o primeiro estudo do tipo, logo não existem muitos trabalhos sobre as propriedades dinâmicas da interface bloco-argamassa. Como já comentado, estima-se que para concretos de baixa resistência o módulo dinâmico de elasticidade pode ser até 40% superior ao estático, porém não é conhecido se a regra é aplicável à interface bloco-argamassa. Apesar do grande coeficiente de variação observado nos ensaios estáticos, é possível perceber que os resultados dinâmicos foram superiores aos estáticos, principalmente em relação à rigidez normal.
- Este problema possui múltiplas soluções, que dependem do modo de vibração estudado. Analisando individualmente cada um dos modos é possível obter diferentes combinações de K_n e K_s indicando faixa de valores prováveis, entretanto não há como dizer qual é mais adequado. A solução apresentada neste trabalho permitiu representar vários modos de vibração, de forma aproximada, porém pode não ser a solução mais realista.
- A rigidez ao cisalhamento foi obtida a partir da curva tensão de cisalhamento *versus* deslocamento. Os valores obtidos encontram-se na Figura 3.23. Novamente a dispersão dos resultados foi bem acentuada, justificável pelo elevado número de variáveis, bem como a natureza frágil da interface. Os resultados também evidenciam uma diferença acentuada entre as propriedades das juntas horizontal e vertical. Esse comportamento pode ser associado à diferença da qualidade superficial nas regiões de assentamento,

implicando diretamente na qualidade da interface. Como já comentado no capítulo de revisão bibliográfica, alguns autores tentam associar as propriedades da interface com as características superficiais no substrato de aderência.

CAPÍTULO 5

Modelo numérico

Como foi escrito no Capítulo 2, a alvenaria é constituída pela unidade, pela junta de argamassa e pela interface entre estes. Um modelo preciso da alvenaria deve compreender todos os componentes, garantindo a representação fiel do comportamento compósito. O caso mais representativo possível seria a micromodelagem detalhada, no entanto este tipo de análise requer um custo computacional maior.

A micromodelagem simplificada foi considerada a alternativa mais viável para o desenvolvimento deste trabalho. Esta reduz o custo computacional consideravelmente e reproduz o comportamento da alvenaria de forma adequada.

Um dos objetivos propostos para este trabalho foi o desenvolvimento de um código numérico para análise de paredes de alvenaria via micromodelagem. Este capítulo apresenta a teoria adotada para o desenvolvimento de cada uma das ferramentas executadas.

5.1. Representação do bloco

Os blocos foram representados por elementos de chapa, onde cada nó possui dois graus de liberdade, deslocamento em x e em y. Dois tipos de elementos de chapa foram abordados, o primeiro é o Q4 que considera quatro nós e possui oito graus de liberdade e aproximação linear para os deslocamentos. O segundo é o Q8 que considera oito nós e dezesseis graus de liberdade e aproximação quadrática para os deslocamentos, como pode ser visto na Figura 5.1.

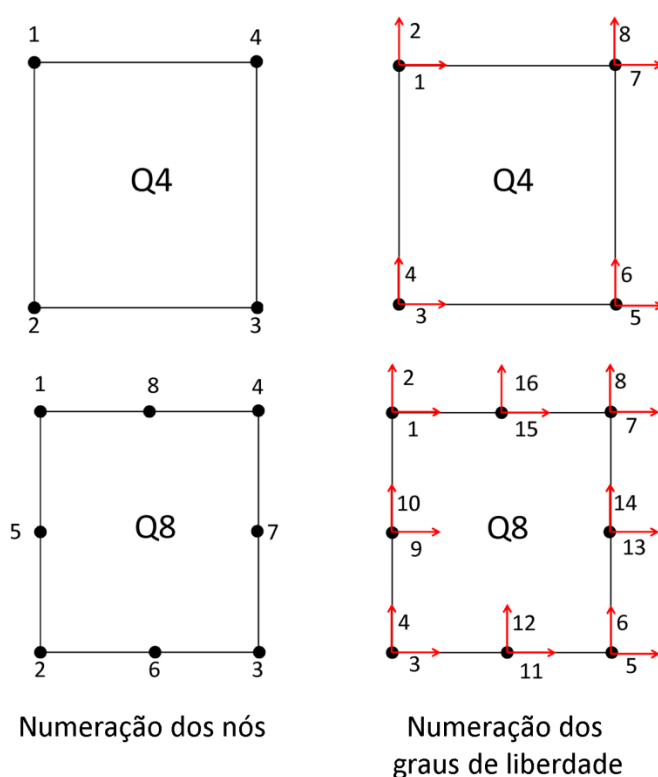


Figura 5.1 – Ilustração do elemento adotado.

A formulação adotada considera o estado plano de tensões e um material isotrópico com comportamento elástico linear. Neste caso, o campo de deformações é dado pela Equação 5.1, onde u e v são as componentes de deslocamento.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad \varepsilon_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (5.1)$$

A Equação 5.1 pode ser representada na forma matricial com:

$$\varepsilon = \mathbf{L}U \quad (5.2)$$

Onde U é o vetor de deslocamentos, dado por $U^T = [u \ v]$, e $\mathbf{L}$ é a matriz de operadores diferenciais (Equação 5.3).

$$\mathbf{L} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

No processo de discretização espacial através do MEF, o campo de deslocamentos em cada elemento é aproximado por funções de interpolação, que dependem da geometria e dos deslocamentos nodais. O campo de deslocamentos pode ser aproximado pela Equação 5.4, onde $\mathbf{N}$ é a matriz de funções de interpolações, mas conhecida como matriz de funções de forma, e d_e é o vetor de deslocamentos nodais do elemento. Estas funções são lineares para o Q4 e quadráticas para o Q8.

$$U(x, y) = \mathbf{N}(x, y)d_e \quad (5.4)$$

No caso do elemento Q4 a matriz de funções de forma é dada pela Equação 5.5, onde os termos N_i são as funções de forma adotadas.

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

Par o Q8 a matriz de funções de forma é dada pela Equação 5.6.

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & \dots & N_7 & 0 & N_8 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & \dots & 0 & N_7 & 0 & N_8 \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

Substituindo a Equação 5.4 na Equação 5.2 é possível encontrar o campo de deformações do elemento a partir dos deslocamentos nodais e das funções de forma (Equação 5.7).

$$\varepsilon = \mathbf{L}\mathbf{N}d_e \quad (5.7)$$

Da Equação 5.7 pode ser extraída a matriz $\mathbf{B}$, classicamente usada na construção da matriz de rigidez em MEF (Equação 1.8).

$$\mathbf{B} = \mathbf{L}\mathbf{N} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & & \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & & \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & & \\ & & \dots & \end{bmatrix} \quad (5.8)$$

Segundo Liu e Quek (2003) a matriz de rigidez para um elemento de chapa é fornecida pela Equação 5.9, onde h é a espessura do elemento, V_e é o volume do elemento e A_e é a área da superfície.

$$k_e = \int_{V_e} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV = \int_{A_e} \left(\int_0^h dz \right) \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dA = \int_{A_e} h \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dA \quad (5.9)$$

$\mathbf{D}$ é a matriz constituída do material, derivada da lei de Hook, e para o estado plano de tensões é obtida pela Equação 1.10.

$$\mathbf{D} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

O vetor de carregamentos nodais pode ser determinado pela Equação 5.11, onde F_e é o vetor de forças nodais, f_b é o vetor de forças de volume e f_s é o vetor de forças de superfície.

$$F_e = \int_{V_e} \mathbf{N}^T f_b dV + \int_S \mathbf{N}^T f_s dS \quad (5.11)$$

Considerando um domínio de n elementos a formulação em elementos finitos pode ser dada pela Equação 4.11.

$$\mathbf{K} = \sum_{i=1}^n \int_{V_e} \mathbf{B}^T \mathbf{c} \mathbf{B} dv \quad e \quad \mathbf{F} = \sum_{i=1}^n \left(\int_{V_e} \mathbf{N}^T f_b dV + \int_S \mathbf{N}^T f_s dS \right) \quad (5.12)$$

5.2. Determinação dos esforços internos ao longo da seção transversal

A seguinte ferramenta foi desenvolvida para calcular os esforços internos resultantes ao longo de uma seção predefinida. Como mostrado na Figura 5.2, os esforços internos ao longo de uma seção estão diretamente ligados à distribuição de tensões.

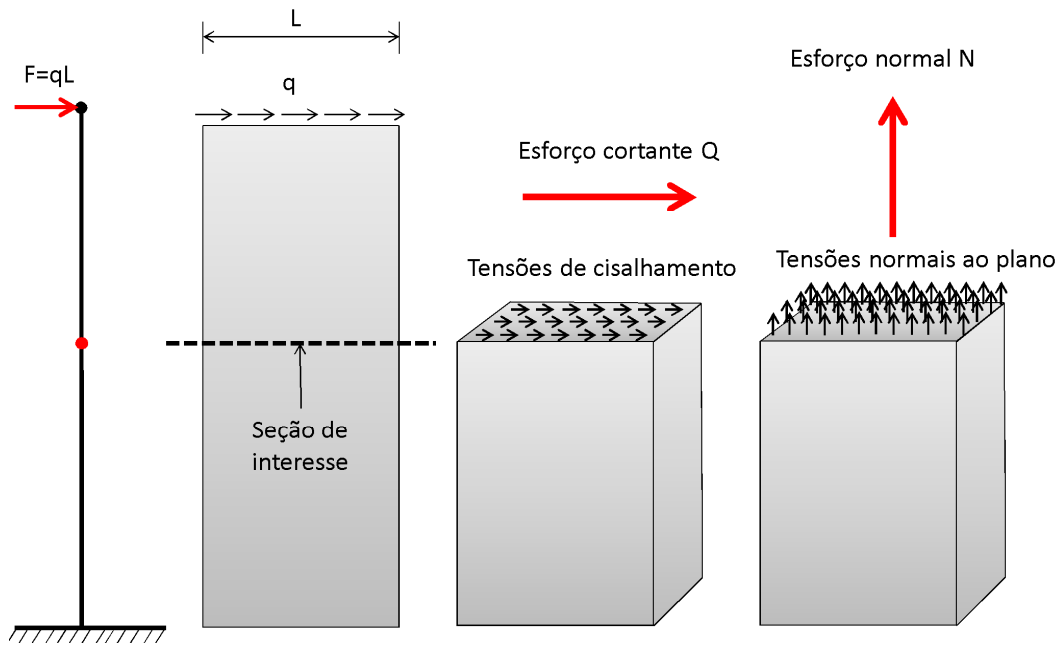


Figura 5.2 – Ilustração sobre o cálculo dos esforços.

Este problema foi abordado de duas formas diferentes. A primeira considera a integração das tensões ao longo da seção definida, como pode ser observado na Equação 5.13, onde n_s é o número de elementos na seção e s_t é a área da seção transversal do elemento.

$$Q = \sum_{i=1}^{n_s} \int_{s_t} \tau_{xy} ds_t \quad e \quad N = \sum_{i=1}^{n_s} \int_{s_t} \sigma_{xx} ds_t \quad (5.13)$$

As tensões são determinadas a partir da equação 5.14.

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \mathbf{DB}d_e \quad (5.14)$$

A segunda metodologia considera que a multiplicação da matriz de rigidez do elemento pelo seu vetor de deslocamentos nodais fornece o vetor de forças internas (F_{int}) do elemento. Somando as componentes em x ao longo da aresta de interesse é possível determinar o esforço cortante resultante. Somando as componentes em y ao longo da aresta de interesse é possível determinar o esforço normal resultante, como ilustrado na Figura 5.3. Este procedimento é restrito a alguns casos específicos, em situações onde carregamento está distribuído ao longo da altura do elemento ou quando existem forças de volume outras considerações são necessárias. As duas metodologias convergiram para uma mesma resposta, entretanto a segunda mostrou ser menos susceptível ao nível de discretização e a concentrações de tensões.

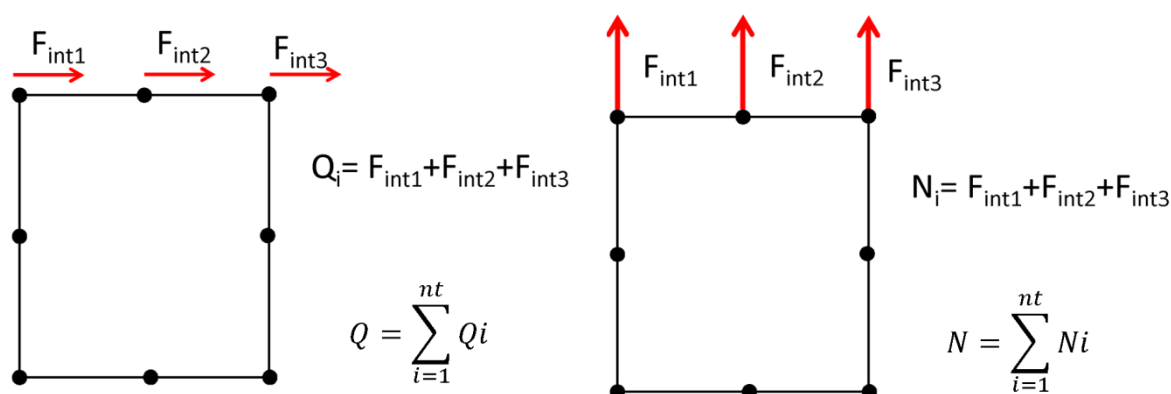


Figura 5.3 – Ilustração sobre o cálculo dos esforços.

O momento fletor “M” foi determinado conforme ilustrado na Figura 5.4.

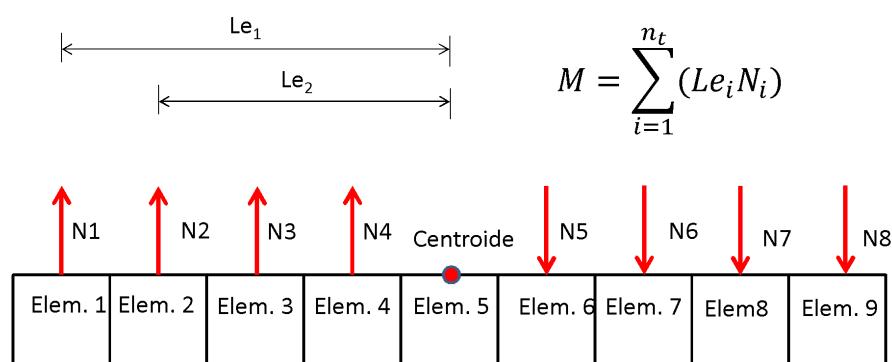


Figura 5.4 – Ilustração sobre o cálculo do momento fletor.

5.3. Recurso de compatibilização de graus de liberdade

A compatibilização de deslocamentos é essencial para representar os efeitos que a laje exerce sobre a parede de alvenaria. Esta abordagem consiste em considerar que um conjunto de nós (escravos) possui seus graus de liberdade vinculados a um nó específico (mestre). Se um nó escravo possuir o grau de liberdade em x vinculado ao nó mestre, então o deslocamento em x do nó escravo está condicionado a ser igual ao do nó mestre. Este problema pode ser abordado de diferentes maneiras, com a utilização de penalização ou multiplicadores de Lagrange, entretanto tais procedimentos podem tornar o sistema de equações mal condicionado, aumentando o custo computacional. A estratégia adotada consistiu em considerar a existência de um trecho rígido conectando todos os nós escravos ao mestre. Neste caso, durante a construção da matriz de rigidez, considerou-se que todos os nós escravos possuem o mesmo grau de liberdade do nó mestre, garantindo a acoplamento dos deslocamentos (Figura 5.5).

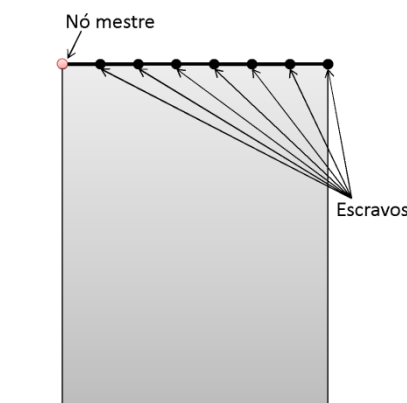
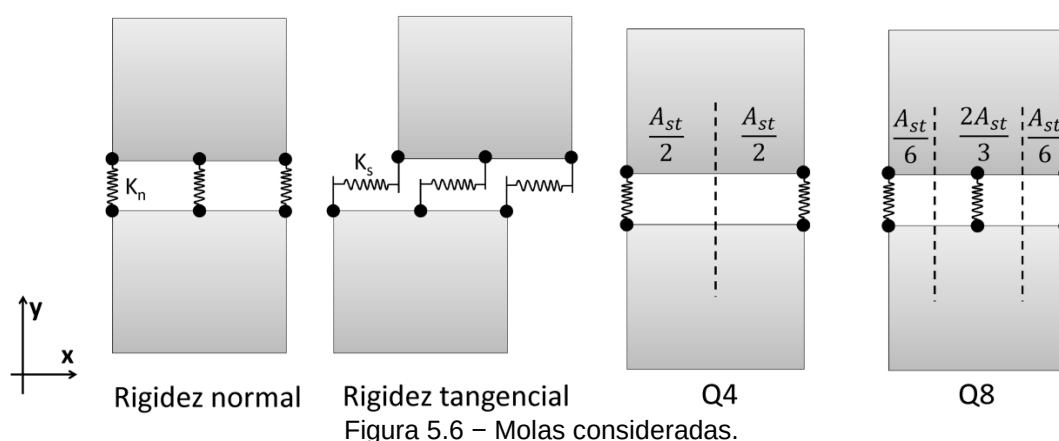


Figura 5.5 – Esquema de compatibilização dos graus de liberdade.

5.4. Elementos de interface

Para representar a interface bloco-argamassa, os blocos foram idealizados como elementos de chapa ligados entre si por molas. A Figura 5.6 mostra o esquema considerado, onde duas molas foram atreladas a cada nó, uma para fornecer rigidez ao deslocamento normal (direção y) e outra ao tangencial (direção x).



A matriz de rigidez de um elemento de mola pode ser determinada pela Equação 5.15, onde A é a área atrelada à mola e k é a rigidez por unidade de área.

$$\mathbf{K} = kA \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (5.15)$$

Na configuração da Figura 5.6, se o elemento for o Q4 cada mola recebe metade da área da seção do elemento de chapa (A_{st}), já para o Q8 as molas laterais recebem $1/6$ e a intermediária recebem $2/6$. A Figura 5.7 mostra de forma simplificada o tipo de conectividade adotada.

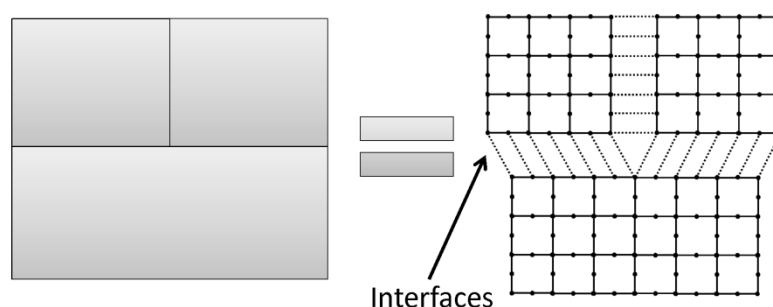


Figura 5.7 – Ilustração explicativa do tipo de discretização adotada.

Um das finalidades deste trabalho é avaliar a influência da interface quando a sua rigidez na tração é diferente da rigidez à compressão. Para isto as molas foram idealizadas com uma curva tensão-deformação que apresenta trechos lineares, porém com declividades diferentes (Figura 5.8).

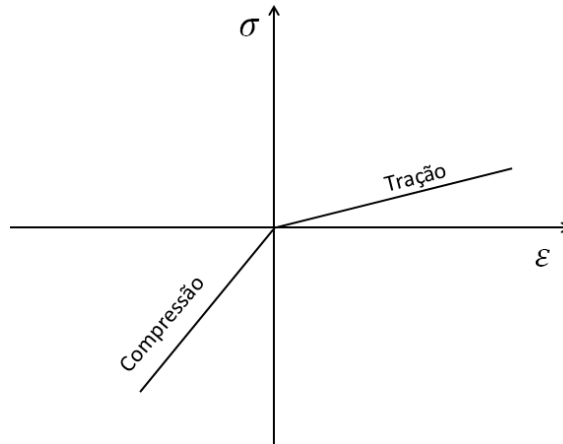


Figura 5.8 – Curva tensão deformação idealizada.

Esta nova consideração introduziu uma não linearidade física, tornando o sistema de equações a ser resolvido não linear. Uma das estratégias que pode ser utilizada para resolver problemas deste tipo é o método de Newton, que considera um procedimento de linearização do sistema. No caso de MEF aplicado ao problema estático a função governante é a de equilíbrio das forças externas com internas, caracterizando um problema de zero de função. Isto pode ser observado na Equação 5.16, onde U é o vetor de deslocamentos.

$$f(U) = F_{interna}(U) - F_{externa} = 0 \quad (5.16)$$

O método de Newton considera um procedimento iterativo, em que o valor da função na iteração seguinte ($n+1$) pode ser calculado a partir de uma aproximação por série de Taylor (Equação 1.17).

$$f(U_{n+1}) \cong f(U_n) + \frac{\partial f(U)}{\partial U} (U_{n+1} - U_n) = 0 \quad (5.17)$$

Substituindo a Equação 5.16 na 5.17 o resultado é a Equação 1.18.

$$f(U_{n+1}) \cong F_{int}(U_n) - F_{ext} + \frac{\partial F_{int}(U_n)}{\partial U} (U_{n+1} - U_n) = 0 \quad (5.18)$$

O termo $\frac{\partial F_{int}(U_n)}{\partial U}$ é igual à matriz de rigidez tangente do material na iteração n .

Considerando $(U_{n+1} - U_n) = \Delta U$ a Equação 5.15 se resume a Equação 5.19.

$$\begin{aligned}
f(U_{n+1}) &\cong F_{int}(U_n) - F_{ext} + \mathbf{K}(U_n)\Delta U = 0 \\
\rightarrow \Delta U &= -\mathbf{K}(U_n)^{-1}(F_{int}(U_n) - F_{ext}) \quad \text{e} \quad U_{n+1} = U_n + \Delta U
\end{aligned}
\tag{5.19}$$

O procedimento iterativo tem como objetivo obter o valor de U_{n+1} que corresponda à raiz da função. A cada iteração um novo valor será calculado até a resposta convergir, levando em consideração um critério de convergência específico. No caso deste trabalho foi adotado um critério em termos de deslocamentos e outro em termos de força. O primeiro considera que a norma do incremento de deslocamento tende a zero, à medida que a solução converge para a raiz da função, já no segundo, faz-se a mesma suposição, só que em termos de deslocamento. A Equação 4.17 representa o critério adotado onde ε_d e ε_f são as tolerâncias (em todos os casos ε_d foi igual 10^{-5} e o mesmo foi adotado para ε_f).

$$\frac{\|\Delta U_{n+1}\|}{\|\Delta U_1\|} \leq \varepsilon_d \qquad \frac{\|(F_{ext}-F_{int})_{n+1}\|}{\|(F_{ext}-F_{int})_1\|} \leq \varepsilon_f
\tag{5.20}$$

5.5. Programa Desenvolvido

Com base na teoria do Capítulo 1, um programa computacional foi desenvolvido. Este pode ser usado para análise estática linear ou não linear de estruturas de alvenaria via método dos elementos finitos. Tal ferramenta será usada em todas as análises dos próximos capítulos, contudo existe a necessidade de validar o código numérico desenvolvido, garantido a coerência dos resultados obtidos. Este capítulo destina-se a apresentar os recursos do programa desenvolvido, bem como, um conjunto de exemplo que comprovam a consistência do código numérico.

5.5.1. Descrição do programa

Uma das primeiras escolhas para o desenvolvimento de um programa é a linguagem de programação, que dependendo do tipo, pode influenciar consideravelmente o desempenho final. Neste caso, a linguagem escolhida foi a C++, que possui a vantagem de ser compilada, proporcionando maior eficiência computacional. Esta também é orientada a objeto e facilita o desenvolvimento de programas modulares, reutilizáveis e extensíveis.

Em relação à metodologia de programação convencional, a programação orientada a objeto (POO) introduz novos conceitos, possibilitando novas estratégias e abordagens. Todo programa em POO possui em seu escopo classes e objetos. Cada classe representa um conjunto de objetos, definindo seus atributos (variáveis específicas do objeto) e métodos (funções específicas do objeto). Esta nova forma de pensar introduz alguns paradigmas que facilitam o desenvolvimento e a extensão do código. Mais detalhes sobre POO podem ser encontrados em Hubbard (1996).

As principais classes desenvolvidas foram:

Global: Define um conjunto de funções e variáveis que podem ser acessados em qualquer parte do código;

Node: Usada para definir todas as características pertinentes a um nó da malha;

Element: Define todas as características e propriedades pertinentes a um elemento;

Problem: Classe que define um objeto responsável por construir o modelo em elementos finitos;

Model: Representa um modelo estudado e possui uma série de métodos que permitem a resolução do problema.

A Figura 5.9 apresenta a estrutura adotada para resolução do problema. Como pode ser visto as informações necessárias para definir o modelo são passadas via arquivo de dados. Para representar a situação real, as forças são aplicadas em duas etapas. Na primeira etapa as forças verticais são aplicadas, promovendo a acomodação da estrutura. Posteriormente as forças horizontais são aplicadas, levando a estrutura para a sua posição final. É importante ressaltar que os carregamentos foram aplicados de forma incremental, a partir de um número de incrementos de carga preestabelecido pelo usuário.

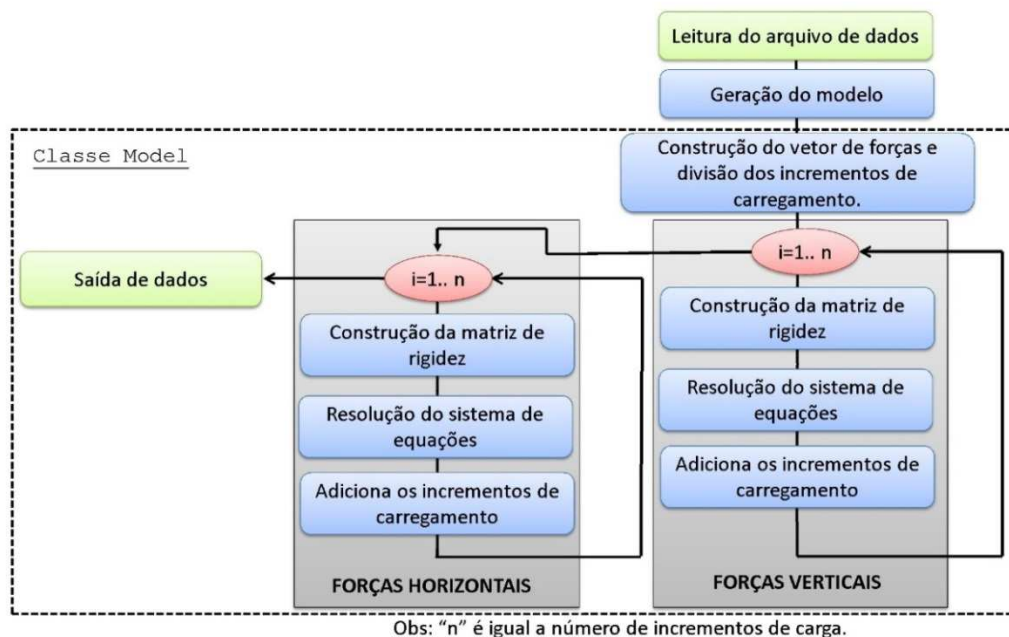


Figura 5.9 – Fluxograma do código implementado.

Visando reduzir o custo computacional, algumas estratégias foram adotadas para melhorias. A primeira delas foi com relação à utilização de matrizes representadas na forma de vetores (vetorização), que facilita o acesso das informações e reduzindo o tempo de processamento. A segunda estratégia consistiu no tratamento da esparsidade da matriz de rigidez global. O procedimento adotado foi o apresentado no manual da biblioteca MKL® (2012), onde uma matriz esparsa pode ser representada por três vetores. Estes são:

Values: Vetor formado pelos valores não nulos da matriz original;

Columns: Vetor de números inteiros que armazena o índice da coluna correspondente ao valor não nulo da matriz;

rowIndex: Vetor que fornece o índice do primeiro valor não nulo em cada linha da matriz no vetor *Values*.

O exemplo a seguir apresenta a estrutura adotada para estes vetores (Equação 3.1).

$$B = \begin{bmatrix} 1 & -1 & 0 & -3 & 0 \\ -2 & 5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4 & 6 & 4 \\ -4 & 0 & 2 & 7 & 0 \\ 0 & 8 & 0 & 0 & -5 \end{bmatrix}$$

$$\text{Values} = (1 \quad -1 \quad -3 \quad -2 \quad 5 \quad 4 \quad 6 \quad 4 \quad -4 \quad 2 \quad 7 \quad 8 \quad -5) \quad (3.1)$$

$$\text{Columns} = (0 \quad 1 \quad 3 \quad 0 \quad 1 \quad 2 \quad 3 \quad 4 \quad 0 \quad 2 \quad 3 \quad 1 \quad 4)$$

$$\text{rowIndex} = (0 \quad 3 \quad 5 \quad 8 \quad 11 \quad 13)$$

A terceira estratégia adotada foi a de resolução do sistema de equações pelo método dos gradientes conjugados pré-condicionado. Este procedimento é iterativo e geralmente conduz a um custo computacional inferior ao do método direto.

Os seguintes recursos estão disponíveis na versão atual do programa:

- Análise numérica de paredes de alvenaria;
- Representação da interface bloco-argamassa com comportamento linear ou não linear;
- Utiliza um sistema de vinculação de graus de liberdade, permitindo introdução de trechos rígidos, simulando o efeito da laje.
- Procedimento simplificado para realizar análise com diferentes níveis de discretização.
- Fornece resultados de deslocamentos, esforços, deformações e tensões.

O programa desenvolvido é capaz de gerar uma saída de dados compatível com o AcadView® v.1.0 (SET, 2014), facilitando a visualização dos resultados. Neste caso, é possível visualizar a deslocada das paredes, juntamente com tensões e deformações, como ilustrado na Figura 5.10.

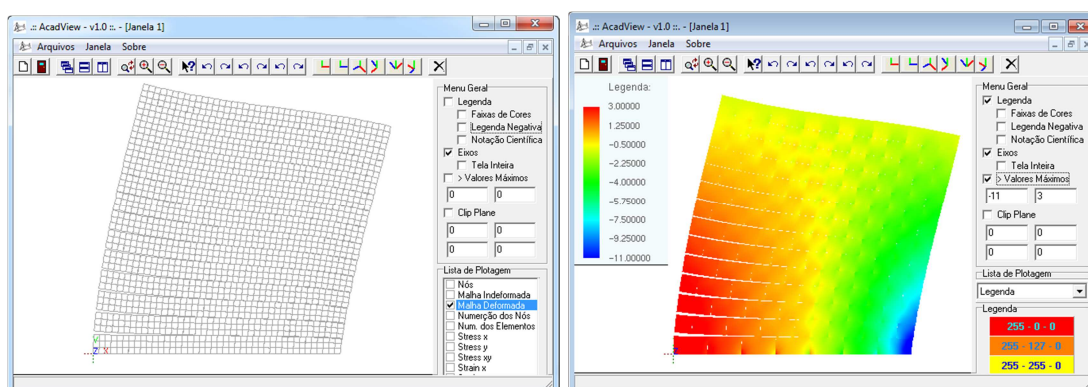
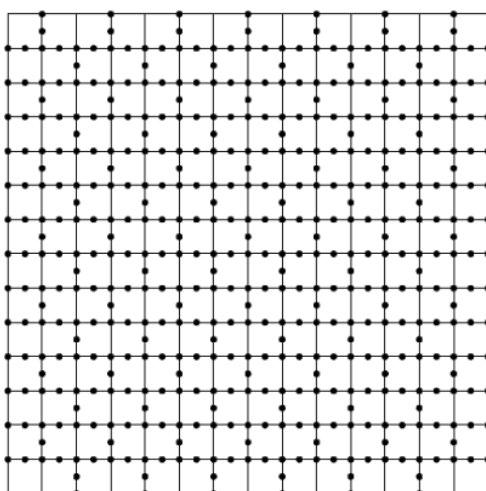
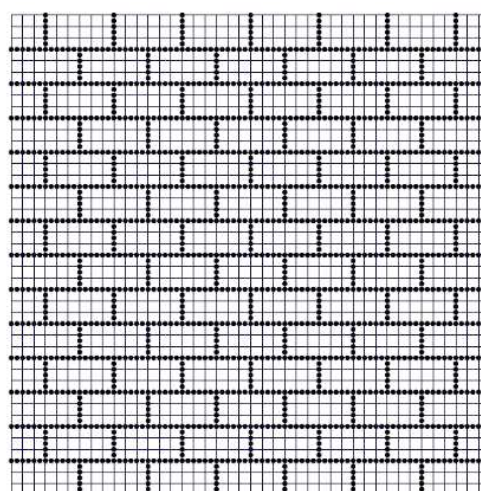


Figura 5.10 – Visualização no AcadView® v.1.0 (SET, 2014),.

A Figura 5.11 apresenta uma ilustração do tipo de discretização gerada pelo programa. A malha é de uma parede cujos blocos foram modelados com elementos do tipo Q8 (oito nós). No caso “a”, cada meio bloco foi discretizado com um elemento, já no caso “b”, cada meio bloco foi discretizado com nove elementos.



(a) Malha 1X1



(b) Malha 3X3

Figura 5.11 – Exemplo de diferentes discretizações.

5.5.2. Validação do programa

Para demonstrar a coerência do programa desenvolvido, alguns exemplos foram idealizados. O primeiro deles foi um estudo de convergência, onde uma mesma parede foi simulado com diferentes níveis de discretização. Duas situações foram analisadas, uma com elementos do tipo Q8 e outra com o Q4. Para demonstrar a coerência da prática, o mesmo exemplo foi desenvolvido no *software* DIANA® v9 (USER'S MANUAL, 2011). A Tabela 5.1 apresenta a nomenclatura dos elementos

adotados no DIANA® (USER'S MANUAL, 2011) que são compatíveis com os elementos usados neste trabalho.

Tabela 5.1 – Compatibilização do elementos usados no DIANA® (USER'S MANUAL, 2011) e no Programa Desenvolvido.

Região discretizada	Programa Desenvolvido	DIANA	Descrição
Unidade	Q4	Q8MEM	Elemento de quatro nós com interpolação linear.
	Q8	CQ16M	Elemento de oito nós com interpolação quadrática.
Interface bloco-argamassa	Interface	N4IF	Elemento de interface pontual, que liga dois nós.

Os elementos de interface pontuais são uma alternativa viável para representar a interface bloco-argamassa, que também pode ser representada por elementos lineares contínuos que ligam as arestas dos blocos. Para verificar se o modelo proposto pode ser representativo em relação ao modelo com elementos contínuos, uma terceira situação foi explorada. Neste caso, o estudo foi destinado a verificar se o modelo proposto converge para o modelo com elementos contínuos (denominado como modelo refinado) ou com elementos de interface lineares.

No modelo refinado a interface foi representada por elementos do tipo CQ16M, com aproximação quadrática, possuindo oito nós e dezesseis graus de liberdade, e a interface foi representada por elementos lineares do tipo CL12I, com seis nós e doze graus de liberdade (Figura 5.12).

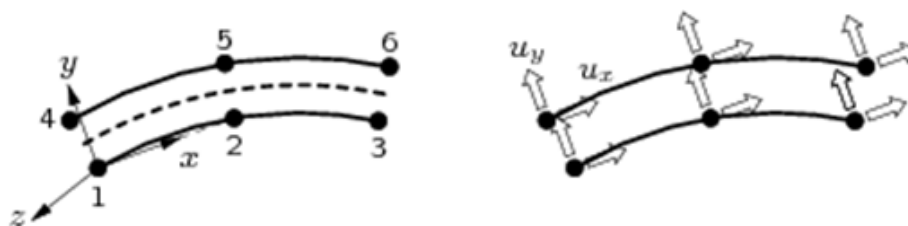


Figura 5.12 – Elemento usado para representar a interface no modelo refinado (USER'S MANUAL, 2011).

A Figura 5.13 apresenta os detalhes do modelo desenvolvido. Neste caso o ponto em vermelho representa o ponto de análise, onde o deslocamento foi analisado.

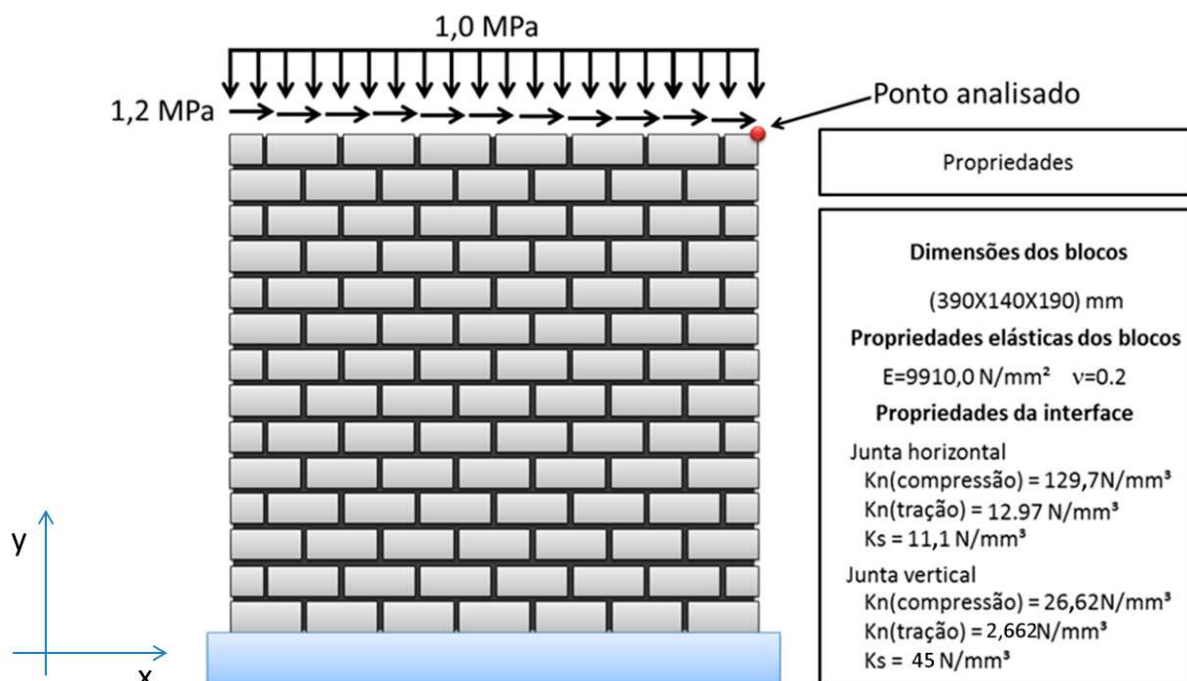


Figura 5.13 – Elemento usado na modelagem do modelo refinado (TNO, 2005).

A discretização de cada meio bloco variou de 1X1, ou seja, que cada meio bloco foi representado por um elemento, até 7X7, onde cada meio bloco foi representado por 49 elementos. No topo da parede, o recurso de compatibilização de graus de liberdade foi utilizando, garantindo que o deslocamento x nos nós do topo fosse igual para todos. O modelo refinado foi definido com a discretização mais elevada, cuja resposta foi estabelecida como uma solução mais próxima da real, para a qual os modelos devem convergir.

Os resultados obtidos podem ser observados na Tabela 5.2, onde percebe-se que em todo o caso a diferença relativa entre os modelos foi inferior a 1%, permitindo constatar a coerência da implementação.

Tabela 5.2 – Estudo de convergência.
DESLOCAMENTO NO PONTO ANALISADO

	DIANA®		Programa Desenvolvido		Diferença relativa	
	x(mm)	y(mm)	x(mm)	y(mm)	x(%)	y(%)
Q4-CQ8M						
1X1	5,645000	-2,266600	5,645010	-2,266560	0,000177	0,001765
2X2	5,702800	-2,281900	5,702800	-2,281920	0,000000	0,000876
3X3	5,718200	-2,284200	5,718200	-2,284220	0,000000	0,000876
4X4	5,724600	-2,285100	5,724610	-2,285080	0,000175	0,000875
5X5	5,728000	-2,285500	5,727980	-2,285460	0,000349	0,001750
6X6	5,729900	-2,285600	5,729930	-2,285630	0,000524	0,001313
7X7	5,731200	-2,285700	5,731200	-2,285740	0,000000	0,001750
Q8-CQ16M						
1X1	5,723100	-2,286500	5,723100	-2,286530	0,000000	0,001312
2X2	5,732100	-2,285800	5,732090	-2,285830	0,000174	0,001312
3X3	5,733900	-2,286000	5,733930	-2,285960	0,000523	0,001750
4X4	5,734600	-2,286000	5,734580	-2,285950	0,000349	0,002187
5X5	5,734900	-2,285900	5,734850	-2,285920	0,000872	0,000875
6X6	5,735100	-2,285900	5,735050	-2,285910	0,000872	0,000437
7X7	5,735200	-2,285900	5,735190	-2,285900	0,000174	0,000000

Na Figura 5.14 é possível observar a convergência dos modelos propostos para o refinado. Percebe-se que os dois modelos apresentaram uma boa tendência de convergência, entretanto o modelo com elementos quadráticos apresentou convergência mais rápida. Essa característica tornou a modelagem por elementos do tipo Q8 a melhor alternativa para as análises que serão realizadas. Também é possível perceber que a discretização do tipo 3X3 representa o modelo refinado com uma excelente aproximação.

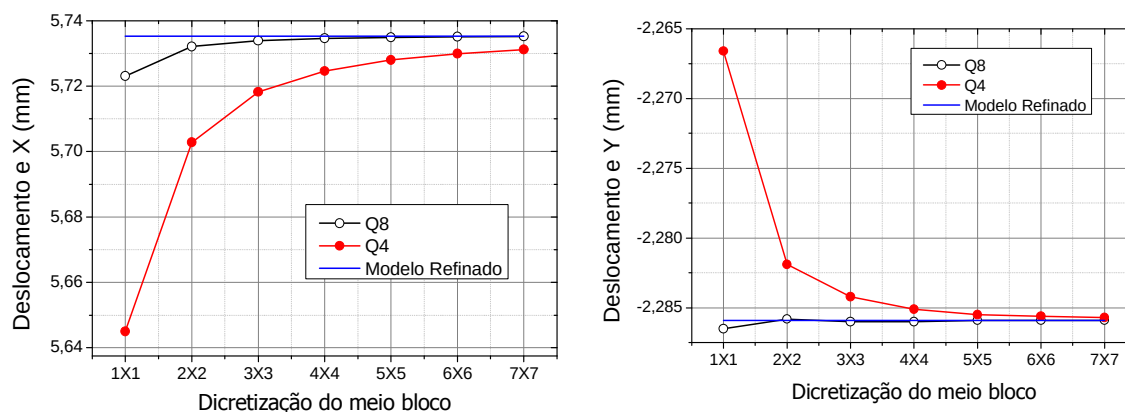


Figura 5.14 – Estudo de convergência no ponto de análise.

Com o tipo de elemento e o nível de discretização bem definidos, o mesmo exemplo foi refeito para uma discretização do tipo 3X3 (com elementos do tipo Q8) e comparado ao modelo refinado (com a mesma discretização). A Tabela 5.3 apresenta os resultados obtidos para o deslocamento no vértice superior esquerdo e as tensões máximas e mínimas observadas. Novamente o modelo proposto mostrou ser representativo, apresentando diferença relativa inferior a 1%.

Tabela 5.3 – Resultados para o modelo com discretização 3X3.

DESLOCAMENTOS									
DIANA®		Programa Desenvolvido				Diferença Relativa			
x(mm)	y(mm)	x(mm)	y(mm)	x(mm)	y(mm)	x(%)	y(%)	x(%)	y(%)
Modelo Compatível									
5,7339	-2,286	5,73393	-2,28596	0,000523	0,00175				
Modelo Refinado									
5,734	-2,2859	5,73393	-2,28596	0,001221	0,002625				
TENSÕES MÁXIMAS E MÍNIMAS									
Tipo	DIANA®			Programa Desenvolvido			Diferença Relativa		
	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{xy}	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{xy}	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{xy}
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)	(%)	(%)
Modelo Compatível									
Máximo	1,47	8,71	2,85	1,465	8,714	2,849	0,318	0,041	0,039
Mínimo	-2,95	-17,7	-0,099	-2,947	-17,664	-0,099	0,097	0,206	0,041
Modelo Refinado									
Máximo	1,47	8,71	2,85	1,465	8,714	2,849	0,318	0,041	0,039
Mínimo	-2,95	-17,7	-0,099	-2,947	-17,664	-0,099	0,097	0,206	0,041

A Figura 5.15 apresenta as deformadas obtidas nos programas, onde é possível constatar um comportamento similar entre as respostas dos códigos utilizados. As figuras que representam a distribuição de tensões ao longo da parede estão no Apêndice A.1.

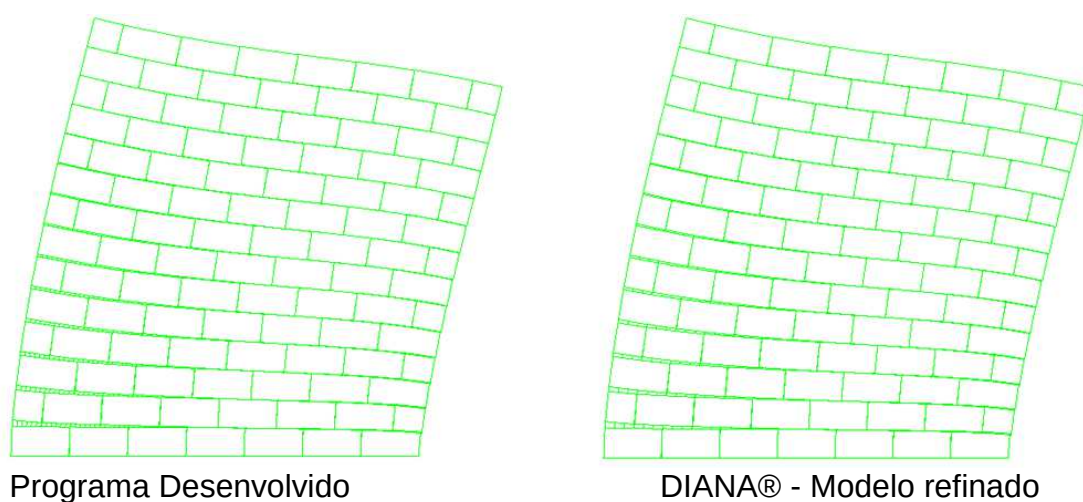


Figura 5.15 – Deformada multiplicada por um fator de escala de 100.

Outra possibilidade adotada neste trabalho foi em relação à consideração de um plano rígido no topo da parede, visando simular a vinculação imposta pela laje no caso extremo, com maior rigidez (Figura 5.16).

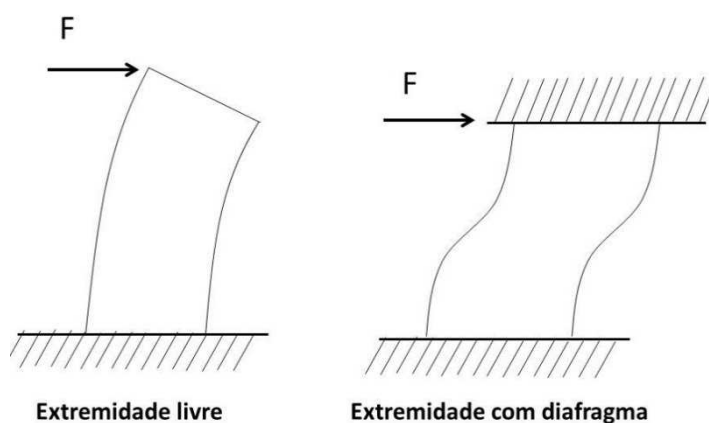


Figura 5.16 – Tipos de vinculações adotadas.

O procedimento adotado foi o de compatibilização dos deslocamentos, que simula a existência de uma ligação rígida entre os graus de liberdade vinculados (Figura 5.17).

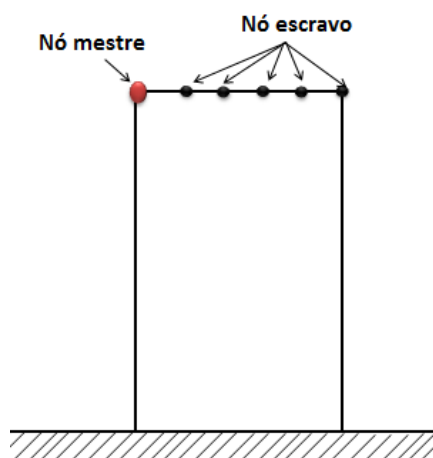


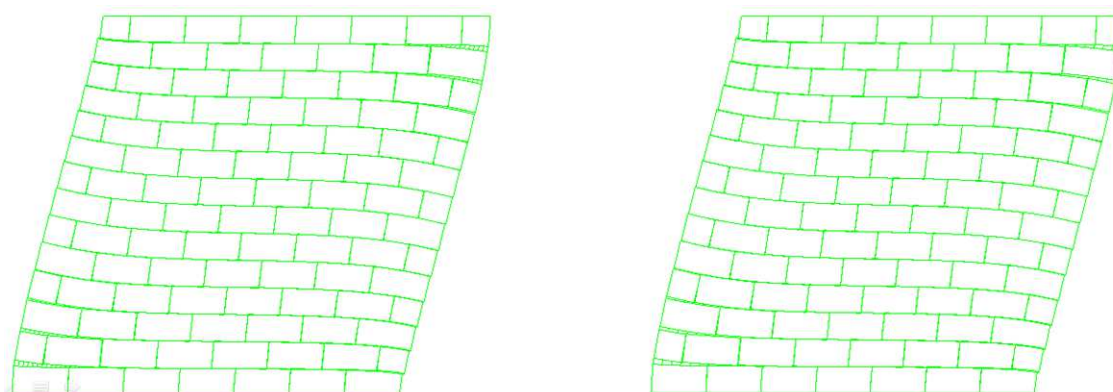
Figura 5.17 – Esquema de nó mestre e nó escravo.

Para analisar a coerência da prática, o exemplo apresentado anteriormente foi reproduzido, entretanto considerado a compatibilização dos graus de liberdade no topo, ao longo de toda a face superior. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 5.4. Novamente um elevado grau de similaridade foi observado, com diferença relativa inferior a 1%.

Tabela 5.4 – Resultados para o modelo com discretização 3X3.

DESLOCAMENTOS								
DIANA®			Programa Desenvolvido			Diferença Relativa		
x(mm)	y(mm)		x(mm)	y(mm)		x(%)	y(%)	
Modelo Compatível								
3,28970000	-0,29377000		3,28965000	-0,29377000		0,0015199	0	
Modelo Refinado								
3,289600	-0,294040		3,28965000	-0,29377000		0,00151994	0,091824	
TENSÕES MÁXIMAS E MÍNIMAS								
DIANA®			Programa Desenvolvido			Diferença Relativa		
σ_{XX} (MPa)	σ_{YY} (MPa)	σ_{XY} (MPa)	σ_{XX} (MPa)	σ_{YY} (MPa)	σ_{XY} (MPa)	σ_{XX} (%)	σ_{YY} (%)	σ_{XY} (%)
Modelo Compatível								
0.9580	5.5900	2.1100	0.9580	5.5891	2.1098	0.0042	0.0166	0.0114
-1.9200	-11.5000	-0.0941	-1.9230	-11.5064	-0.0941	0.1563	0.0557	0.0106
Modelo Refinado								
0.9610	5.5900	2.1100	0.9580	5.5891	2.1098	0.3163	0.0166	0.0114
-1.9200	-11.5000	-0.0939	-1.9230	-11.5064	-0.0941	0.1563	0.0557	0.2023

A Figura 5.18 apresenta as deformadas obtidas nos programas. As figuras que representam a distribuição de tensões ao longo da parede estão no Apêndice A.2.



Programa Desenvolvido

DIANA® - Modelo refinado

Figura 5.18 – deformada multiplicada por um fator de escala de 200.

Outra característica do modelo adotado está relacionada ao comportamento não linear atribuído a interface, onde a rigidez na tração é diferente da rigidez na compressão, constituindo um comportamento bilinear. Dependendo das propriedades da interface e do carregamento aplicado na parede pode apresentar um comportamento não linear, característico do surgimento gradativo de zonas de tração e de compressão. Para mostrar este efeito um novo exemplo foi elaborado e as propriedades ajustadas (Figura 5.19), tornando o comportamento descrito mais perceptível.

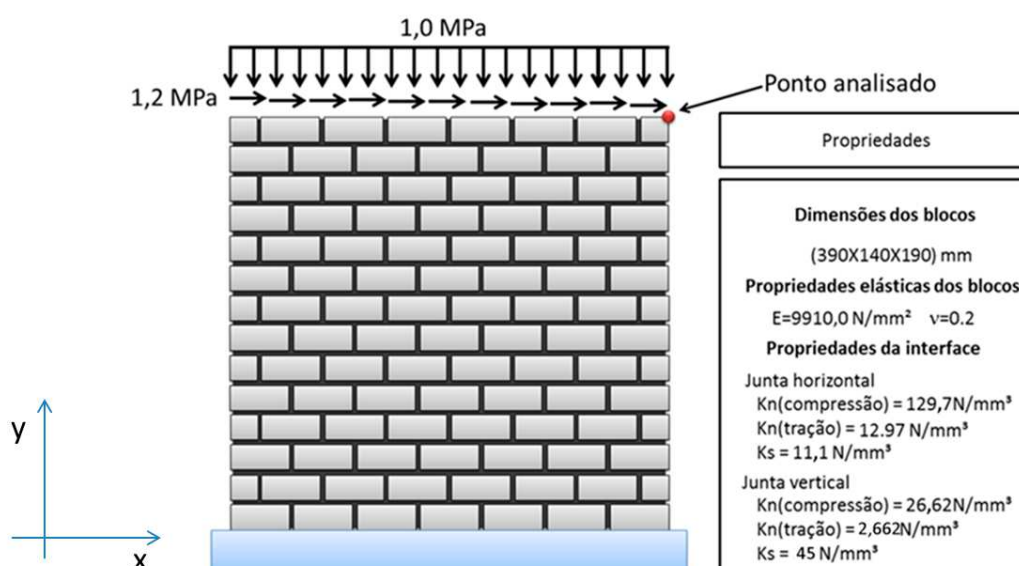


Figura 5.19 – Características do novo exemplo.

A curva do deslocamento em x, no ponto analisado, como função da força horizontal resultante pode ser observado na Figura 5.20. Onde fica claro o comportamento não

linear descrito. As figuras que representam a distribuição de tensões ao longo da parede para a configuração final estão no Apêndice A.3.

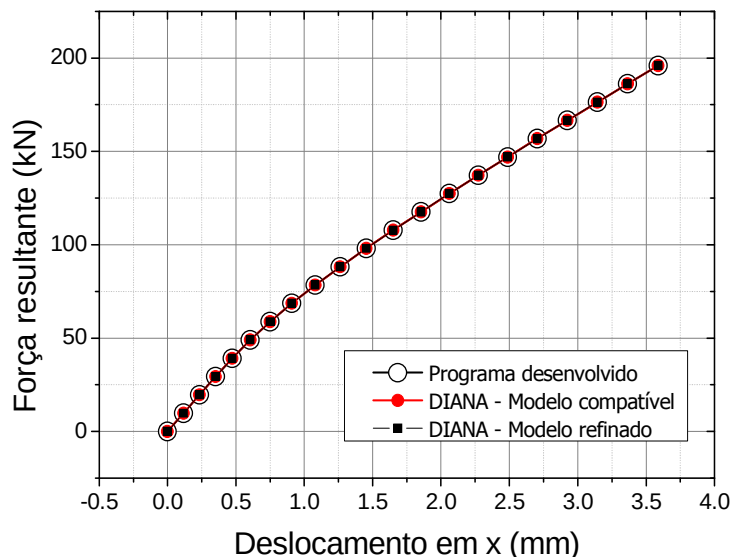


Figura 5.20 – Curva da força horizontal resultante como função do deslocamento em x no ponto analisado.

Analisando-se os resultados obtidos, é possível descrever o comportamento apresentado por dois trechos lineares, sendo que o primeiro reproduz comportamento linear, em que a rigidez na tração é igual àquela obtida na compressão. O segundo trecho indica uma nova rigidez, após as zonas de tração e de compressão se consolidarem.

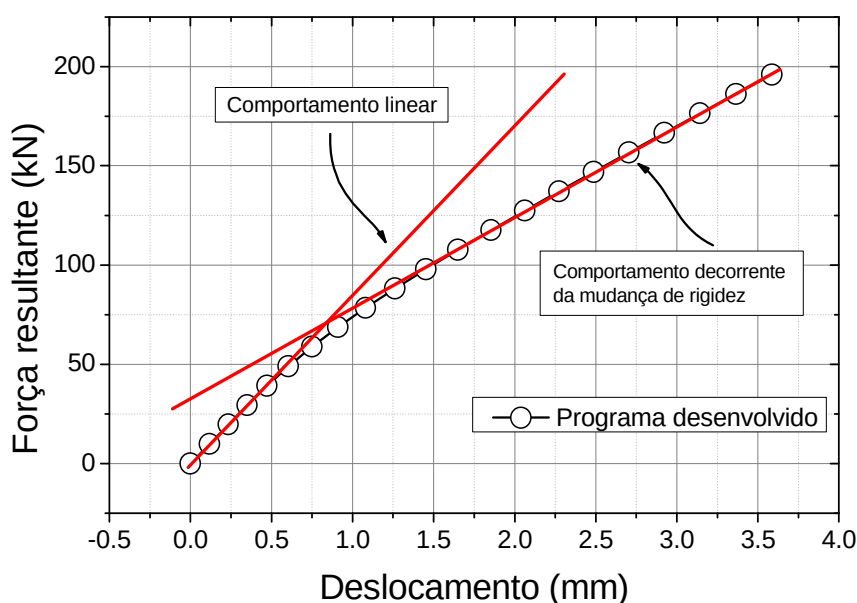


Figura 5.21 – Curva da força horizontal resultante como função do deslocamento em x no ponto

analisado.

O último exemplo mostra a validade da ferramenta usada para o cálculo dos esforços ao longo da seção transversal. Este modelo representa uma parede com altura de 8,4 m e com largura de 2,8 m, sendo que a cada 2,8 m existe um sistema de compatibilização de graus de liberdade, que vincula o deslocamento em x ao longo da linha horizontal definida, como se ver na Figura 5.22. Este procedimento distribui o carregamento horizontal ao longo da seção da parede, representado uma ligação rígida.

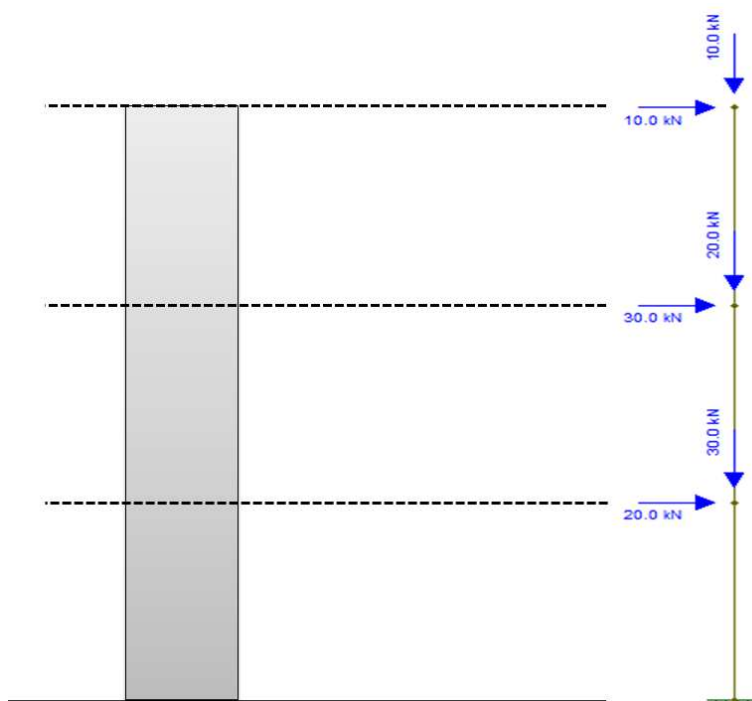


Figura 5.22 – Modelo proposto para verificar o funcionamento da ferramenta para cálculo dos esforços.

A interface foi representada com comportamento linear, apresentando as propriedades indicadas na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Propriedades da interface bloco-argamassa.

Junta horizontal	Rigidez normal (N/mm ³)	40,00
	Rigidez ao cisalhamento (N/mm ³)	11,10
Junta vertical	Rigidez normal (N/mm ³)	26,62
	Rigidez ao cisalhamento (N/mm ³)	45,00

Os esforços internos resultantes, ao longo da seção da parede, foram calculados a partir de dois procedimentos diferentes. A primeira considera a integração das tensões ao longo da seção, já a segunda considera esforço interno calculado a partir

da matriz de rigidez do elemento. As duas opções demonstraram convergir para uma mesma solução, entretanto o segundo caso mostrou menor susceptibilidade a concentrações de tensões. Os diagramas de esforços ao longo da parede estão ilustrados nas Figuras 5.15, 5.16 e 5.17. Os resultados foram comparados com os obtidos pelo procedimento convencional de cálculo dos esforços. Novamente a diferença relativa foi inferior a 1% em todos os casos, validando a ferramenta usada. Destaca-se e que os resultados para o momento fletor são mais representativos, envolvendo o cálculo do braço de alavanca e o acumulo de erros.

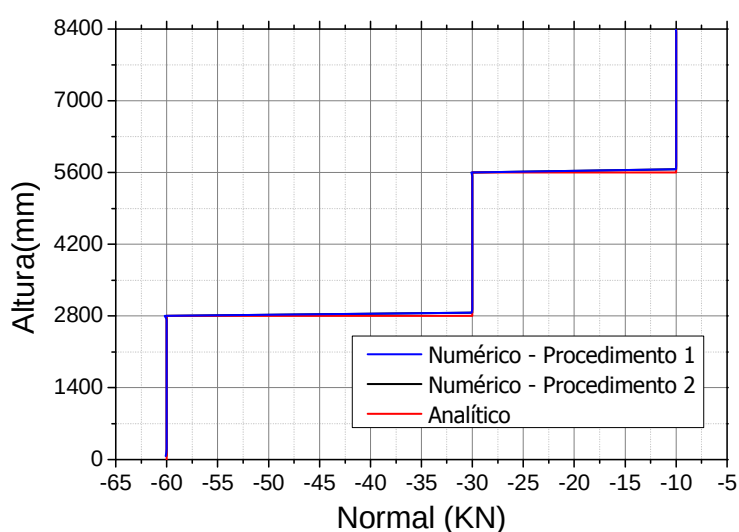


Figura 5.23 – Diagrama do esforço normal ao longo da parede.

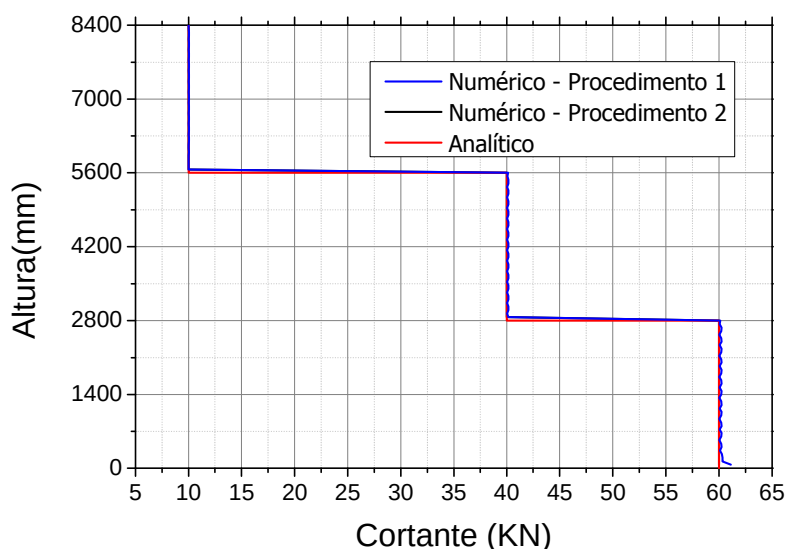


Figura 5.24 – Diagrama do esforço cortante ao longo da parede.

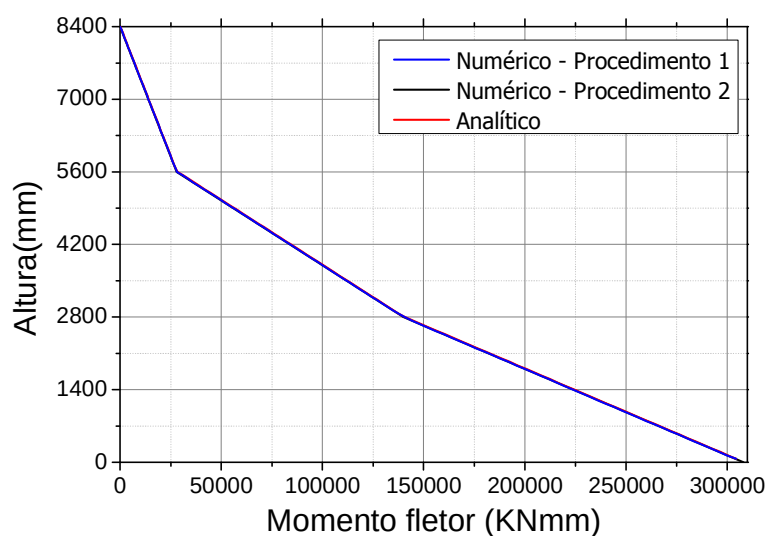


Figura 5.25 – Diagrama do momento fletor ao longo da parede.

5.6. Conclusões do capítulo

O conteúdo deste Capítulo nos permite concluir que:

- Foi possível identificar um modelo em elementos finitos adequado para o tipo de problema estudado.
- O programa computacional foi desenvolvido com êxito, apresentando ferramentas adequadas para entrada, análise e visualização dos dados.
- O programa desenvolvido foi testado em diferentes casos, com diferentes condições de contorno, demonstrando a sua utilidade e versatilidade no estudo numérico.
- O conjunto de exemplos apresentados abrange todas as ferramentas usadas para este trabalho. Em todos os casos, os resultados obtidos foram satisfatórios em relação ao DIANA® indicando a coerência do código numérico desenvolvido.

CAPÍTULO 6

Estudos em paredes de alvenaria

Como constatado no capítulo de ensaios experimentais, as juntas horizontais apresentam propriedades diferentes em relação às juntas verticais. Estas também podem ser solicitadas de forma diferente, a depender das propriedades da alvenaria e das condições de contorno do problema. Quando os efeitos da flexão predominam sobre os do cisalhamento, as juntas horizontais passam a trabalhar de forma acentuada (modo de ruptura por flexão). Entretanto, quando os efeitos do cisalhamento prevalecem, o escorregamento da junta horizontal e a abertura da junta vertical são favorecidos. Baseado nesta hipótese, esta seção apresenta um estudo numérico detalhado sobre como a interface bloco-argamassa pode influenciar o comportamento elástico da alvenaria sobre diferentes condições de contorno.

6.1. Influência da interface bloco-argamassa no comportamento global de paredes de alvenaria com extremidade livre

Diferentes paredes foram modeladas para várias combinações de propriedades da interface e condições de contorno. Como já comentado, a estratégia de simulação adotada foi a micromodelagem simplificada e desta forma, todos os blocos foram modelados com suas dimensões expandidas e com propriedades de acordo com a Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Propriedades do bloco.

Módulo de elasticidade do bloco	N/mm ²	9910,00
Coeficiente de Poisson	-	0,20
Dimensões do bloco (L x H x e)	mm	390 x 190 x 140
Espessura da junta	mm	10,00
Discretização de meio-bloco	-	4 x 4

Neste caso os efeitos de interesse eram:

- Influência das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa;
- Influência do nível de pré-compressão;
- Influência da razão altura/largura.

Baseado nisto, um conjunto de variáveis foi definido e um estudo paramétrico foi estabelecido. Para a interface bloco-argamassa, as variáveis em questão foram rigidez normal (K_n) na compressão e na tração, e a rigidez ao cisalhamento (K_s). Estas propriedades foram consideradas diferentes em ambas as juntas (K_{nV} , K_{nH} , K_{sV} e K_{sH}). Diferentes combinações de valores foram analisadas para avaliar a influência destas no comportamento da alvenaria. Estas foram:

- A rigidez normal à compressão da junta horizontal variou de 10 a 200 N/mm³;
- A rigidez normal à compressão da junta vertical variou de 0,1 a 200 N/mm³;
- Para ambas as juntas, duas possibilidades de rigidez normal à tração foram consideradas, 10% e 100% da rigidez a compressão adotada ($\%K_n$);
- Para rigidez ao cisalhamento, em ambas as juntas, duas possibilidades foram adotadas, um valor muito baixo 10 N/mm³ e um valor muito alto 100 N/mm³.

Três condições de pré-compressão foram consideradas, 0, 0,5 e 1 MPa. Todos os as paredes foram consideradas com uma altura constante de 2,8 m, entretanto três larguras diferentes foram consideradas de modo a conseguir H/L igual a 2,33, 1,0 e 0,5.

O carregamento horizontal foi aplicado no topo da parede de forma incremental até que a tensão de tração máxima na interface atingisse 0,1 MPa. Este procedimento foi estabelecido para definir um ponto de parada com mesmo sentido físico para todas as paredes. A curva da força horizontal como função do deslocamento (horizontal) no ponto analisado foi obtida para cada parede. O ponto inicial e o final definem uma reta, possibilitando a determinação da rigidez secante (K_{sec}), como ilustrado na Figura 6.1.

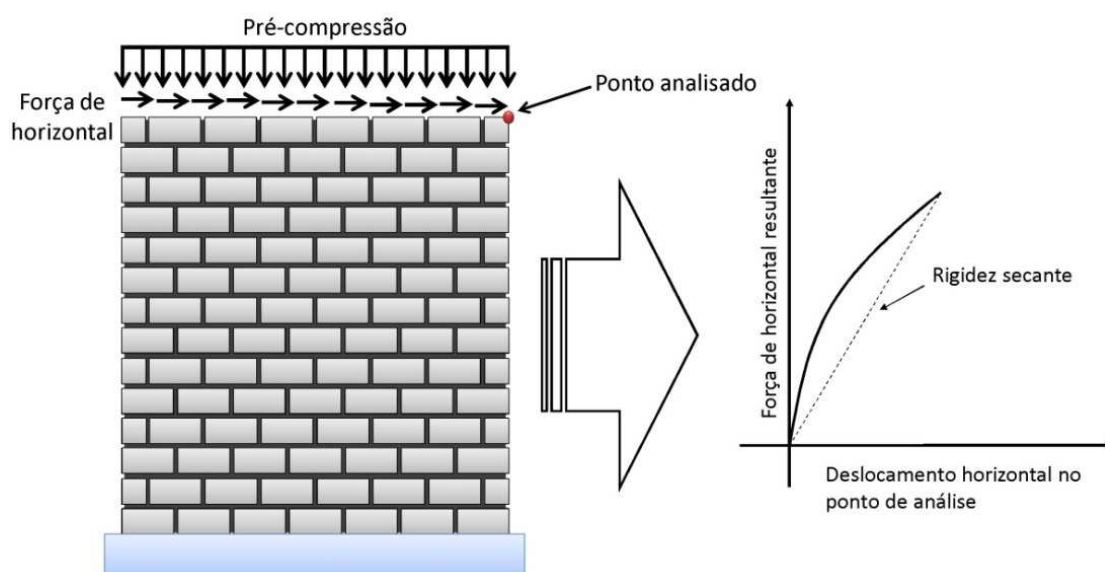


Figura 6.1 – Modelo adotado e resposta analisada.

Estabelecendo o nível de pré-compressão (σ), a relação entre rigidez a tração e a compressão ($\%K_n$), a razão H/L e a rigidez ao cisalhamento nas duas direções (K_{SV} e K_{SH}), as variáveis do problema se tornam apenas a rigidez normal na junta horizontal (K_{nH}) e a rigidez normal na junta vertical (K_{nV}). Para cada combinação de K_{nH} e K_{nV} existe um valor de K_{sec} , definindo uma função tridimensional do tipo $K_{sec}(K_{nH}, K_{nV})$. Esta função pode ser representada em uma superfície 3D ou em curvas de nível, como ilustrado na Figura 6.2.

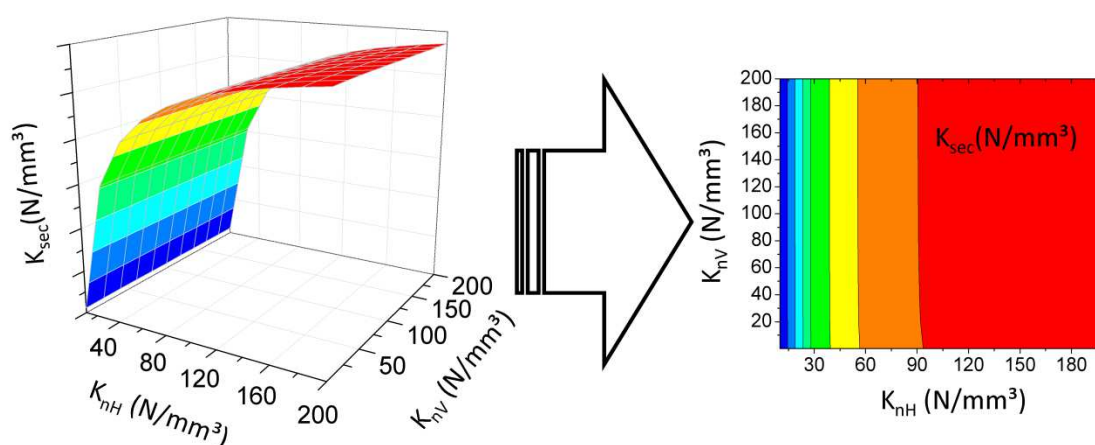


Figura 6.2 – Comportamento de K_s em função K_{nH} e K_{nV} .

Fixando $\%K_n$ e a razão H/L os resultados obtidos podem ser agrupados em quatro gráficos formados a partir das combinações de K_{sH} e K_{sV} (2 valores de K_{sH} e dois de K_{sV}), como ilustrado na Figura 6.3.

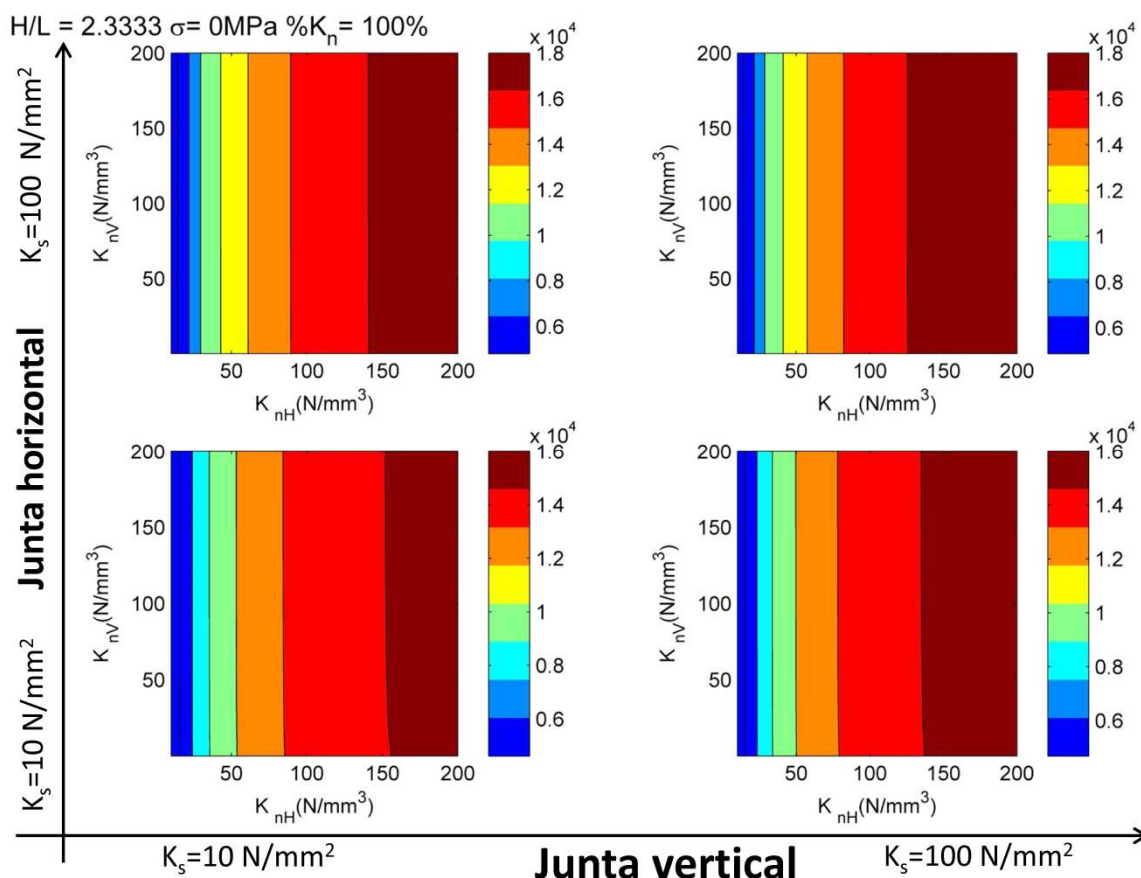


Figura 6.3 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a 0,0 MPa e $\%K_n$ igual a 100%.

A Figura 6.3 fornece uma visão global do comportamento elástico da parede em função das propriedades da interface, permitindo identificar qual das juntas exerce maior influência sobre o problema estudado. Todas as combinações adotadas geraram um conjunto de 18 figuras, entretanto ao longo deste texto apenas algumas serão apresentadas. As figuras foram selecionadas de modo a permitir uma melhor compreensão. Os demais resultados podem ser conferidos no Apêndice B.

A Figura 6.3 apresenta os resultados obtidos para uma parede com razão H/L de 2,33, σ igual a 0,0 MPa e $\%K_n$ igual a 100%. Em todos os gráficos, ao fixar K_{nH} a curva da rigidez secante (K_{sec}) se comportou praticamente constante. A Figura 6.4 apresenta de forma simplificada este comportamento. Neste caso, as curvas de nível apresentadas indicaram uma baixa participação de K_{nV} no comportamento da

alvenaria. A deformação na junta vertical pode ser considerada desprezível em relação à da junta horizontal.

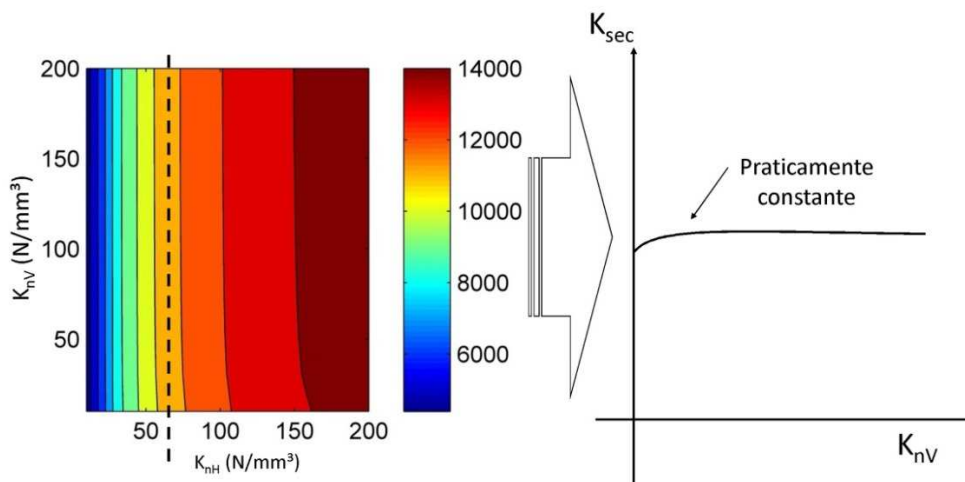


Figura 6.4 – Exemplo da análise dos resultados.

Ao fixar K_{nV} a curva da rigidez secante apresentou uma grande dependência de K_{nH} (Figura 6.5), indicando a influência das juntas horizontais.

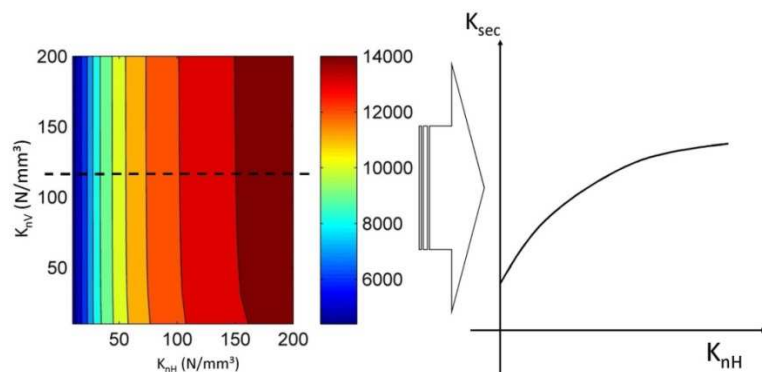


Figura 6.5 – Exemplo da análise dos resultados.

A Figura 6.6 representa o primeiro gráfico apresentado na Figura 6.3, onde K_{SH} é igual a 10 N/mm³ e K_{SV} é igual a 10 N/mm³, organizado na forma de curvas 2D. As curvas indicam o comportamento da rigidez secante normalizada⁶ em função de K_{nH} , sendo que cada uma foi calculada para um valor específico de K_{nV} . Os resultados estão sobrepostos, indicando que K_{nV} não exerce contribuição significativa. A Figura

⁶ Rigidez secante dividida pelo valor máximo alcançado no gráfico. Essa forma de representar os resultados facilita a visualização do percentual do valor máximo que pode ser obtido em uma determinada situação.

6.6 mostra a influência que K_{nH} exerce sobre o comportamento elástico da parede, onde a rigidez secante pode ser até 28% do valor máximo atingido, dentro do intervalo estabelecido.

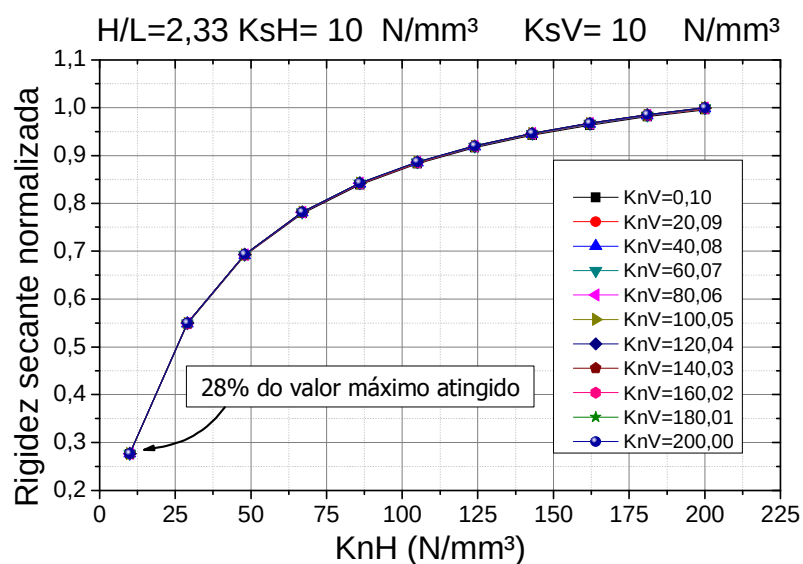


Figura 6.6 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.

Com a diminuição da razão H/L , aumentando a largura da peça, a participação da junta vertical permanece desprezível (Figura 6.7).

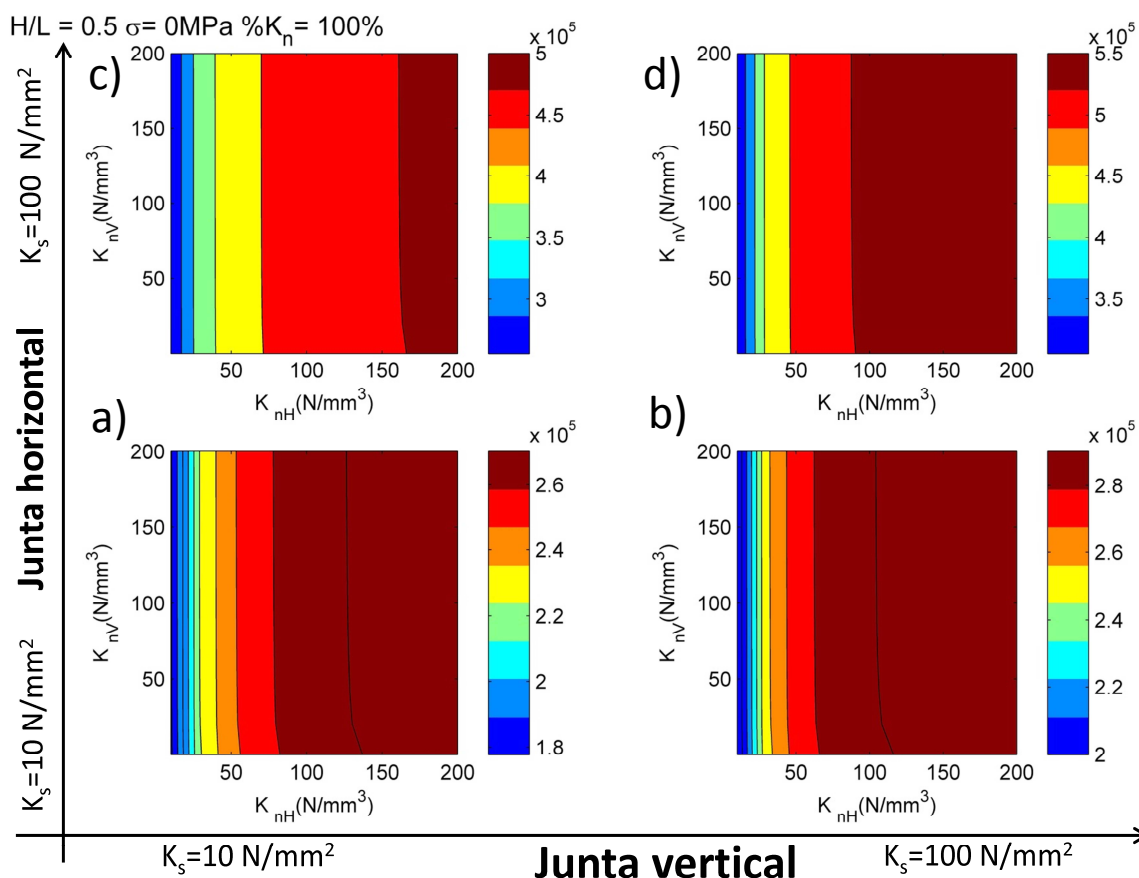


Figura 6.7 – Resultados para razão H/L de 0,5, σ igual a 0,0 MPa e $\%K_n$ igual a 100%.

A partir de uma simples comparação entre os máximos valores obtidos nas Figuras 6.3 e 6.7, é possível constatar a grande influência de H/L no comportamento da alvenaria.

Reproduzindo o gráfico “a” da Figura 6.7 na forma 2D (Figura 6.8), fica claro, que mesmo diminuindo H/L , K_{nV} não exerce influência significativa.

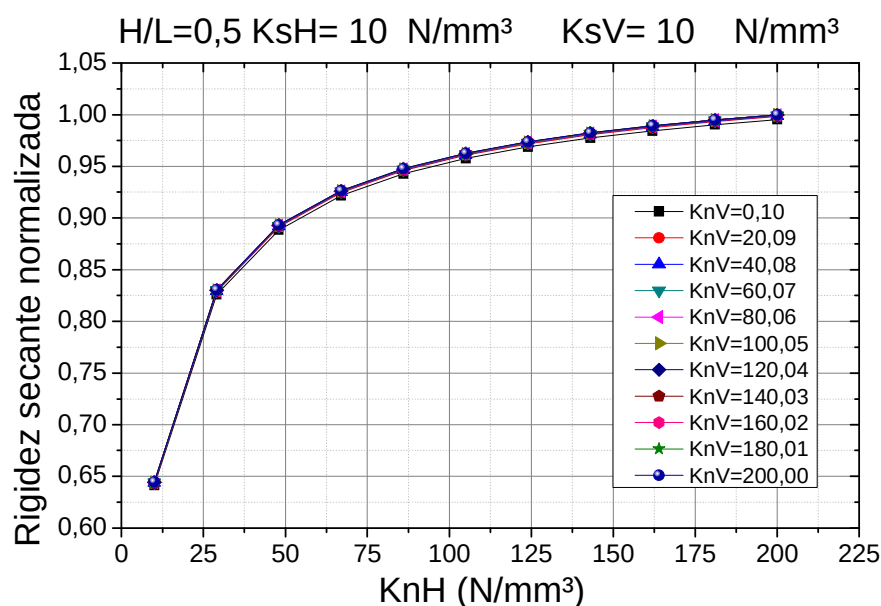


Figura 6.8 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.

Como pode ser visto na Figura 6.9, para H/L igual a 2,33 o valor mínimo obtido para a rigidez secante foi 28% do valor máximo alcançado (quando KnH é igual a 200 N/mm^3), já para H/L igual a 0,5 o mínimo valor obtido foi aproximadamente 64%. Estes resultados indicam que a redução da razão altura largura tende a diminuir a influência de KnH sobre o comportamento elástico da parede.

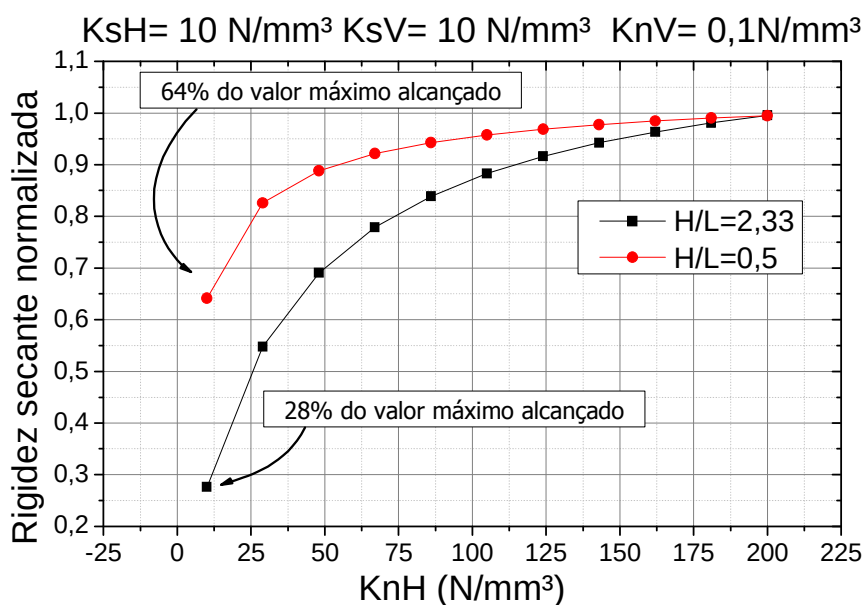


Figura 6.9 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.

Organizando os gráficos a, b e c, da Figura 6.7, na forma 2D (Figura 6.10), é possível perceber que tanto K_{SV} quanto K_{SH} exercem influência significativa sobre o comportamento da parede, mas em proporções diferentes. A variação de K_{SH} resultou em uma contribuição mais significativa, quando comparada a uma mesma variação de K_{SV} .

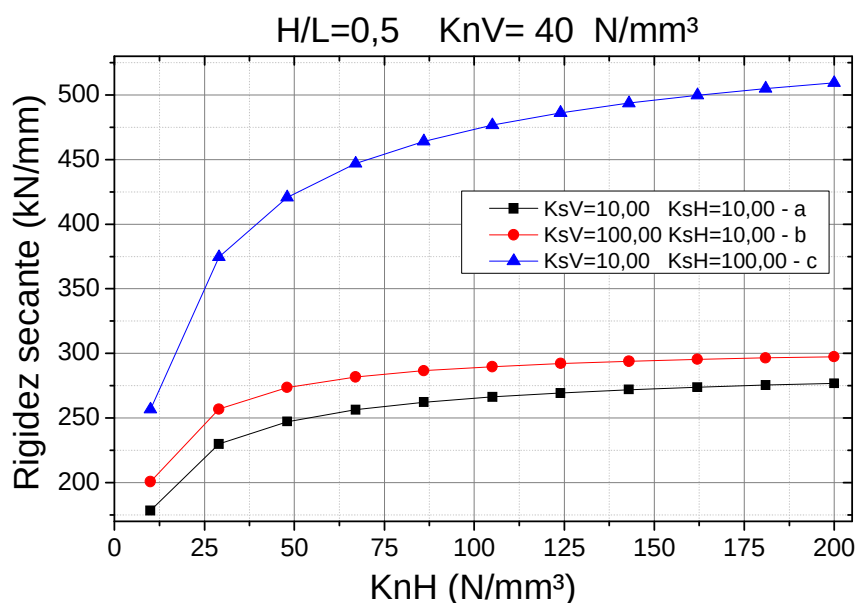


Figura 6.10 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante.

Mantendo H/L e variando a rigidez normal à tração, um novo cenário se forma. A Figura 6.11 expõe a mesma situação da Figura 6.7, entretanto, neste caso, $\%K_n$ foi igual a 10%, proporcionando uma redução na rigidez quando a junta está submetida à tração. Os resultados indicaram uma redução da máxima rigidez secante alcançada em cada um dos gráficos, porém, não tão acentuada, porque a razão H/L da parede é baixa, favorecendo o cisalhamento da peça.

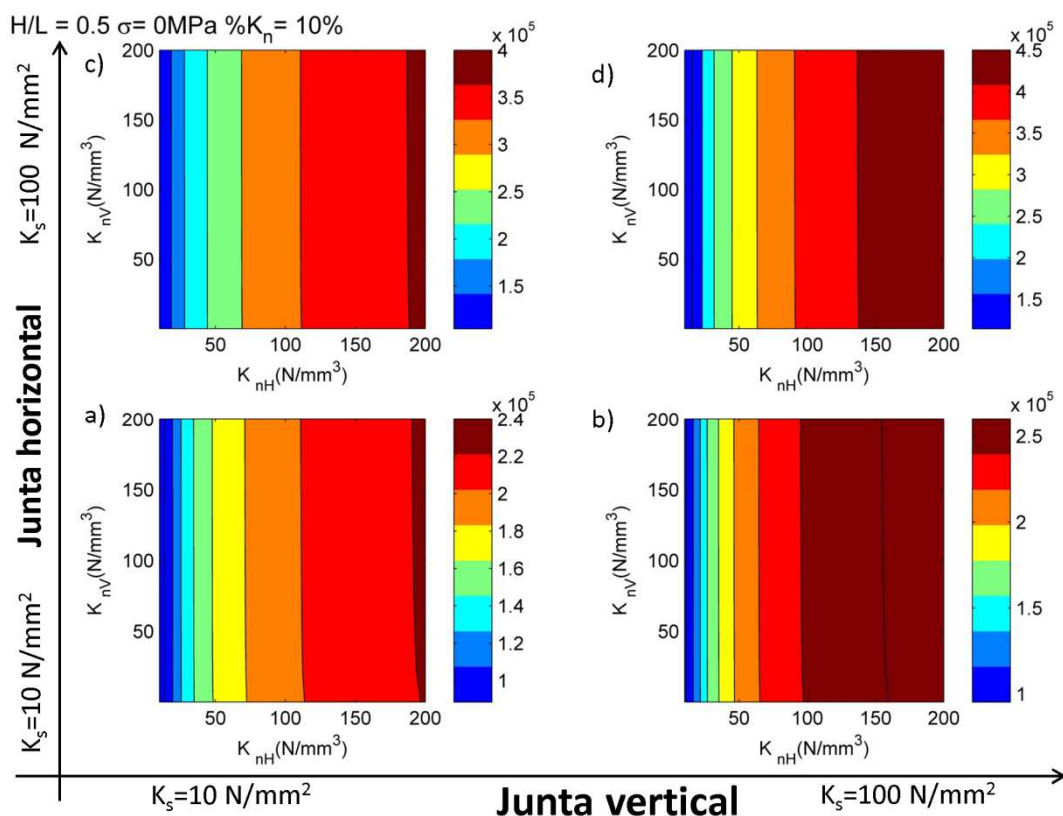


Figura 6.11 – Resultados para razão H/L de 0,5, σ igual a 0,0 MPa e $\%K_n$ igual a 10%.

Em todos os casos apresentados a pré-compressão era nula. O aumento do nível de pré-compressão provocou o aumento da rigidez da peça, convergindo para o caso linear, como pode ser observado na Figura 6.12. Este comportamento é justificado pela redução das zonas de tração com o aumento da compressão. É importante ressaltar que o nível de pré-compressão só demonstrou influenciar os casos não lineares, onde existe variação na rigidez da interface.

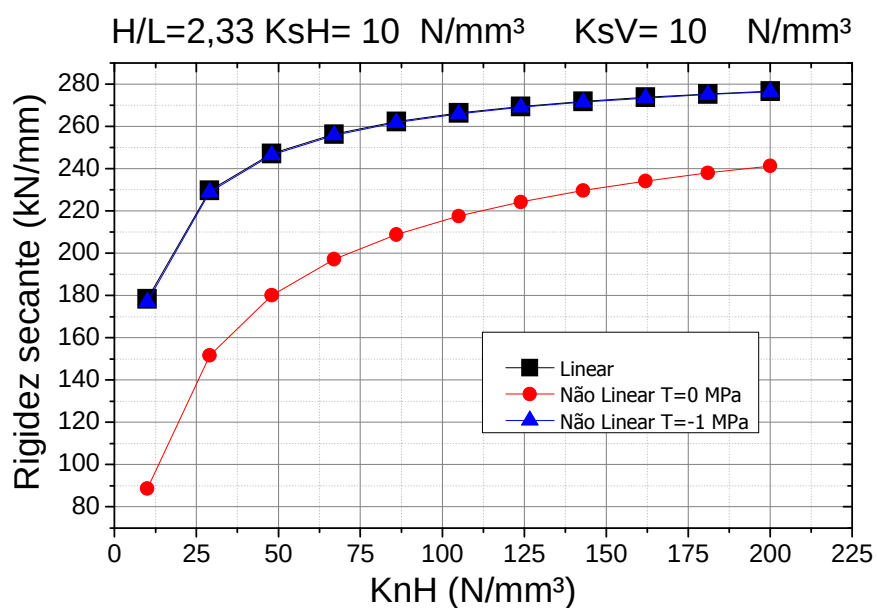


Figura 6.12 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a variação do nível de pré-compressão.

A Figura 6.13 representa os resultados obtidos para uma parede com H/L igual a 2,33, que é mais influenciado pela flexão, demonstrando que o aumento do nível de pré-compressão tende a aumentar a rigidez da peça.

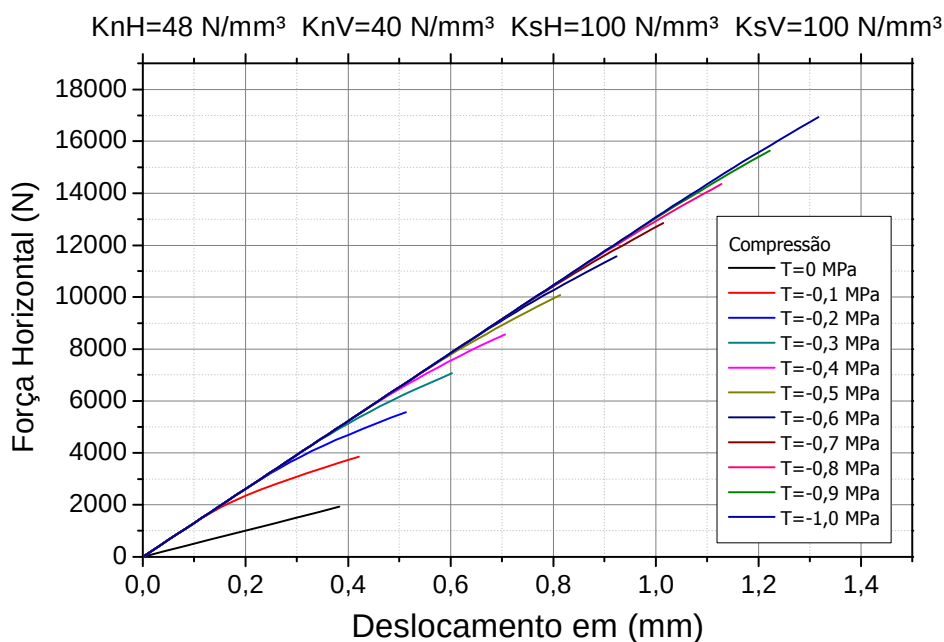


Figura 6.13 – Gráficos da força horizontal em função do deslocamento horizontal, no ponto de análise, para diferentes níveis de pré-compressão.

Uma alternativa à situação estudada é manipular as variáveis de forma a obter um novo conjunto de gráficos. A nova situação a ser apresentada consiste em considerar K_{sec} em função de K_{sH} e K_{sV} , como ilustrado na Figura 6.14. Todos os gráficos obtidos estão no apêndice C.

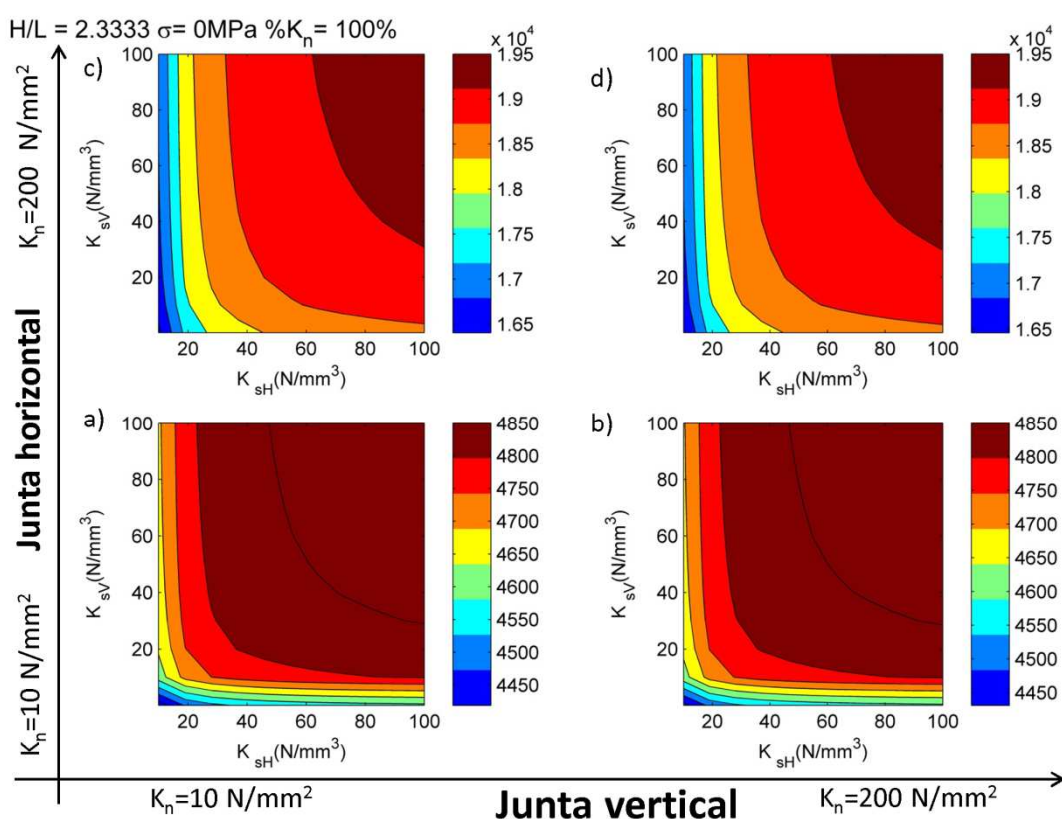


Figura 6.14 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 100%.

A Figura supracitada mostra que mesmo para uma situação onde a razão altura largura é alta, tanto K_{sH} quanto K_{sV} exercem influência sobre o comportamento da alvenaria.

Analisando a Figura 6.16, que representa o gráfico “a” da Figura 6.14, é possível perceber o quanto K_{sH} e K_{sV} influenciam o comportamento elástico da parede. Os resultados indicam que o valor mínimo é cerca de 90% da máxima rigidez da parede, sendo assim, dependendo da combinação, a rigidez secante da parede pode ser até 10% menor do que o máximo valor obtido.

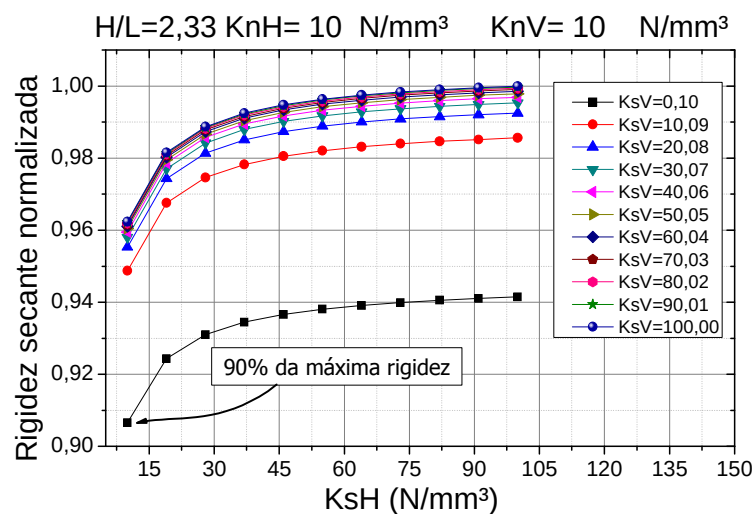


Figura 6.15 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.

Diminuindo a razão H/L , percebe-se claramente uma alteração nos valores de máxima K_{sec} , assim como K_{sH} e K_{sV} permaneceram influenciando o comportamento da parede (Figura 6.20).

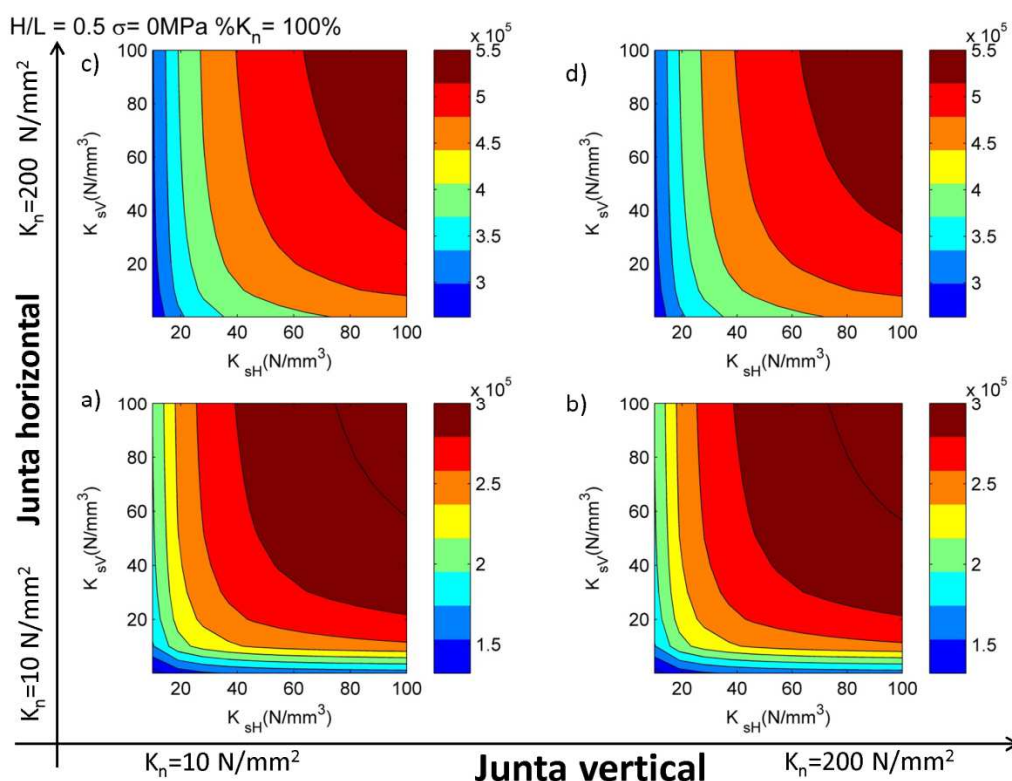


Figura 6.16 – Resultados para razão H/L de 0,5, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 100%.

A redução da razão H/L resultou no aumento da influência de K_{SH} e K_{SV} , como pode ser visto na Figura 6.17, que representa o gráfico “a” da Figura 6.16. A rigidez secante mínima foi 42% da rigidez máxima.

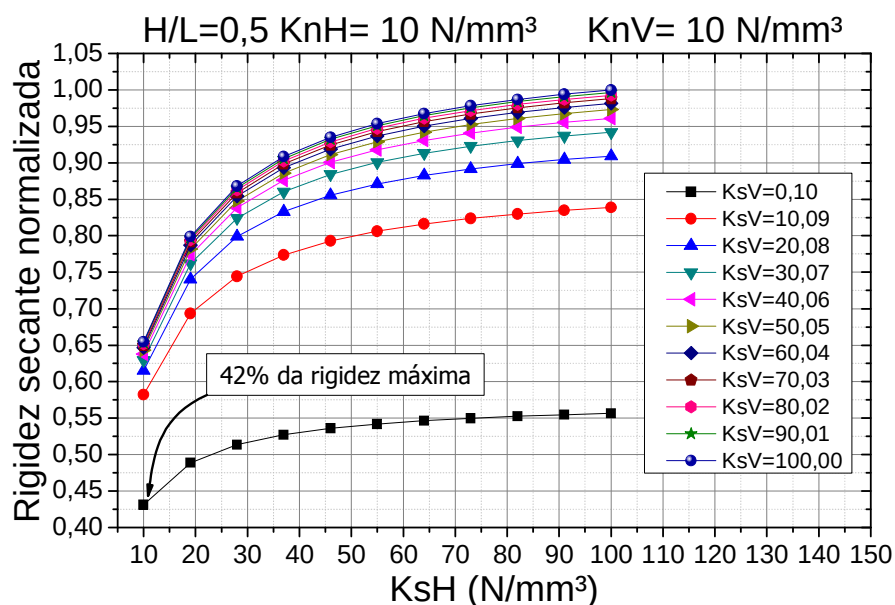


Figura 6.17 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.

Comparando as curvas da rigidez secante normalizada para H/L igual a 2,33 e 0,5, fica claro que K_{SH} e K_{SV} passaram a influenciar o comportamento da parede de forma mais significativa quando H/L é igual a 0,5.

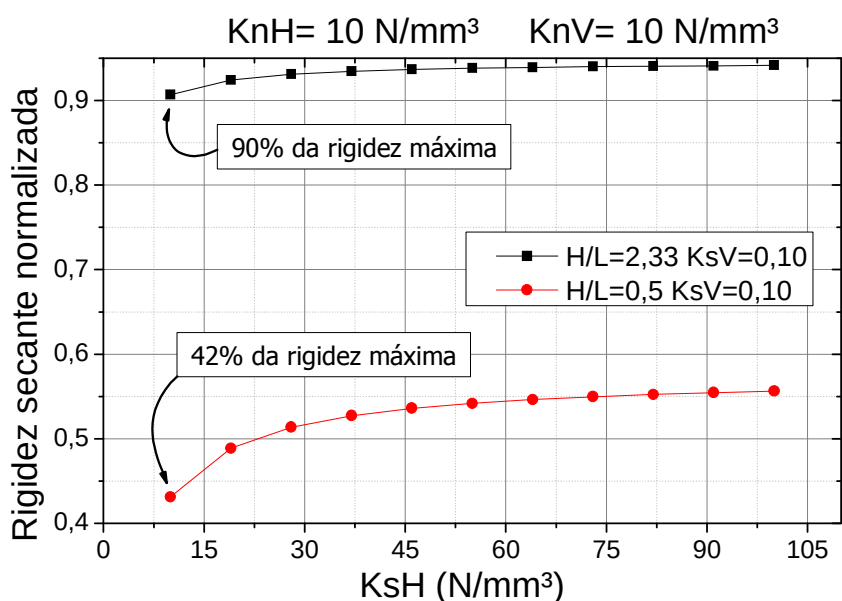


Figura 6.18 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.

A Figura 6.19 apresenta as curvas da rigidez secante em função de K_{SH} , obtidas a partir dos gráficos a, b e c da Figura 6.20 (considerando K_{SV} igual a 48 N/mm²). Cada um dos gráficos representa uma combinação de K_{nH} e K_{nV} , e permite constatar a baixa influência de K_{nV} .

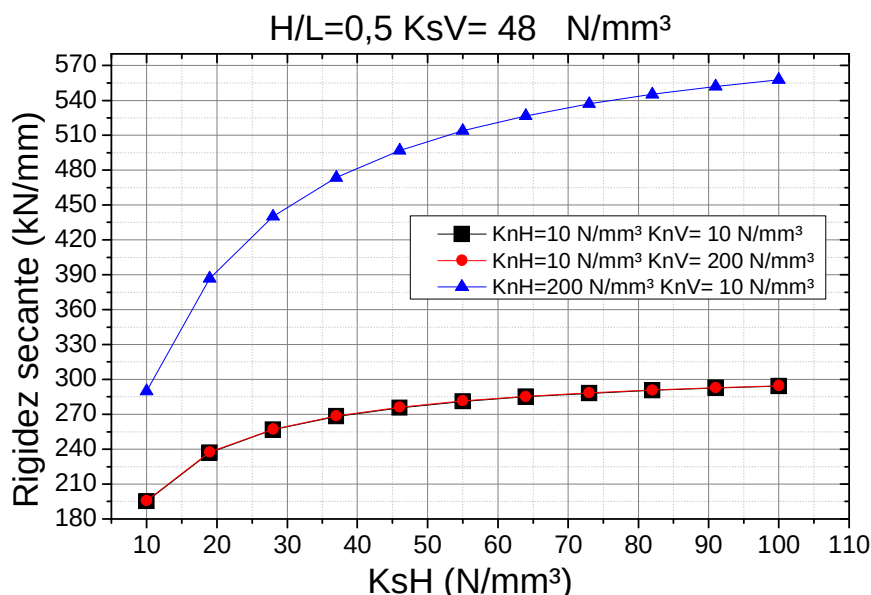


Figura 6.19 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.

Os resultados obtidos indicam que tanto K_{SH} quanto K_{SV} exercem considerável influência no comportamento global das paredes. Porém, a forma como elas influenciam depende da razão H/L . Os resultados também demonstram que o aumento de K_{nH} tende a aumentar significativamente o valor máximo de K_{sec} .

A Figura 6.20 apresenta os resultados para a rigidez na tração igual a 10% da rigidez na compressão. Novamente, observa-se uma redução dos valores máximos de rigidez secante.

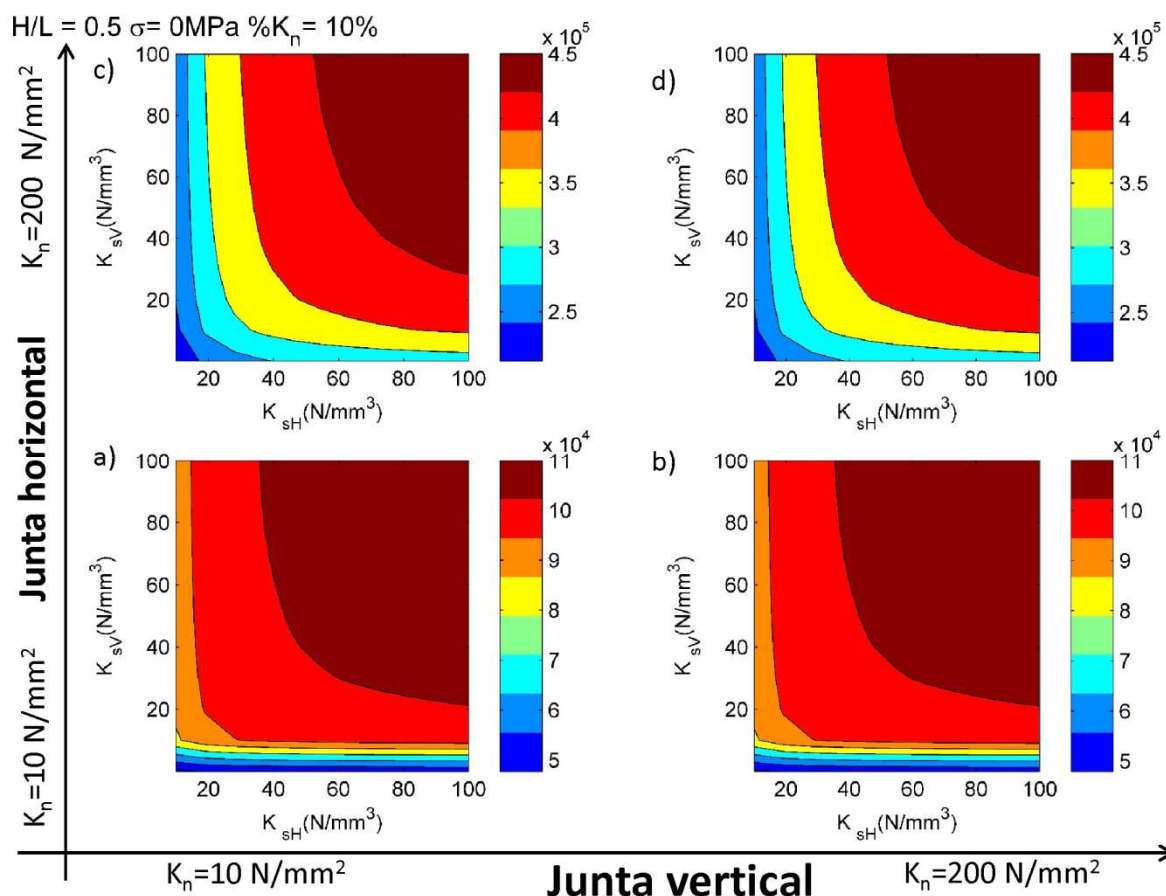


Figura 6.20 – Resultados para razão H/L de 0,5, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 10%.

Para finalizar, uma nova combinação de variáveis foi considerada, onde o comportamento da K_{sec} foi representado em função da K_{nH} e da K_{sH} , como ilustrado na Figura 6.21 (todos os gráficos obtidos estão no apêndice D).

A Figura supracitada está relacionada ao caso onde H/L é igual a 2,33, a pré-compressão é nula e $\%K_n$ é igual a 100%. Neste caso percebe-se que tanto K_{sH} , quanto K_{nH} estão exercendo influência. Entretanto os resultados indicam uma maior contribuição de K_{nH} , uma vez que a K_{sH} só exerce influência para valores abaixo de 40 N/mm^3 . A partir deste valor a deformação da junta horizontal por cisalhamento se torna desprezível em relação ao comportamento na direção normal.

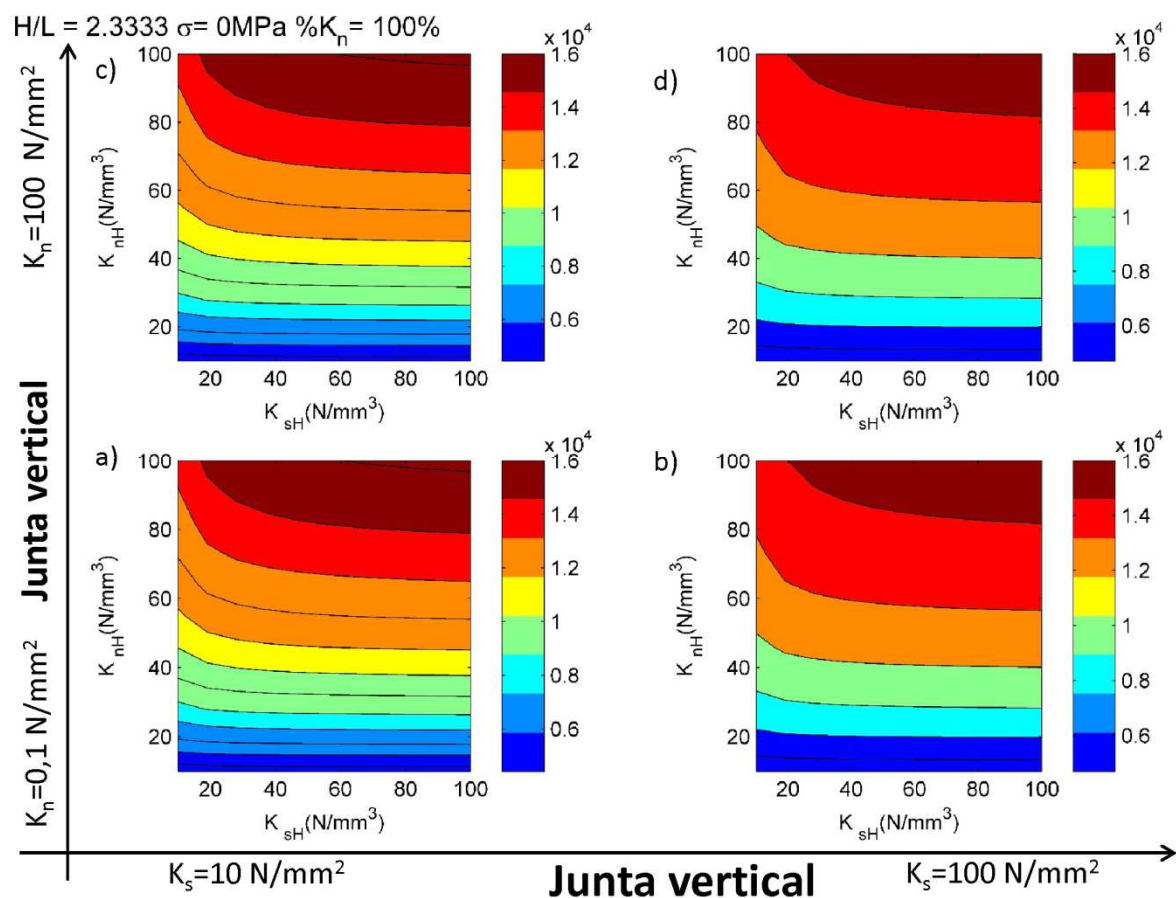


Figura 6.21 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 100%.

A Figura 6.22 representa o gráfico “a” da Figura 6.21 na forma 2D. Os resultados comprovam a participação da K_{nH} e K_{sH} .

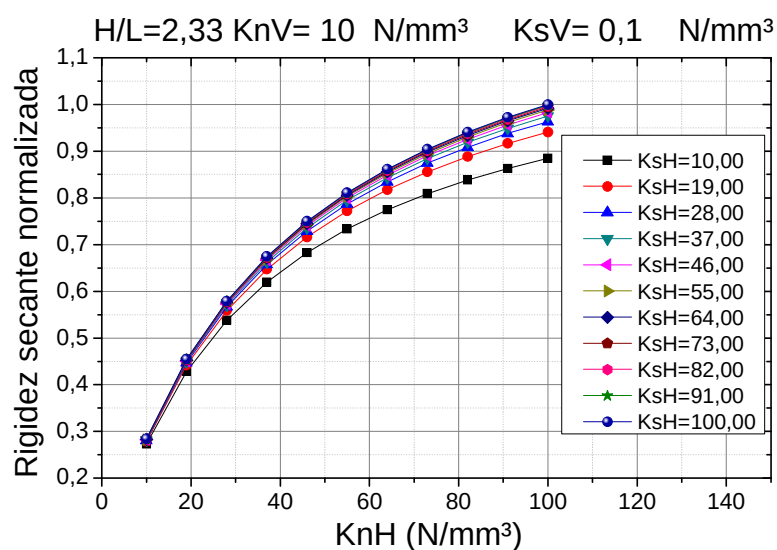


Figura 6.22 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.

Reduzindo a razão H/L um novo cenário se forma, onde K_{sH} passa a exercer uma participação mais acentuada (Figura 6.23).

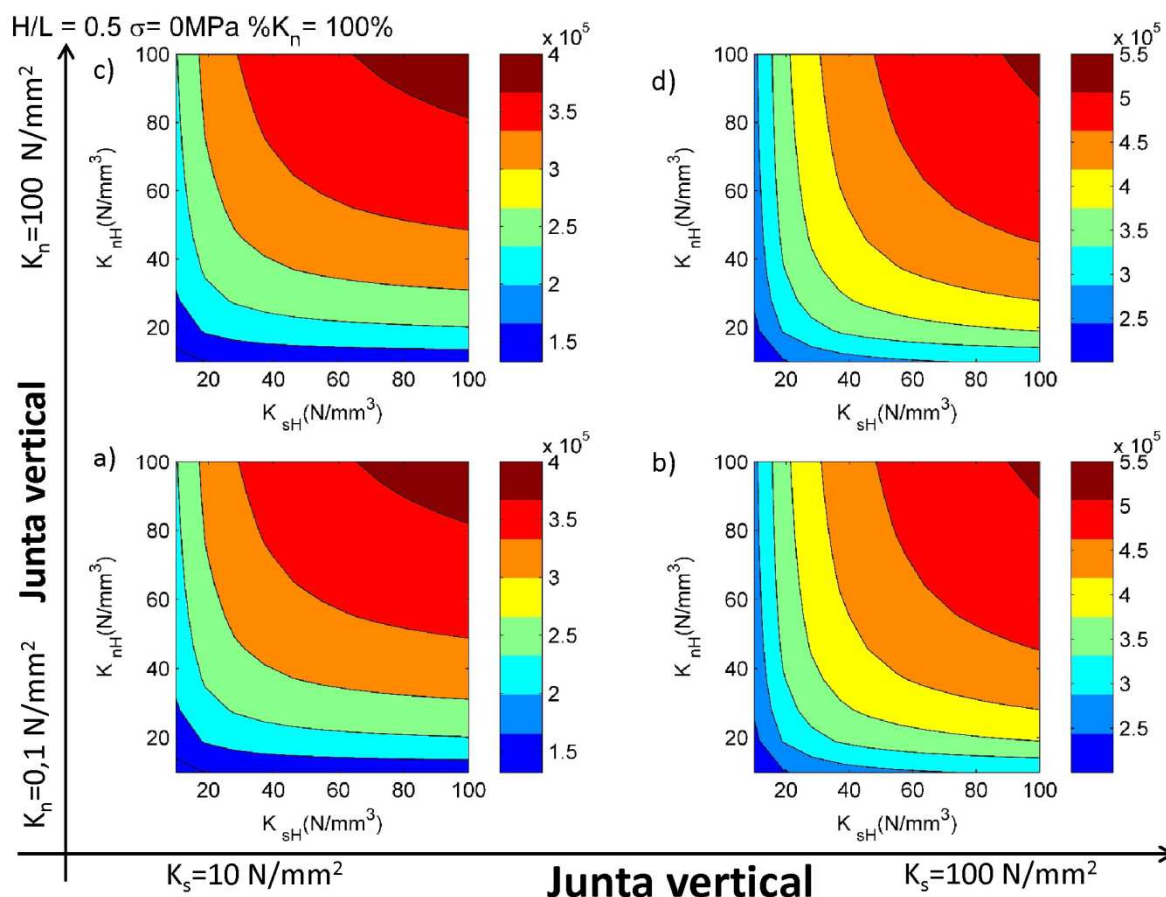


Figura 6.23 – Resultados para razão H/L de 0,5, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 100%.

Comparando a Figura 6.23 com a Figura 6.24 é possível constatar, de forma mais simplificada, as alterações no comportamento da junta horizontal. As curvas para os diferentes K_{sH} estão mais espaçadas, indicando uma maior contribuição deste parâmetro com a diminuição a razão H/L .

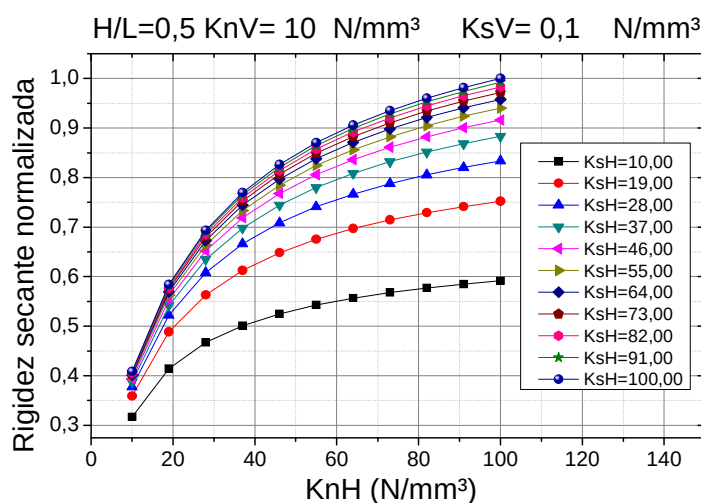


Figura 6.24 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.

Reduzindo $\%K_n$ para 10% ocorre uma sensível redução na participação de K_{sH} , proporcionada pelo aumento da abertura da junta horizontal, devido aos efeitos da flexão. Entretanto a aplicação da pré-compressão faz a resposta convergir para a solução linear, como foi já comentado.

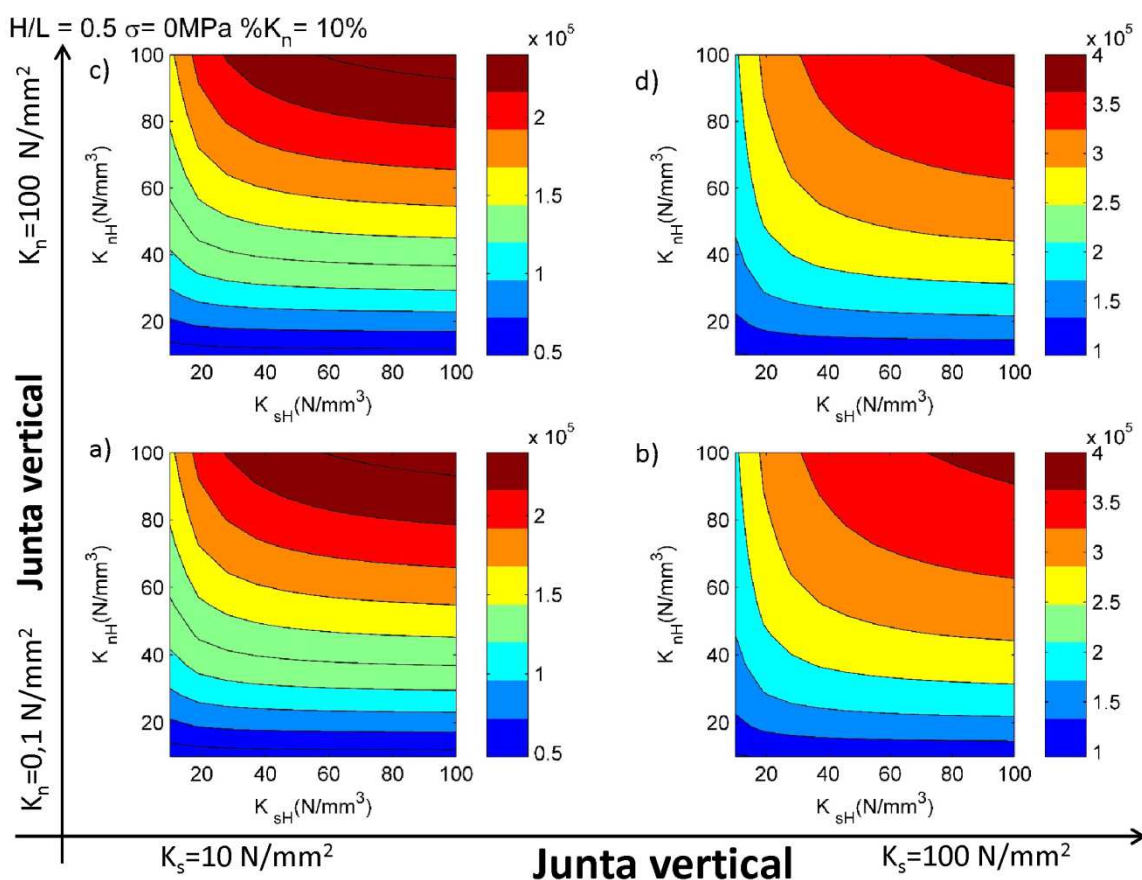


Figura 6.25 – Resultados para razão H/L de 0,5, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 10%.

Basicamente os resultados obtidos indicaram sobre quais situações as interfaces (vertical ou horizontal) exercem maior influência no comportamento elástico da alvenaria.

O estudo se resumiu a uma análise dos efeitos da flexão e do cisalhamento, onde dependendo das características da parede um efeito pode se tornar desprezível em relação ao outro. Em painéis com maior H/L o modo predominante é o de flexão, consequentemente a rigidez normal da junta horizontal exerce maior influência sobre o comportamento da parede, entretanto a rigidez ao cisalhamento nos dois tipos de juntas também influenciam, mas em menor escala. Em painéis com menor H/L os efeitos do cisalhamento passam a se sobrepor aos da flexão, consequentemente ocorre uma redução na participação da rigidez normal da junta horizontal, sendo acompanhada pelo aumento da influência da rigidez ao cisalhamento dos dois tipos de juntas. Os resultados também indicaram que a rigidez normal da junta vertical não exerce influência significativa sobre o comportamento elástico da parede, indicando que as juntas verticais são pouco solicitadas nesta direção.

Como foi comentado na seção de revisão bibliográfica, existem alguns estudos relacionados à influência do não preenchimento da junta vertical, mas os resultados se divergem. O estudo apresentado esclarece alguns aspectos em relação ao comportamento elástico da parede, indicando sobre quais circunstâncias as propriedades elásticas da junta vertical podem influenciar. A rigidez ao cisalhamento na junta vertical exerce influência significativa sobre o comportamento elástico da parede, mas, isto depende das propriedades elásticas da junta horizontal. Quanto mais deformável a junta horizontal, menor é essa influência, principalmente se a rigidez ao cisalhamento na vertical já for baixa.

6.2. Influência da interface bloco-argamassa no comportamento global de paredes de alvenaria com extremidade restrita

A seção anterior foi dedicada ao estudo de paredes com a extremidade superior livre, entretanto esta situação não representa a realidade (na maioria dos casos). Em um edifício as lajes (superior e inferior) restringem as extremidades da parede,

enrijecendo o sistema. Esta condição de vinculação não é perfeita. Desta forma, a resposta da parede é representada por uma situação intermediária, entre a perfeitamente engastada e a livre. Segundo Parsekian et. al (2012), a vinculação da extremidade superior pode amplificar os efeitos do cisalhamento em relação aos de flexão, entretanto resta saber como esta nova abordagem pode influenciar a participação das juntas.

Os primeiros resultados envolvem a situação em que as variáveis do problema são K_{nH} e K_{nV} , dando origem ao gráfico da Figura 6.26. Novamente K_{nV} não exerceu influência no comportamento da alvenaria.

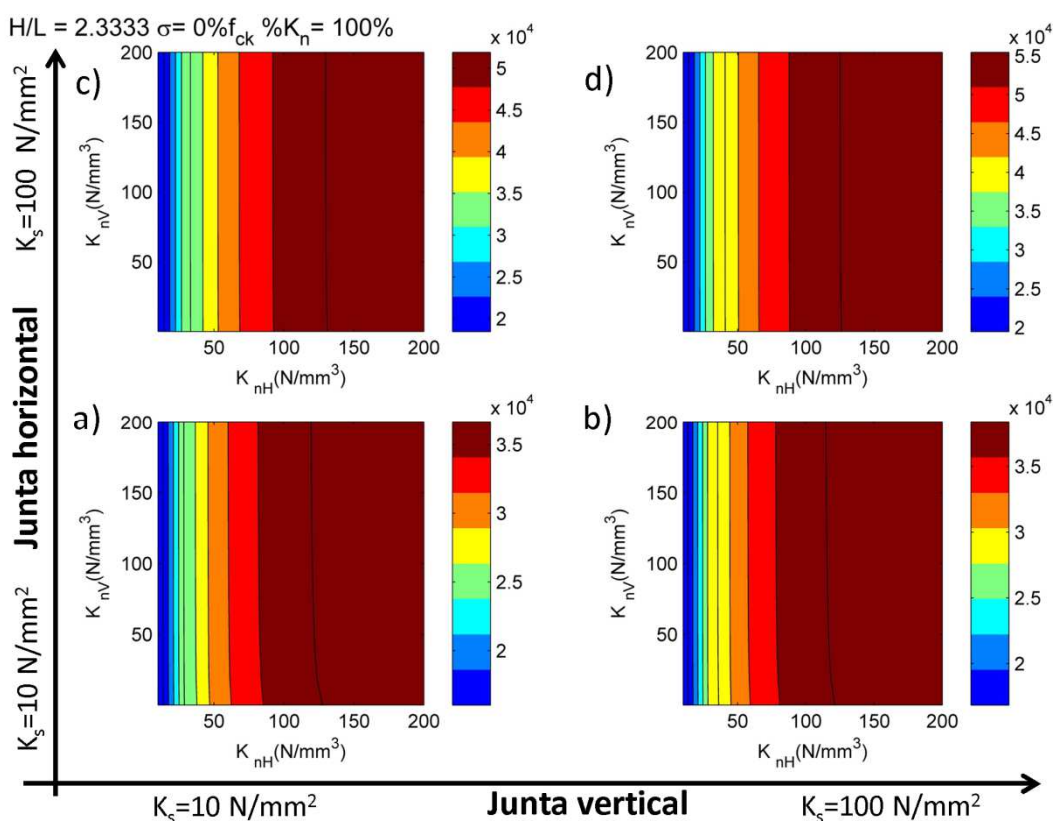


Figura 6.26 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 100%.

Em relação ao caso anterior, com extremidade livre, esta nova situação aumentou a rigidez da parede como um todo, isto pode ser observado a partir da comparação dos máximos valores apresentados em cada um dos gráficos.

A Figura 6.27 apresenta o gráfico da rigidez secante normalizada em função da rigidez normal da junta horizontal. Dois casos são apresentados, sendo que o primeiro representa uma das curvas do gráfico “a” na Figura 6.26. O segundo caso representa o gráfico “a” na Figura 6.3, que é a situação equivalente, no entanto, com

a extremidade superior livre. Quando o topo da parede está livre a menor rigidez alcançada foi 28% da rigidez máxima, enquanto que para o novo caso a mínima rigidez foi 42%. Comparando os dois casos é possível perceber que a introdução da nova condição de contorno resultou em uma diminuição na influência de K_{nH} sobre o comportamento elástico da parede.

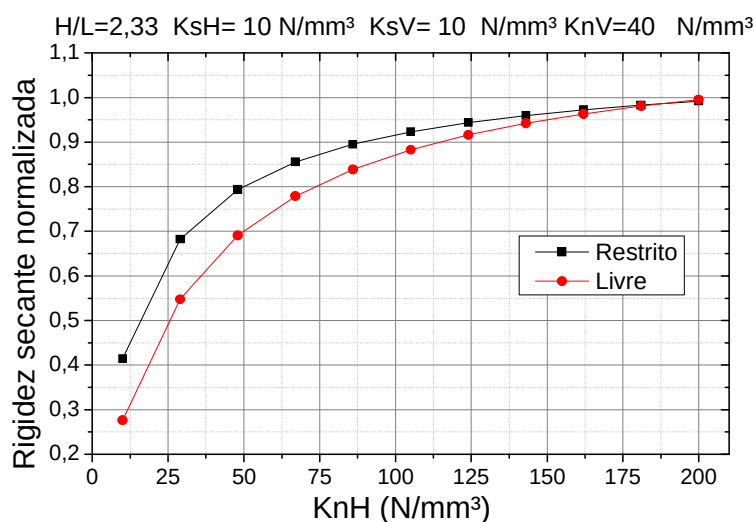


Figura 6.27 – Rigidez normalizada em função da rigidez normal na junta horizontal para os dois casos de condição de contorno considerados.

A mesma situação se repetiu para H/L igual a 0,5 (Figura 6.28), indicado que K_{nV} não exerce influência significativa sobre o comportamento elástico da parede. Com pode ser visto na Figura 6.29, novamente a rigidez normal da junta horizontal passou a influenciar menos, com valores mínimos de 64% e 79% para a condição livre e restrita respectivamente. Os resultados indicam que se K_{nH} variar de 200 N/mm³ para 10 N/mm³ a rigidez secante da parede, que representa o primeiro caso, iria cair em 36%, já para o segundo caso a redução seria de 21%.

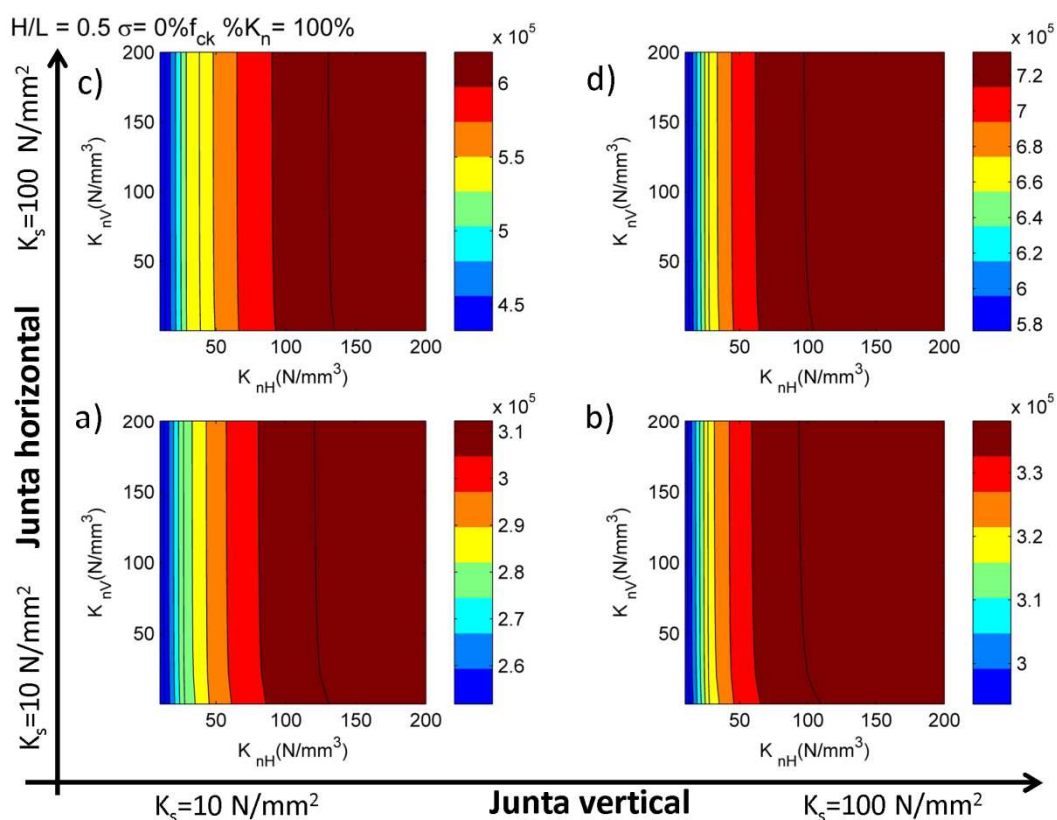


Figura 6.28 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 100%.

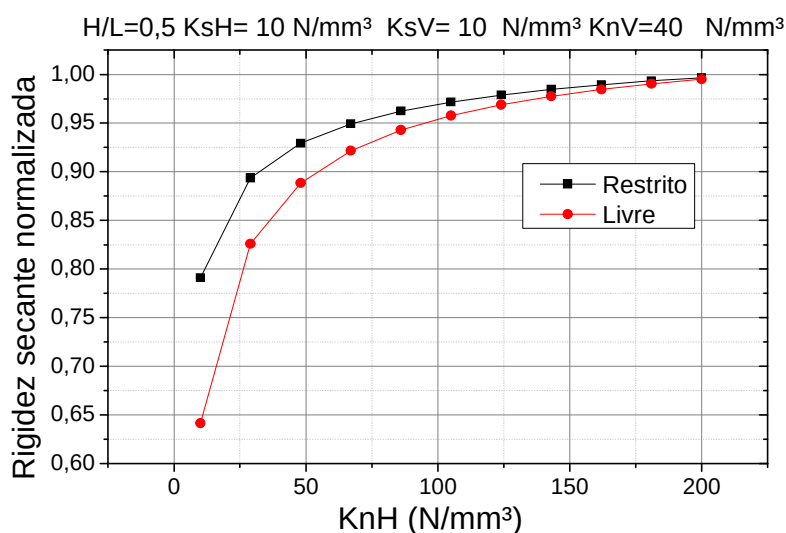


Figura 6.29 – Rigidez normalizada em função da rigidez normal na junta horizontal para os dois casos de condição de contorno considerados.

Para K_{sec} em função de K_{sH} e K_{sV} o comportamento foi semelhante ao apresentado na seção anterior, como ilustrado na Figura 6.30. Estes resultados são para o caso de maior H/L . Tanto K_{sV} quanto K_{sH} demonstram exercer influência sobre o comportamento da parede. Os resultados apresentados na Figura 6.33 representam

a rigidez secante normalizada em função de K_{SH} . Os dois casos de condições de contorno foram comparados novamente. Verificou-se que tanto K_{SH} quanto K_{SV} passaram a exercer maior influência sobre a parede quando a nova condição de contorno foi considerada (topo restrito).

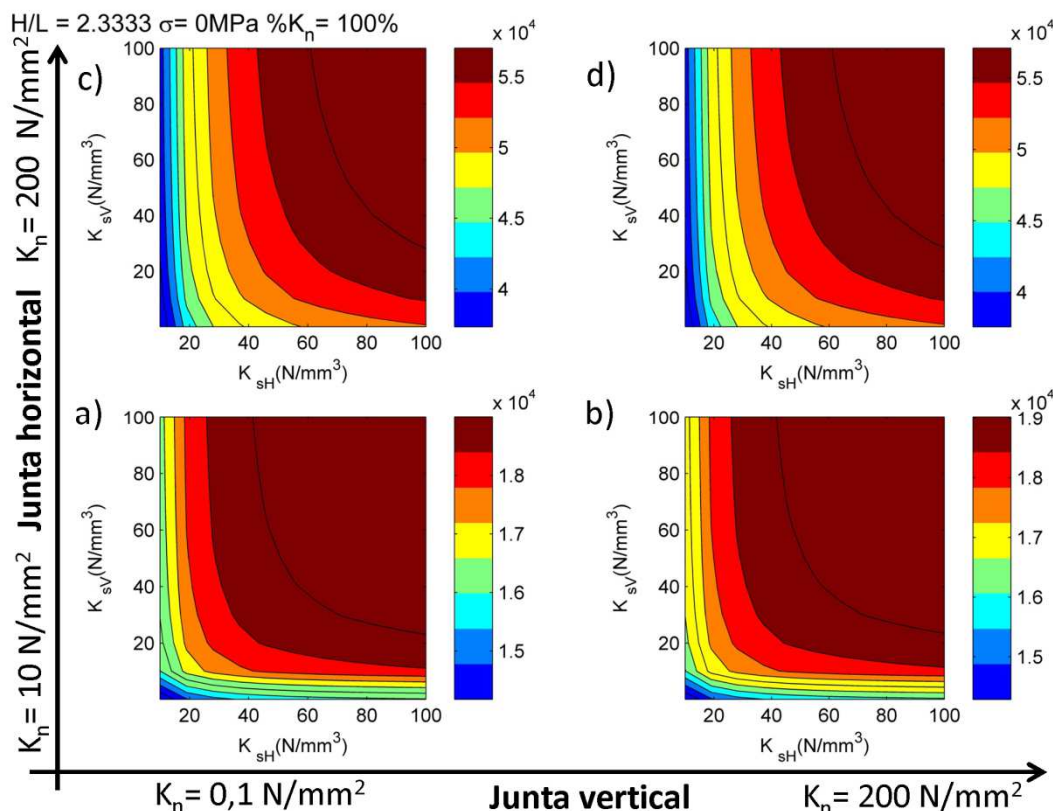


Figura 6.30 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a $0\%f_{ck}$ e $\%K_n$ igual a 100%.

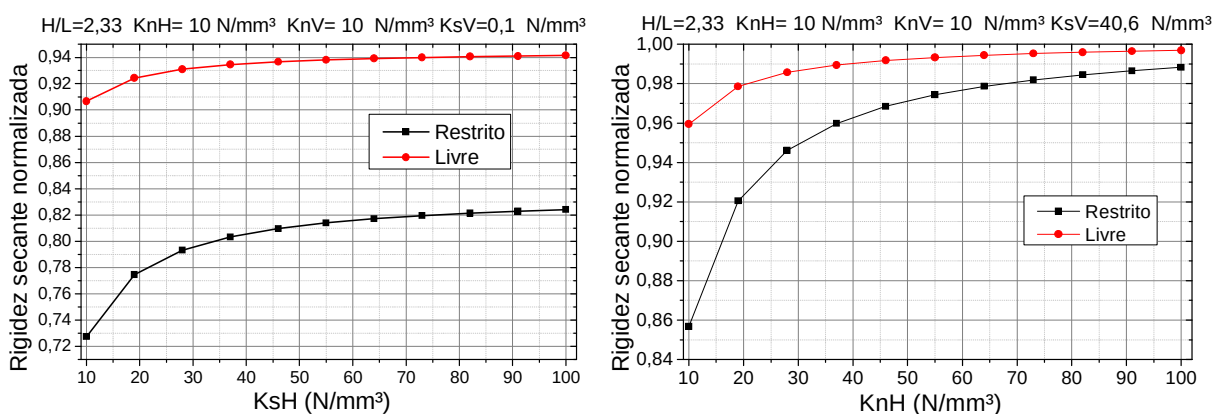


Figura 6.31 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.

Reduzindo H/L para 0,5 (Figura 6.32), tanto K_{SH} quanto K_{SV} continuaram exercendo influência sobre o comportamento da parede. Novamente, analisando os dois casos de condições de contorno, foi possível perceber que K_{SH} e K_{SV} passaram a exercer

mais influência sobre o comportamento da parede, como pode ser visto na Figura 6.33.

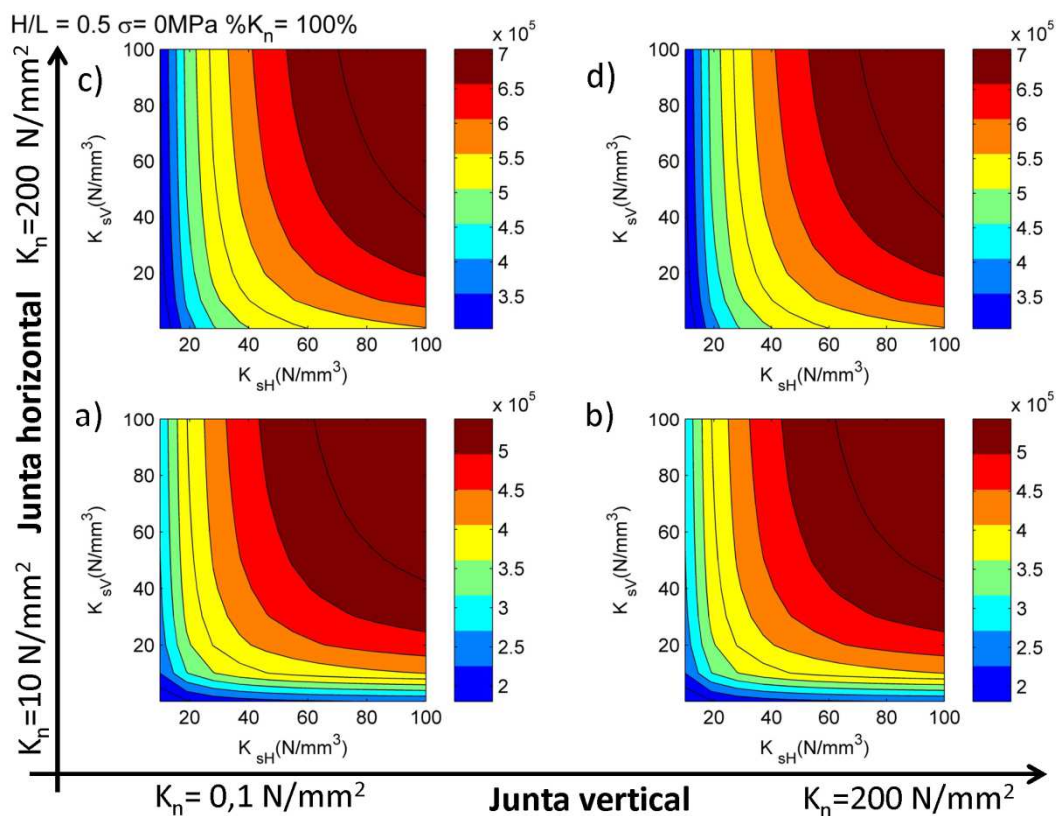


Figura 6.32 – Resultados para razão H/L de 2,33, σ igual a 0% f_{ck} e % K_n igual a 100%.

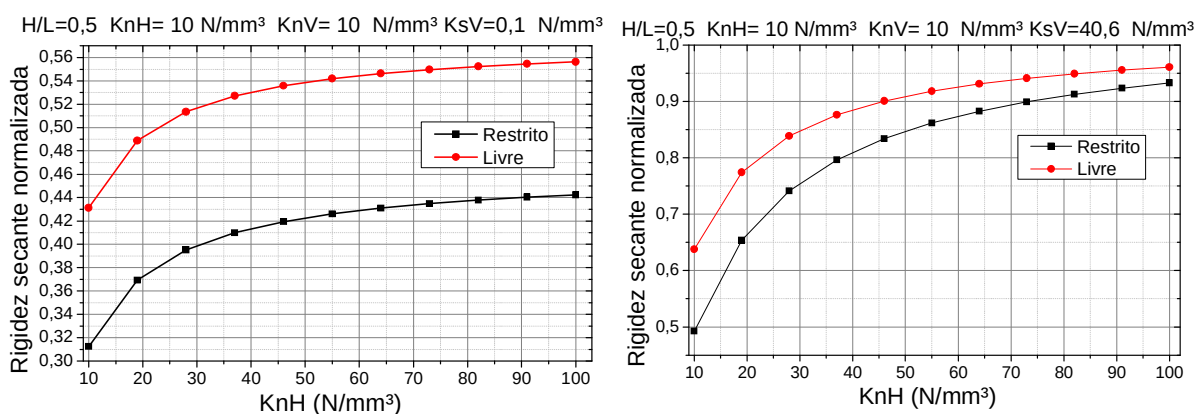


Figura 6.33 – Representação da superfície em curvas 2D, considerando a rigidez secante normalizada.

É importante ressaltar que todos os gráficos obtidos estão dispostos nos apêndices E, F e G.

6.3. Analogia a um caso real

Até o momento os resultados apresentados fazem parte de um estudo paramétrico, cujos valores adotados abrangem um intervalo que pode não ser totalmente realista. Esta seção foi desenvolvida para avaliar em qual situação uma parede real se encontraria. Para isto, duas paredes foram analisadas, um com H/L igual a 2,33 e outro com 0,5. Os blocos foram considerados com as mesmas propriedades apresentadas na seção anterior, sendo que a interface foi idealizada com as propriedades apresentadas na seção de resultados experimentais. A elevada dispersão obtida para os resultados experimentais põem em risco a confiabilidade estatística, entretanto o estudo a ser apresentado serve como um indicativo sobre a influência da interface bloco-argamassa no comportamento elástico de paredes de alvenaria.

A Figura 6.34 apresenta o caso onde K_{sec} está em função de K_{nH} e K_{nV} , que considera o comportamento linear e carregamento nulo. O ponto azul representa a situação da parede analisada. Os resultados indicam que tanto para H/L igual a 2,3 quanto para 0,5 à rigidez normal da junta vertical não iria exercer influência, logo qualquer variação deste parâmetro não resultaria em uma alteração significativa.

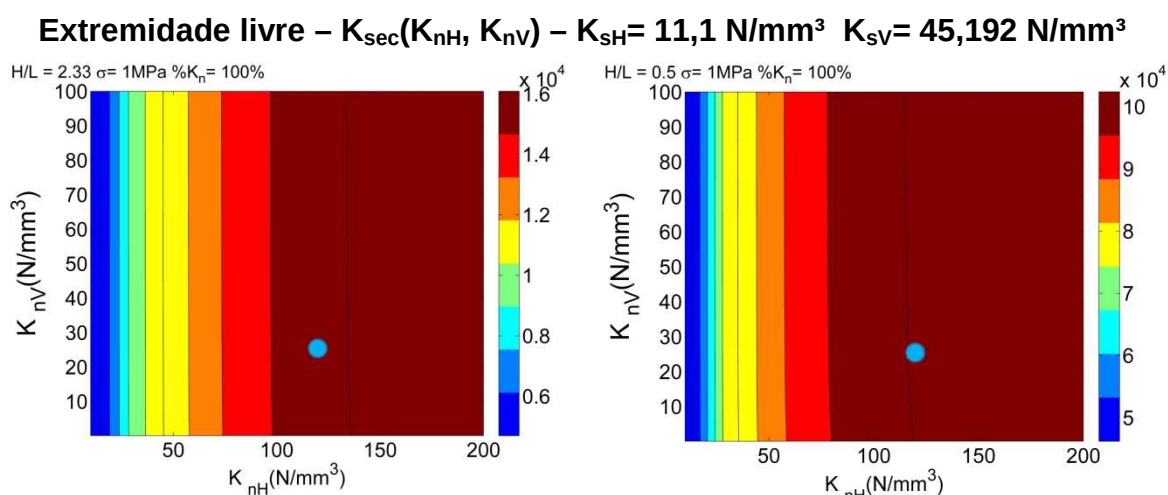


Figura 6.34 – Resultados para K_{sec} em função K_{nH} e K_{nV} , considerando o caso linear e duas razões H/L .

Ao considerar K_{sec} em função de K_{sH} e K_{sV} , percebe-se que a parede estaria em uma situação onde a deformação por cisalhamento na junta vertical seria bem inferior em relação à da junta horizontal. Nesta situação, a ausência de argamassa na junta

vertical iria resultar em uma baixa variação no comportamento elástico da alvenaria (Figura 6.35 e Figura 6.36).

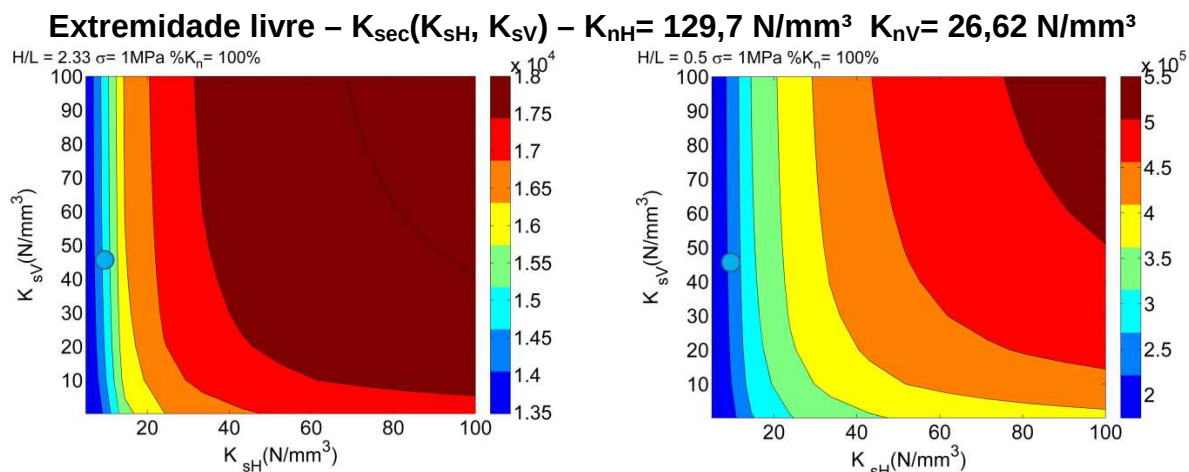


Figura 6.35 – Resultados para K_{sec} em função K_{sH} e K_{sV} , considerando o caso linera e duas razões H/L .

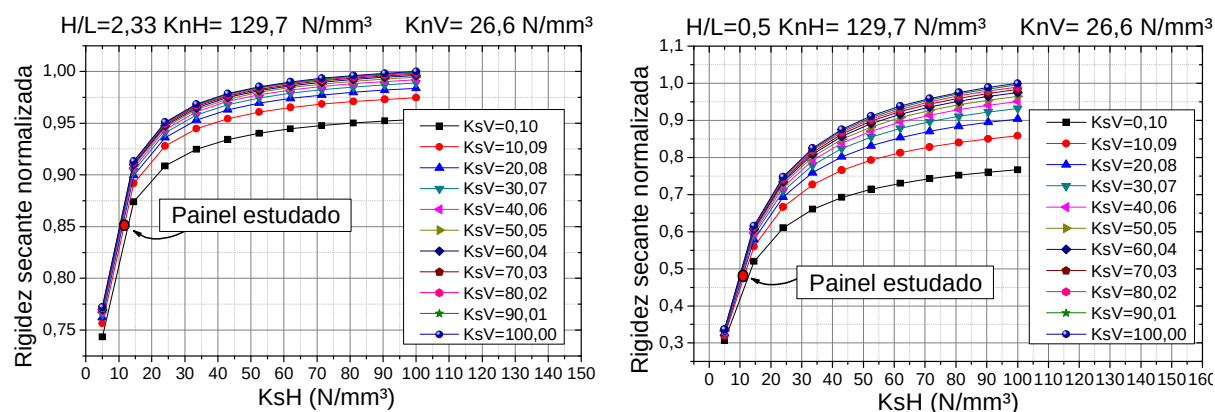


Figura 6.36 – Curva da rigidez secante em função de K_{sH} .

Ao considera K_{sec} em função de K_{sH} e K_{nH} tem-se que as juntas verticais apresentam baixa rigidez ao cisalhamento (Figura 6.37). Para H/L igual a 2,33 tanto K_{nH} quanto K_{sH} exercem um efeito significativo sobre o comportamento da parede. Para H/L igual a 0,5 os efeitos do cisalhamento são mais acentuados. Consequentemente a variação de K_{sH} pode resultar em alterações mais significativas no comportamento do painel (Figura 6.38).

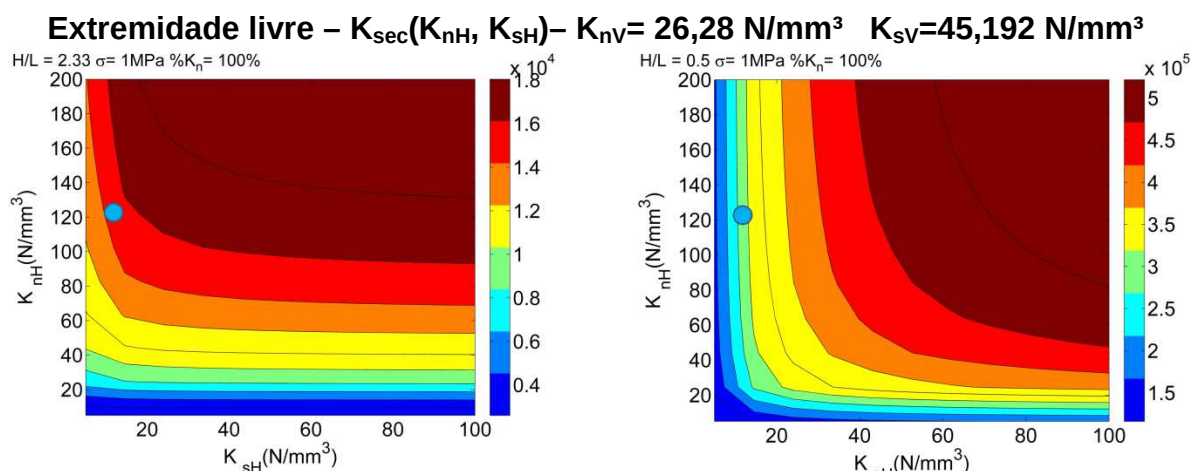


Figura 6.37 – Resultados para K_{sec} em função K_{nH} e K_{sH} , considerando o caso linear e duas razões H/L .

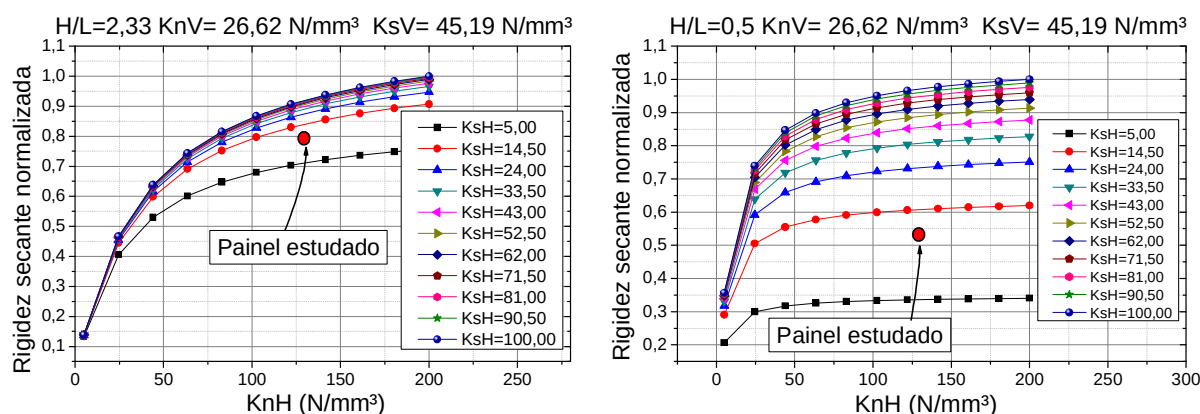


Figura 6.38 – Curva da rigidez secante em função de K_{nH} .

Para os casos com extremidade restrita as conclusões tiradas são a mesmas daquelas já comentadas para o caso anterior. Conforme se encontra nas Figuras 3.39, 3.40 e 3.41.

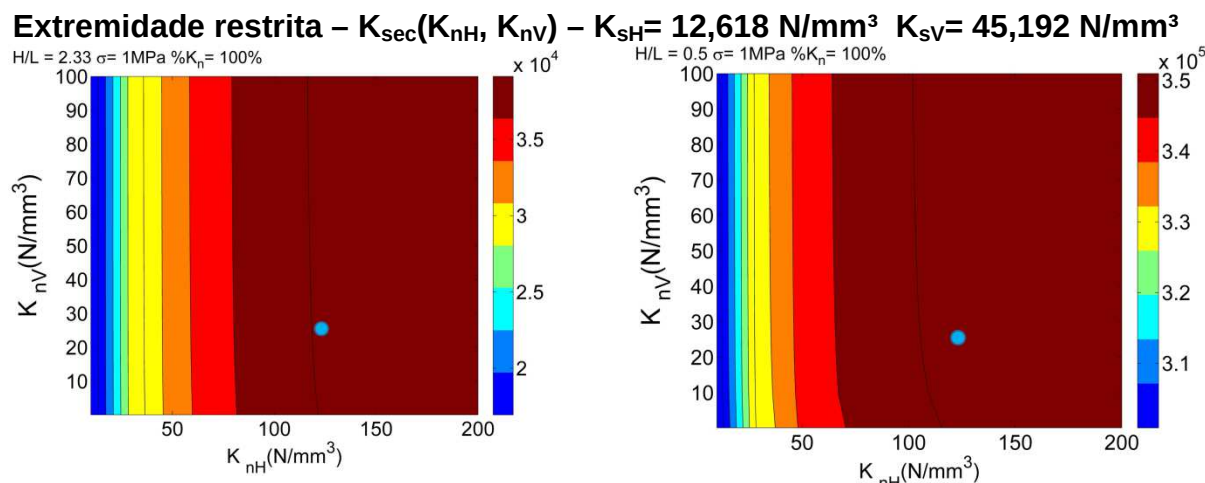


Figura 6.39 – Resultados para K_{sec} em função K_{nH} e K_{nV} , considerando o caso linear e duas razões H/L .

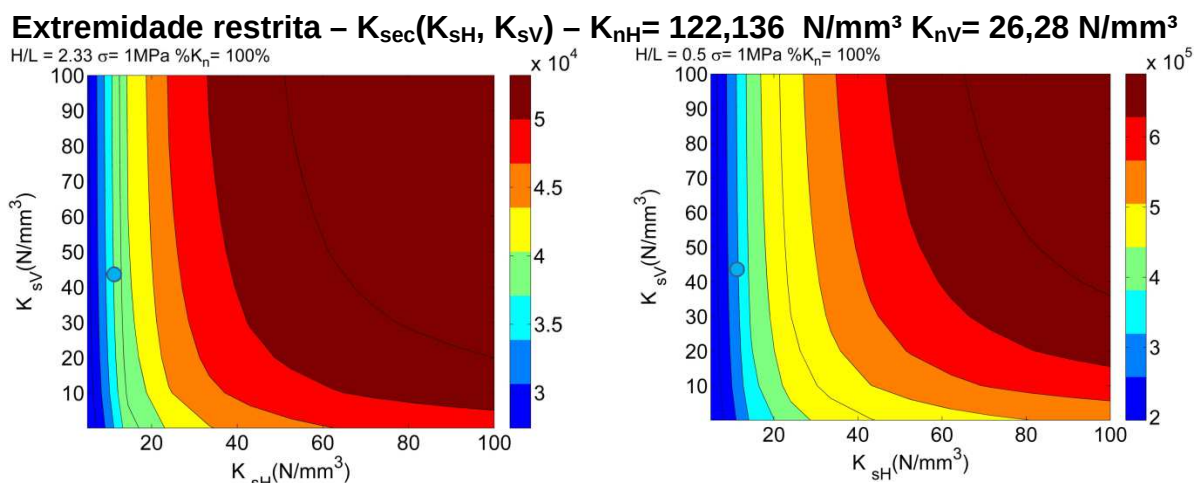


Figura 6.40 – Resultados para Ksec em função KsH e KsV, considerando o caso linear e duas razões H/L.

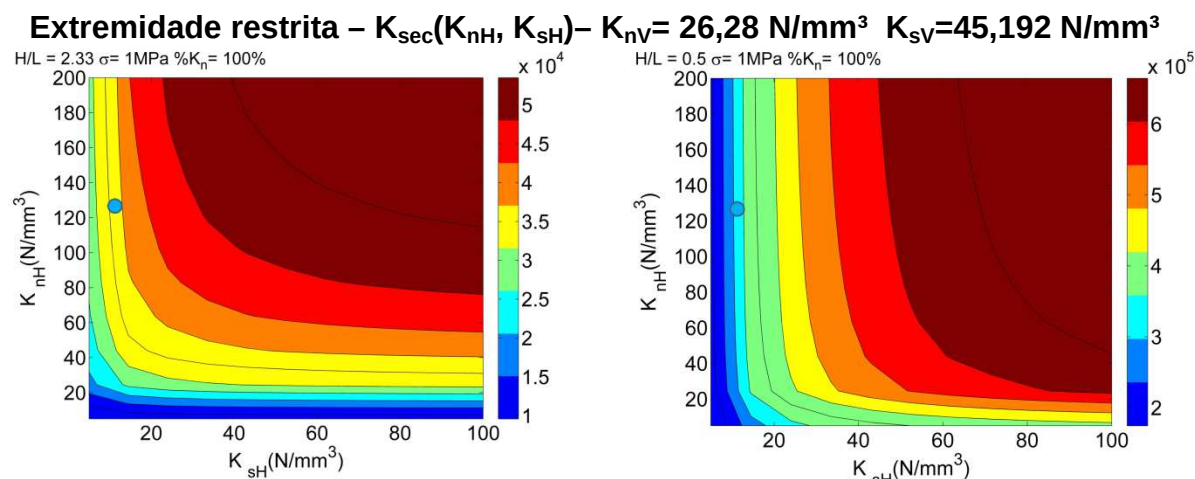


Figura 6.41 – Resultados para Ksec em função KnH e KsH, considerando o caso linear e duas razões H/L.

6.4. Conclusões do capítulo

A partir dos resultados obtidos é possível concluir que:

- O estudo desenvolvido permitiu identificar quais propriedades da interface bloco-argamassa exercem maior influência sobre o comportamento de paredes de alvenaria.
- O comportamento típico do enrijecimento da interface pode ser representado por uma função multidimensional que converge para a solução do modelo isotrópico (com as propriedades elásticas do bloco). Todavia, no problema em

questão, esta função é dependente de muitas variáveis, tornando o equacionamento uma tarefa complexa.

- Em todos os casos, a rigidez normal da junta vertical demonstrou uma baixa influência sobre o comportamento elástico da parede, indicando que as juntas verticais se deformam pouco na direção normal em relação às juntas horizontais.
- Tanto K_{SH} quanto K_{SV} exerceram influência sobre o comportamento da parede, entretanto, K_{SH} mostrou-se mais influente, levando a concluir que a junta horizontal é mais solicitada ao cisalhamento do que a vertical.
- A diminuição da razão H/L favorece os efeitos do cisalhamento, consequentemente K_{SH} e K_{SV} passaram a exercer maior influência sobre o comportamento elástico da parede. Indiretamente, estes resultados indicam que a falha por cisalhamento em paredes de maior largura é resultado de tensões de cisalhamento excessivas na junta vertical e horizontal, tendo como consequência o escorregamento das juntas horizontais e a abertura das juntas verticais, após a ruptura.
- Na junta horizontal tanto K_{nH} quanto K_{SH} exerceram influência sobre o comportamento elástico da alvenaria, entretanto, em função dos efeitos da flexão, K_{nH} contribuiu de forma mais acentuada em peças com maior razão H/L .
- Os resultados indicam que K_{SH} , K_{nH} e K_{SV} , são variáveis de extrema relevância para a modelagem numérica de paredes de alvenaria. Como comentado na seção de resultados experimentais, as juntas horizontais podem apresentar propriedades elásticas diferentes em relação às juntas verticais. Portanto, para reproduzir o comportamento elástico da alvenaria é necessário conhecer K_{SV} de forma mais precisa.
- Os resultados apresentados são válidos para paredes que trabalham no regime elástico. Após o surgimento de fissuras, a redistribuição de tensões pode tornar outras propriedades mais relevantes.
- Na ausência de dados experimentais, as propriedades elásticas da interface bloco-argamassa são determinadas por meio de calibrações com modelos reais. O estudo apresentado pode ser usado para nortear a escolha adequada

destes parâmetros, levando em consideração as propriedades mais relevantes para o tipo de problema analisado.

CAPÍTULO 7

Estudo de Caso em Painéis de Contraventamento

Até o momento, este trabalho foi dedicado ao estudo individual de painéis de alvenaria. Os resultados obtidos fornecem uma descrição detalhada sobre a influência das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa. Como já comentado, estes resultados podem nortear trabalhos futuros, que façam uso da micromodelagem, orientando possíveis ajustes nestes parâmetros ou indicando os mais relevantes para o caso estudado.

Esta seção foi dedicada ao estudo da influência da interface bloco-argamassa em um caso realista, que envolve múltiplas interações, bem como níveis de tensão condizentes com a realidade. Para isto, os painéis de contraventamento de um edifício foram modelados em um procedimento semelhante ao de painéis isolados.

7.1. Exemplo 1

O edifício modelado neste exemplo foi extraído de Ramalho e Corrêa (2003). Este possui oito pavimentos, cuja distância piso a piso mede 2,8 m. A planta do pavimento tipo⁷ é apresentada na Figura 7.1a, representada pelo diagrama na Figura 7.1b.

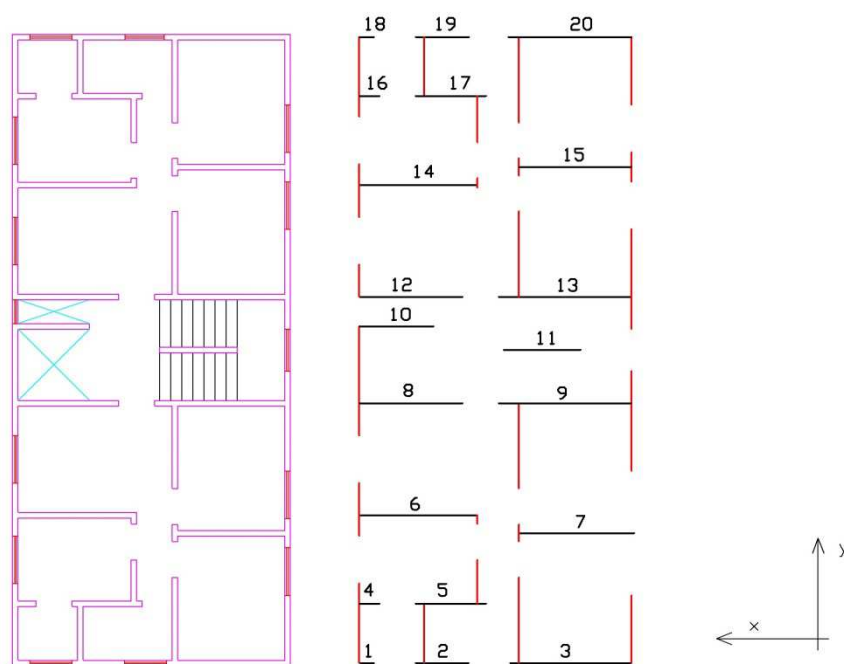


Figura 7.1 – Planta baixa do pavimento tipo (NASCIMENTO, 1999).

A estrutura foi modelada via micromodelagem, adotando as propriedades apresentadas na Tabela 7.1. O carregamento devido ao vento foi determinado segundo a ABNT NBR-6123, considerando uma velocidade básica de 38 m/s (Tabela 7.1).

⁷ A planta do pavimento tipo pode ser observada com mais detalhes no Apêndice H.

Tabela 7.1 – Propriedades dos materiais.

BLOCO	Módulo de elasticidade do bloco	N/mm ²	9910
	Coefficiente de Poisson	-	0,2
	Dimensões do bloco (L x e x H)	mm	290 x 140 x 190
	Espessura da junta	mm	10
JUNTA H.	Rigidez normal à compressão	N/mm ³	129,7
	Rigidez tangencial	N/mm ³	11,11
JUNTA V.	Rigidez normal à compressão	N/mm ³	26,62
	Rigidez tangencial	N/mm ³	45,19

Força horizontal devido à ação do vento (RAMALHO&CORRÊA, 2003)

Pavimento	Força Horizontal (kN)
1	29,91
2	35,18
3	38,71
4	41,44
5	43,7
6	45,64
7	47,35
8	39,38

Como a direção x é a que provoca maior obstrução do vento, optou-se por analisar os painéis de contraventamento dispostos nesta direção (Figura 7.1b). Além disto, a simetria desta configuração contribui para reduzir os efeitos da torção no edifício.

Para simular o efeito do diafragma rígido, um esquema de compatibilização dos graus de liberdade foi utilizado em cada pavimento. Esta abordagem permitiu o acoplamento dos deslocamentos na direção do eixo x, como exposto na Figura 7.2. Tal procedimento introduziu uma ligação rígida entre os graus de liberdade vinculados.

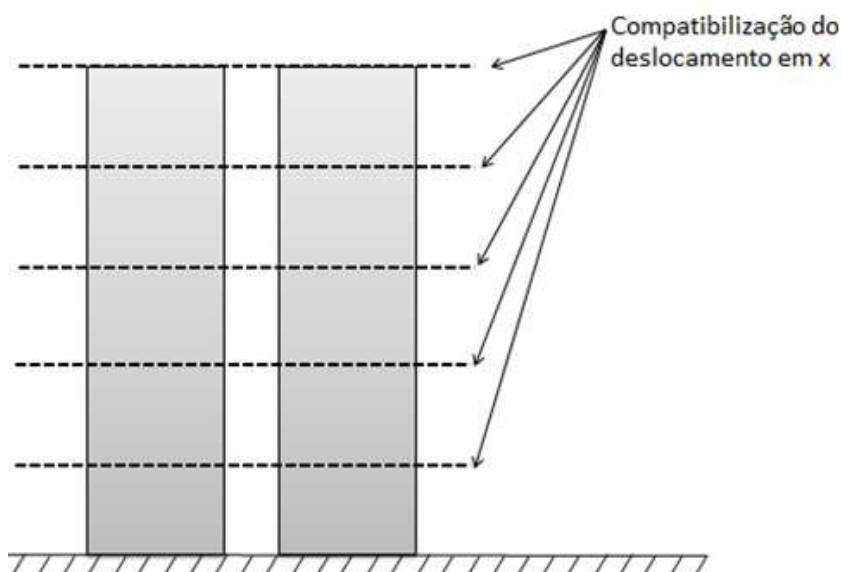


Figura 7.2 – Compatibilização dos deslocamentos em x.

Para reproduzir a rigidez imposta pela consideração das abas, os elementos na região das abas foram modelados com a espessura equivalente, como exposto na Figura 7.3. O comprimento das abas foi determinado segundo as recomendações da ABNT NBR-15961 (2011).

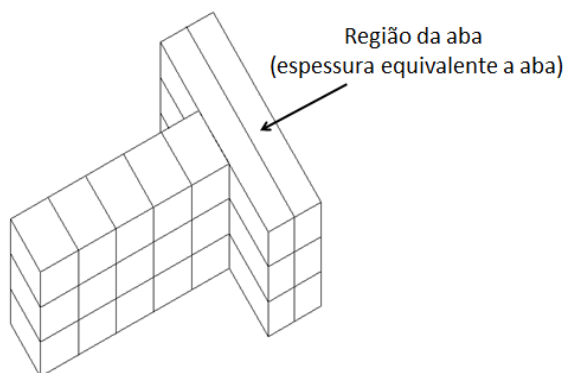


Figura 7.3 – Discretização adotada para as abas.

É importante ressaltar que as abas foram consideradas centradas nos painéis, uma vez que o tipo de modelagem adotada não permite a utilização de elementos excêntricos (Figura 7.4). Essa abordagem pode ser considerada plausível, já que os efeitos da torção não são considerados.

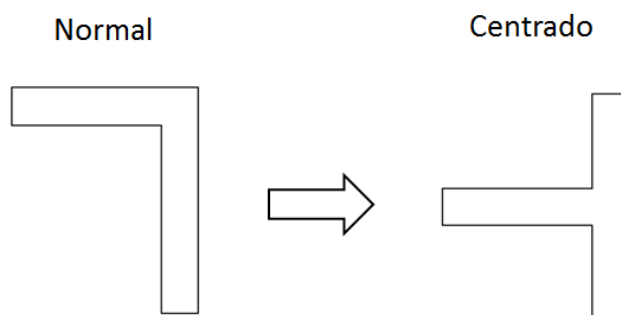


Figura 7.4 – Posicionamento dos elementos que representam às abas.

A Figura 7.5 apresenta o modelo desenvolvido, e a partir dela é possível observar os diferentes elementos considerados na análise. É importante ressaltar, que neste caso, o efeito dos lintéis foi desconsiderado, resultando em uma redução significativa na rigidez do edifício.

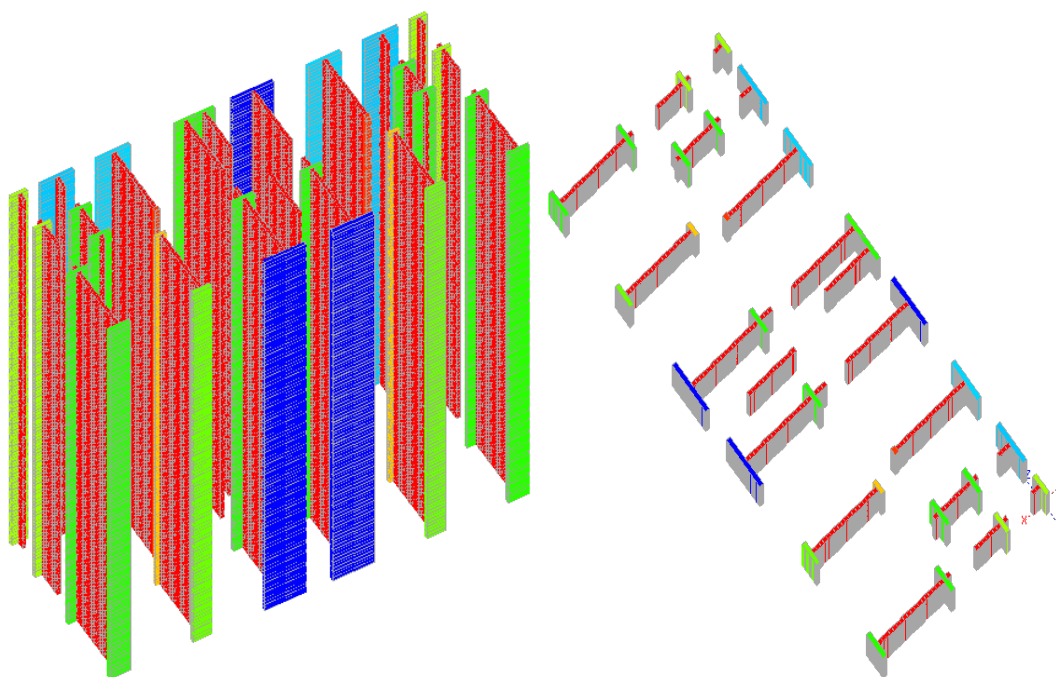


Figura 7.5 – Disposição dos painéis de contraventamento.

Para analisar o comportamento da estrutura os diagramas de força normal, cortante e momento fletor, foram obtidos ao longo de cada painel. Cada meio-bloco foi definido com uma discretização do tipo 3x3 com elementos do tipo Q8.

A Figura 7.6 apresenta a distribuição de tensões obtida a partir do caso linear, onde a interface bloco-argamassa é representada de forma linear. Em alguns pontos as

tensões de tração foram superiores a 0,1 MPa, entretanto, boa parte destes estão relacionados à concentração de tensões, que ocorreram em locais específicos, por causa das condições de contorno ou em regiões onde o grauteamento seria necessário. As tensões de cisalhamento em sua grande parte estão localizadas entre -0,15 e 0,15 MPa, com exceção de poucos casos (Figura 7.6b), onde ocorreu concentração de tensões, devido a compatibilização dos deslocamentos.

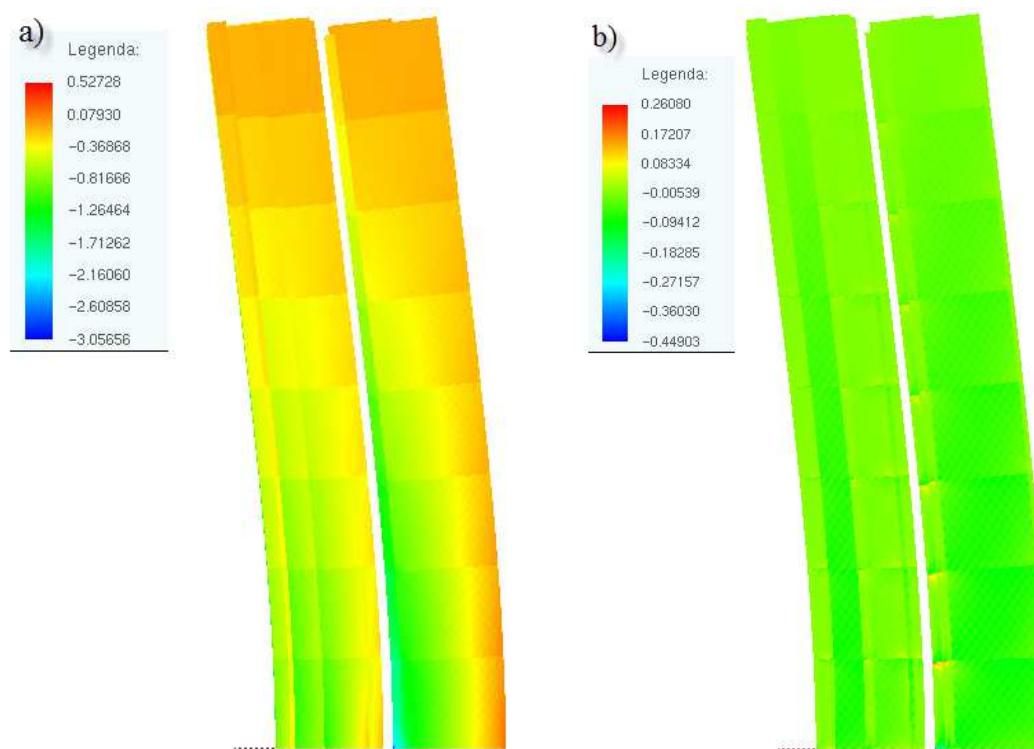


Figura 7.6 – Distribuição de tensões para o caso linear; a) Tensões em y; b) Tensões de cisalhamento (xy).

A Figura 7.7 expõe os resultados para o caso não linear, onde a rigidez à tração é igual a 10% da rigidez à compressão. Novamente o mesmo padrão foi observado. Um terceiro caso também foi analisado, onde a rigidez da interface foi considerada muito grande, representando o modelo isotrópico, com propriedades elásticas equivalentes às do bloco. Neste caso, o módulo de elasticidade dos painéis foi determinado segundo a ABNT NBR-15961 (2011), levando em consideração a resistência do prisma. A grande dispersão dos resultados inviabilizou o cálculo das propriedades características da alvenaria, sendo assim, o módulo de elasticidade foi calculado segundo a resistência média. Os resultados obtidos foram similares aos apresentados anteriormente. Este modelo foi desenvolvido com a finalidade de

eliminar os efeitos da interface, demonstrando a contribuição das deformações por cisalhamento.

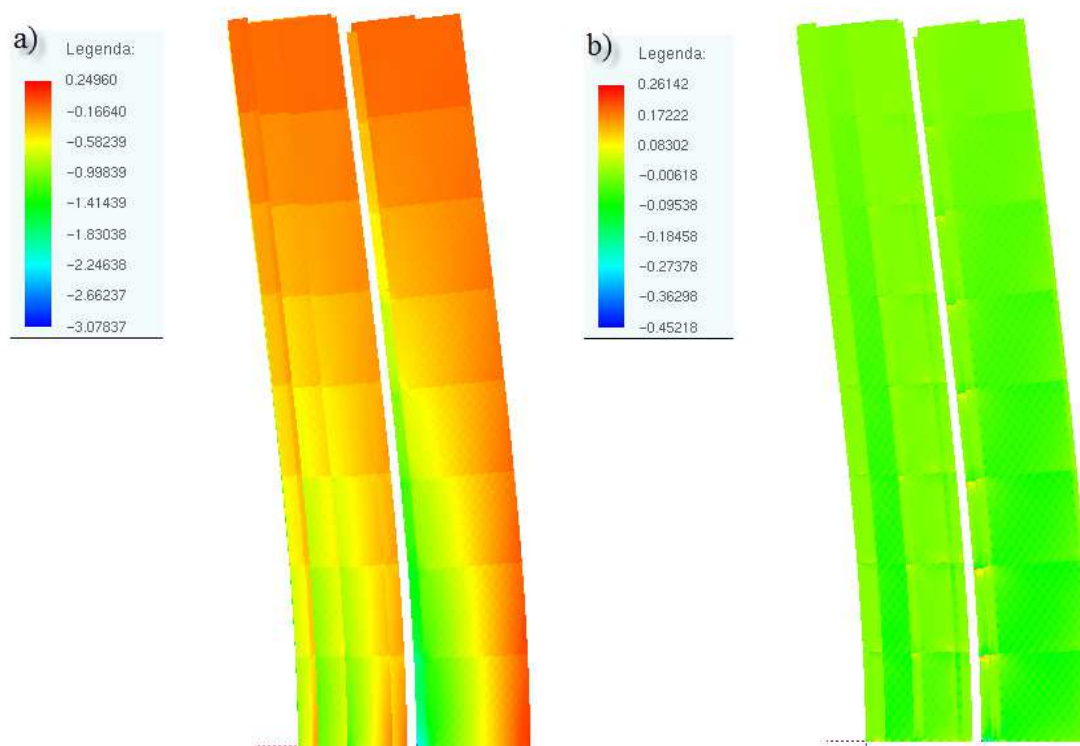


Figura 7.7 – Distribuição de tensões para o caso não linear; a) Tensões em y; b) Tensões de cisalhamento (xy).

A Figura 7.8 ilustra os diagramas de esforços ao longo do edifício. É possível observar um bom grau de similaridade entre os resultados, para os três casos adotados.

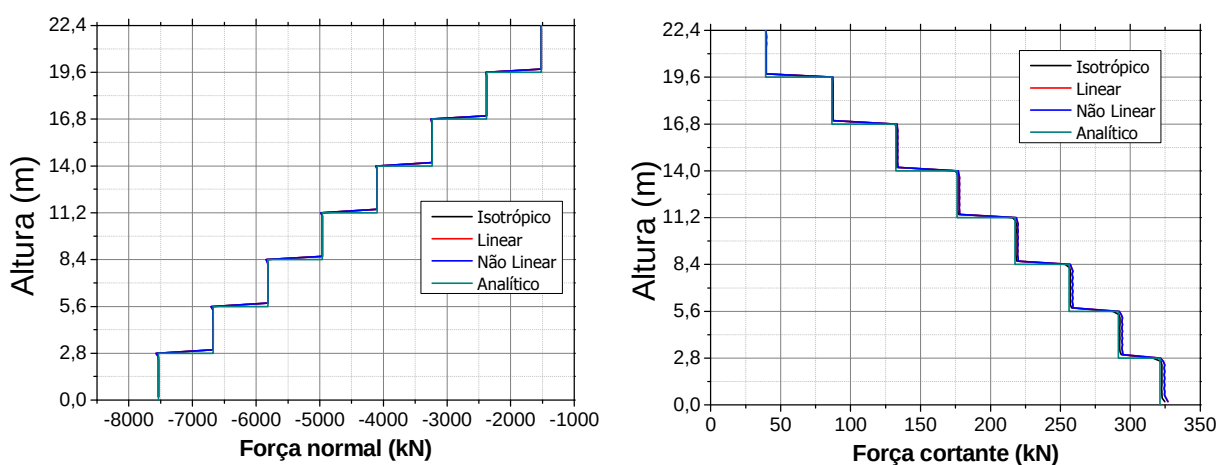


Figura 7.8 – Diagramas de esforço normal e cortante ao longo do edifício.

A deformada do edifício é representada na Figura 7.9, onde é possível perceber uma grande similaridade entre os três casos, indicando que o módulo de elasticidade adotado para o modelo isotrópico foi satisfatório.

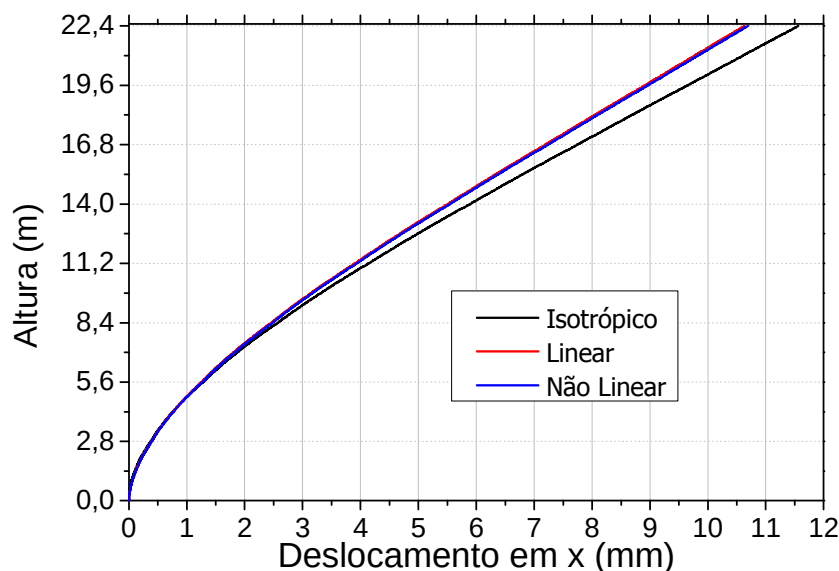


Figura 7.9 – Deformada do edifício.

A força cortante ao longo de cada painel foi calculada para verificar como os carregamentos horizontais se distribuem. Os resultados obtidos foram comparados aos valores que deveriam ser encontrados, se apenas o efeito do momento de inércia fosse considerado no cálculo da rigidez relativa (como foi exposto na seção no capítulo de revisão bibliográfica).

As Figuras 7.10, 7.11, 7.12, 7.13, 7.14 e 7.15 apresentam a diferença relativa entre a força cortante obtida numericamente e a prevista pela consideração apenas do momento de inércia (a numeração dos painéis está conforme a Figura 7.1b). A título de conhecimento, a diferença relativa negativa indica que o painel está com um carregamento maior do que o previsto, já a positiva representa um carregamento menor. Devido a simetria da configuração arquitetônica do edifício, os resultados apresentados estão relacionados aos painéis do 1 a 12.

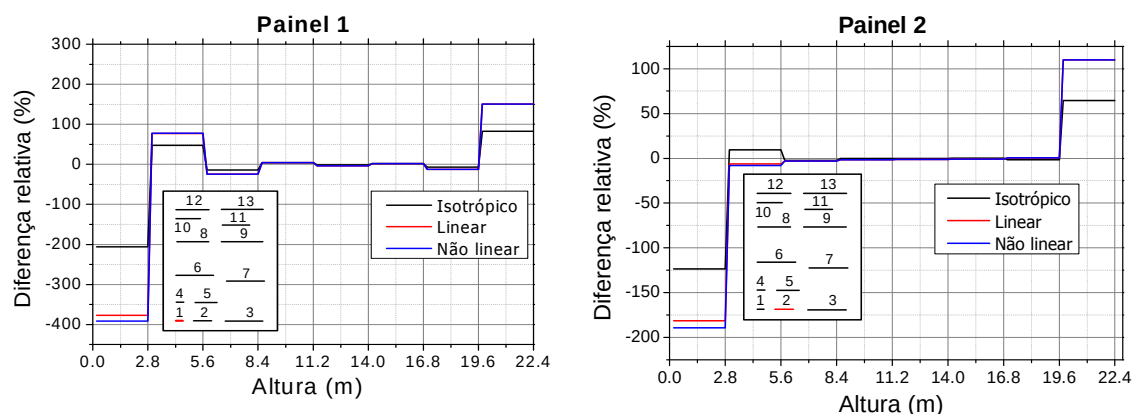


Figura 7.10 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.

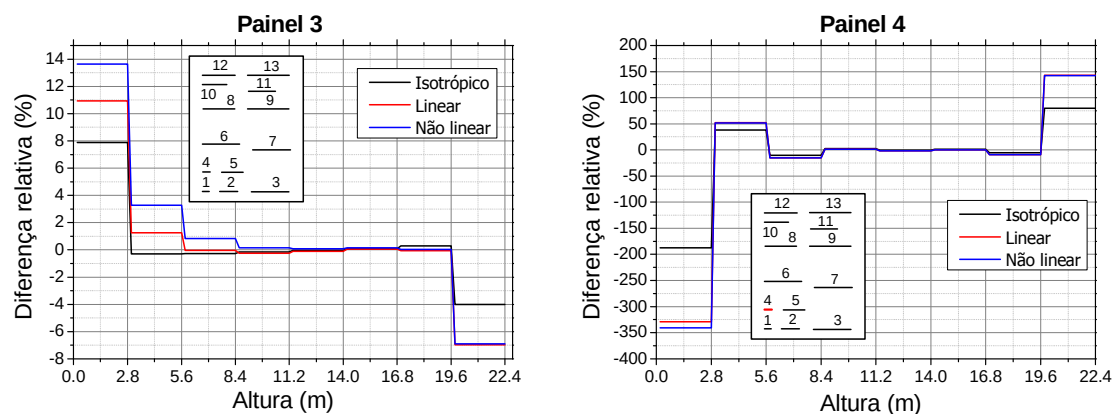


Figura 7.11 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.

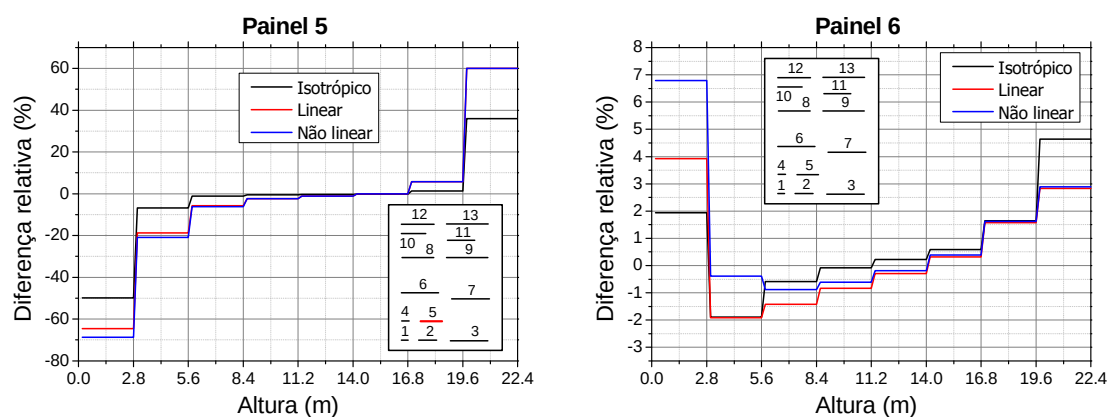


Figura 7.12 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.

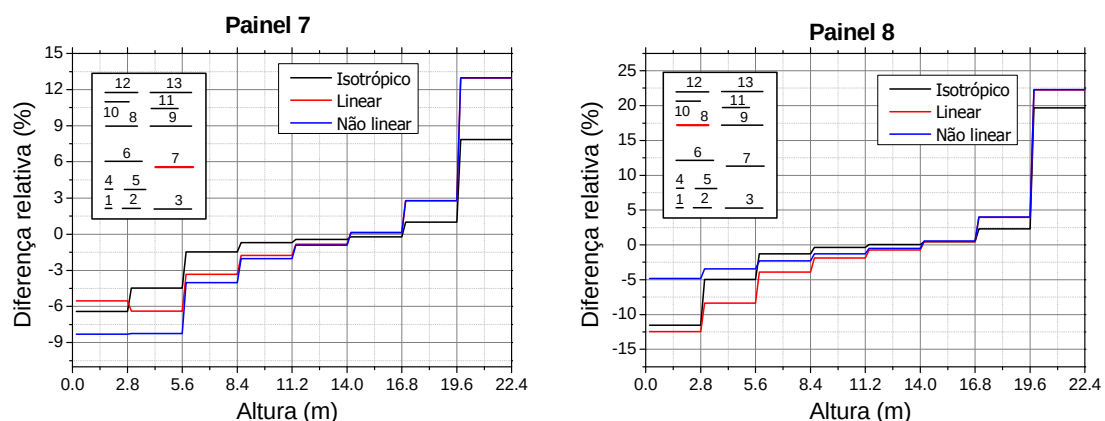


Figura 7.13 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.

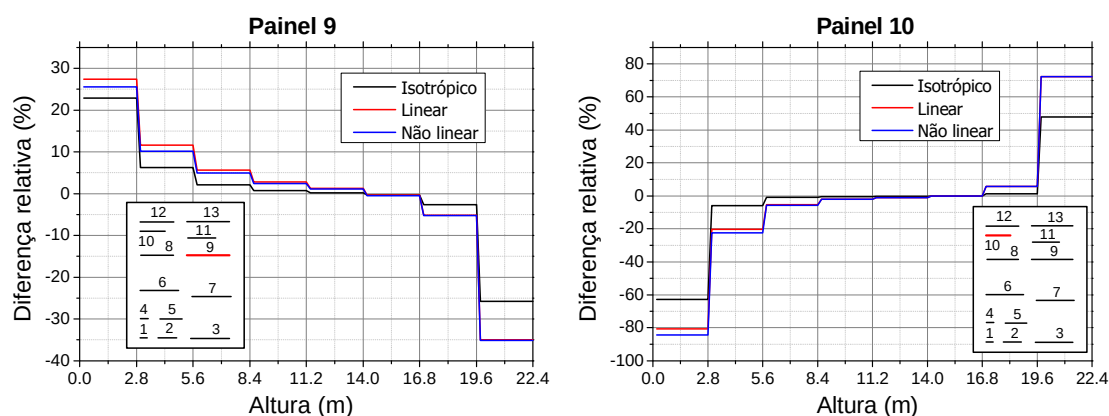


Figura 7.14 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.

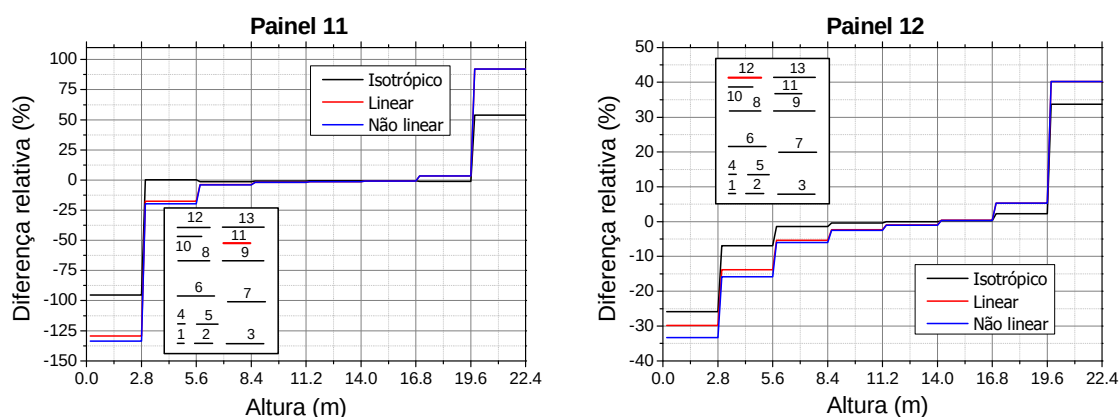


Figura 7.15 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.

Os resultados apresentados demonstram uma diferença significativa em relação ao modelo convencional. Os painéis 9 e 13 são os mais solicitados e apresentaram uma diferença relativa na base entre 20 e 30%. É importante ressaltar que esta diferença proporcionou uma redução no máximo cortante e o acréscimo no mínimo, assim como relatado por Nascimento (1999). Entretanto este efeito foi atrelado às

deformações por cisalhamento, e não a existência da interface. A consideração da micromodelagem demonstrou uma amplificação na diferença observada em alguns painéis. No entanto, a contribuição constatada não pode ser considerada significativa (nos painéis mais largos) em relação aos efeitos do cisalhamento. A partir dos gráficos da diferença relativa do micromodelo (linear ou não linear) em relação ao modelo isotrópico na Figura 7.16, percebe-se que a diferença na base foi menor do que 10% para o painel 9, e em contrapartida no painel 2 foi mais acentuada. Esta característica foi mantida nos outros painéis e pode ser visualizado nos resultados do apêndice I.

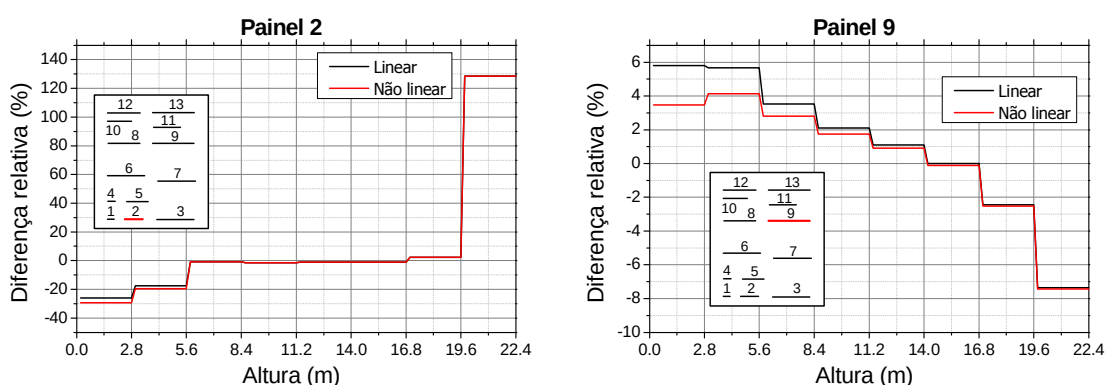


Figura 7.16 – Diferença relativa entre o cortante do micromodelo e o isotrópico.

A Figura 7.16 expõe o diagrama de força cortante ao longo do painel 9, onde é possível observar as diferenças com mais detalhes (outros resultados podem ser observados no Apêndice I.2).

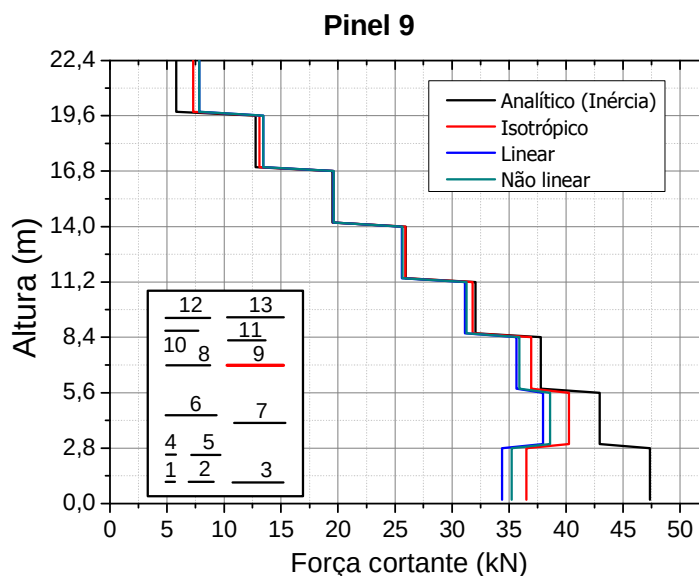


Figura 7.16 – Diagrama da força cortante no painel 9.

Os painéis 3, 6, 7, 8, 9, 12 e 13 são os mais carregados e sozinhos recebem uma grande parcela do carregamento (90%). A análise dos resultados demonstrou que os painéis menos solicitados apresentaram maior diferença relativa; entretanto, esse comportamento está relacionado ao nível de carga que eles perdem ou ganham para os mais solicitados. Qualquer contribuição pode resultar em uma grande alteração, uma vez que estão bem menos solicitados.

A análise da distribuição de momento fletor indicou que a diferença relativa entre os modelos diminuiram, como no exemplo do painel 9, que na base apresentou uma diferença relativa em torno de 20 a 30% para o cortante, já em relação ao momento fletor esta diferença foi em torno de 6 a 7%. Nascimento (1999) também observou este comportamento.

A Figura 7.17 apresenta a diferença relativa entre a distribuição de momento fletor ao longo dos painéis 2 e 9. Como era de se esperar, os resultados fornecidos indicaram que painéis menos solicitados, com menor largura, apresentaram maior diferença relativa.

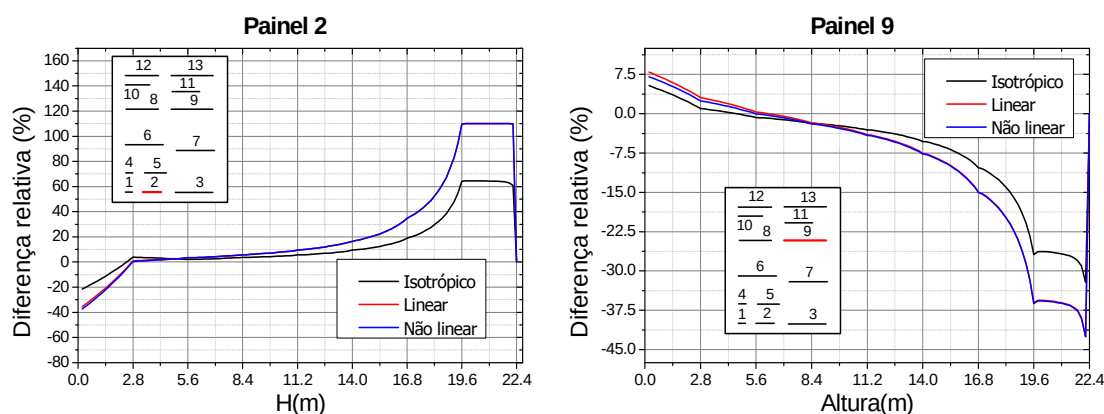


Figura 7.17 – Diferença relativo entre o momento fletor dos modelos analisado e o previsto pela consideração apenas o momento de inércia.

Analisando o diagrama de momento fletor (Figura 7.18) nota-se que o comportamento dos três modelos é parecido ao da metodologia clássica, com exceção dos valores na base. É importante ressaltar que a diferença apresentada no topo do edifício não pode ser visualizada devido à escala dos gráficos apresentados (outros resultados podem ser observados no Apêndice I.3).

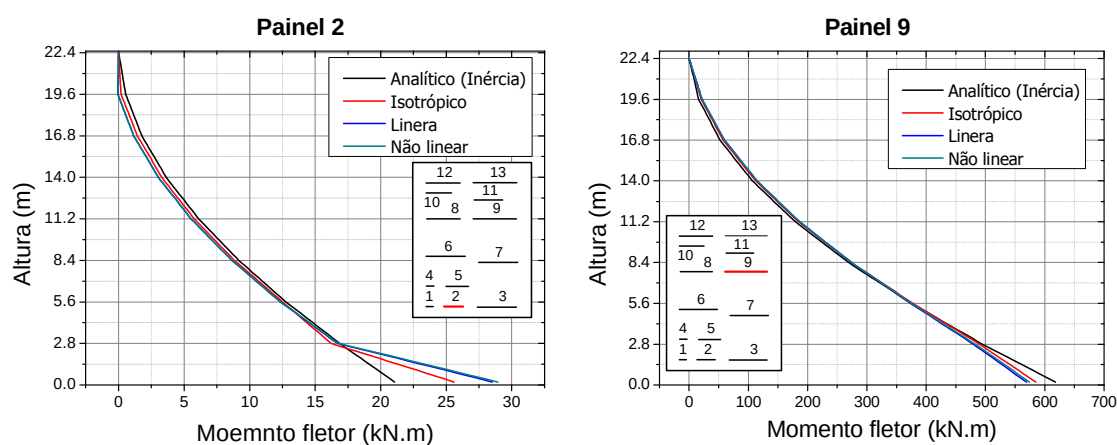


Figura 7.18 – Diagrama de momento fletor para os painéis 2 e 9.

O processamento do edifício gerou um grande número de resultados e gráficos, entretanto estes não foram apresentados ao longo do trabalho, mas encontram-se no Apêndice D.

A consideração do modelo não linear demonstrou pouca alteração em relação ao caso linear. Este efeito pode ser atrelado ao baixo nível de tensões de tração. Assim como mostrado na Figura 7.19, pequenas zonas de tração foram formadas, minimizando os efeitos não lineares.

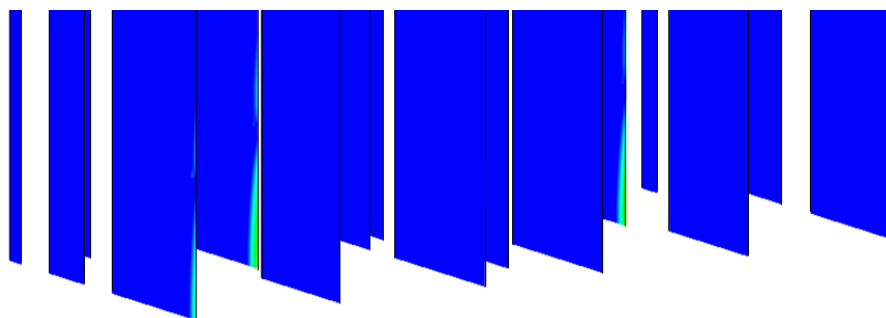


Figura 7.19 – Localização das tensões de tração.

Para avaliar qual seria o efeito do comportamento não linear em relação ao linear, os painéis foram idealizados sem contribuição das abas. Tal procedimento elevou as tensões de tração e consequentemente as zonas de ocorrência. As Figuras 7.21, 7.22, 7.23, 7.24, 7.25 e 7.26 apresentam os resultados (outros resultados podem ser observados nos Apêndices J.1, J.2 e J.3).

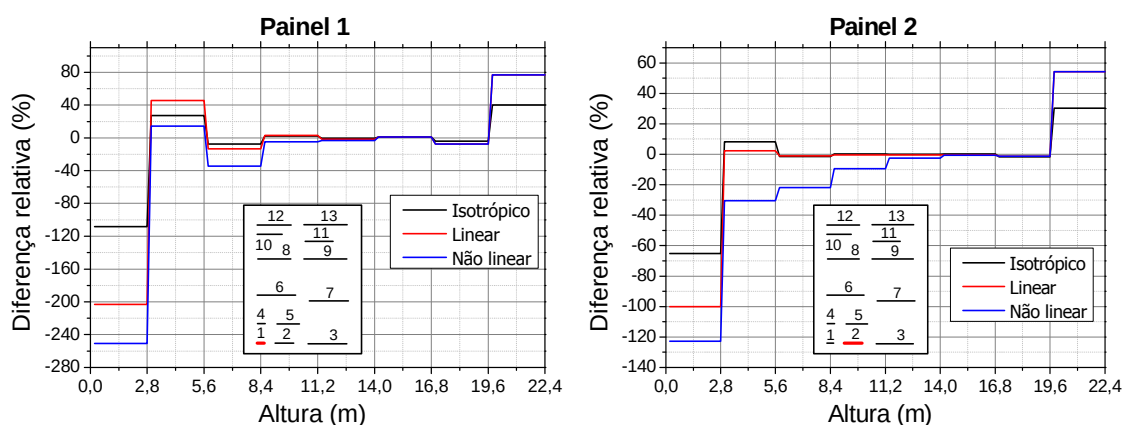


Figura 7.20 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.

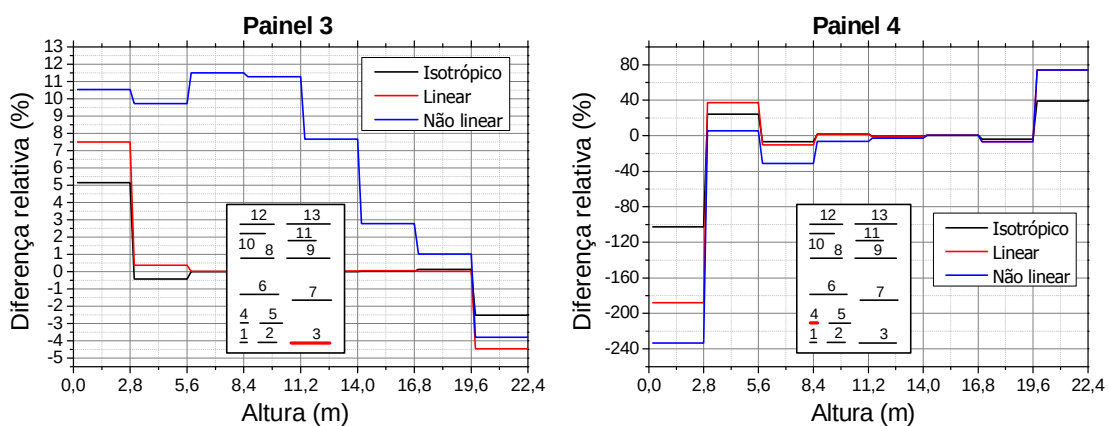


Figura 7.21 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.

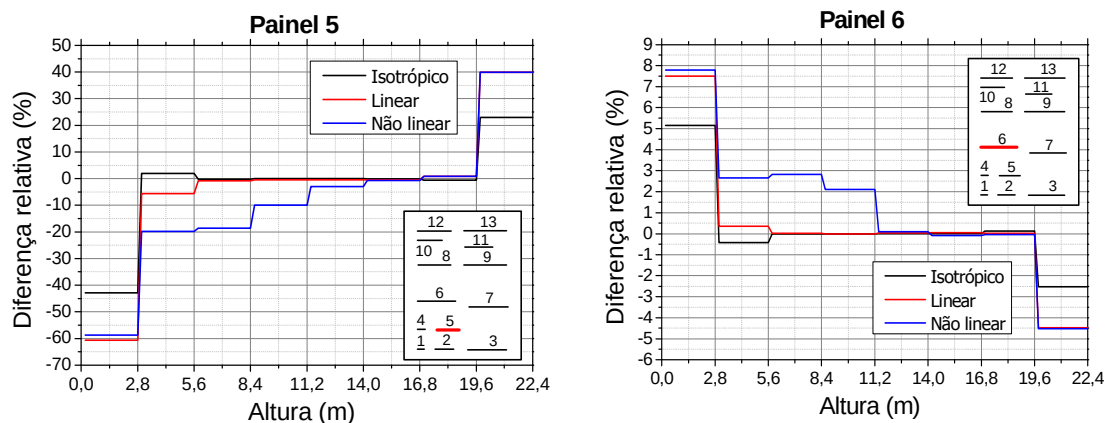


Figura 7.22 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.

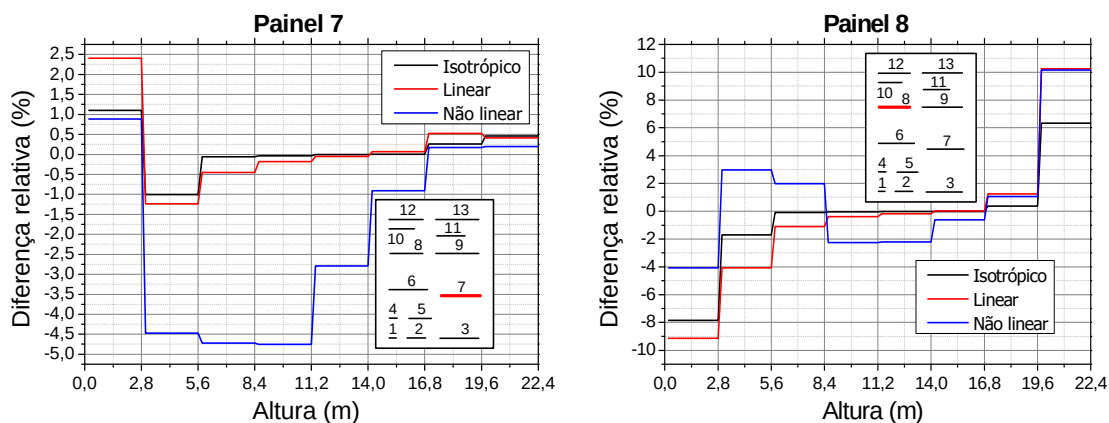


Figura 7.23 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.

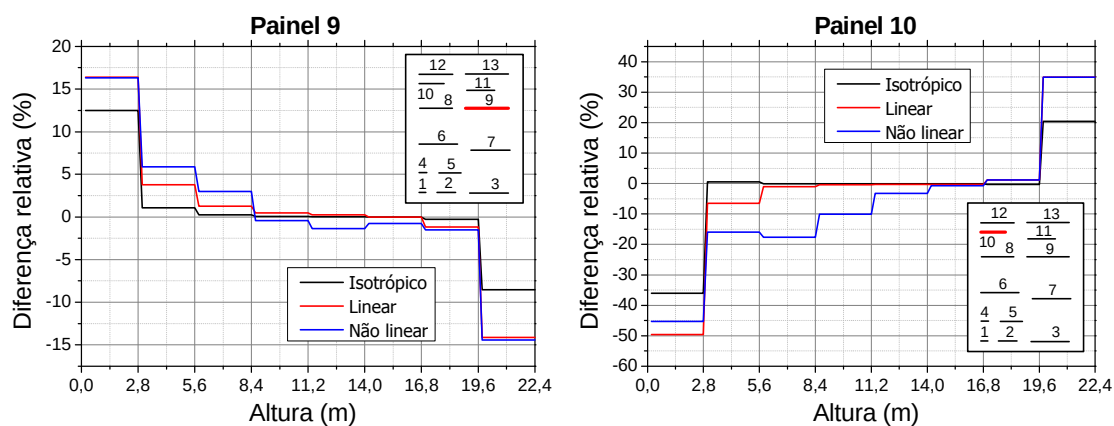


Figura 7.24 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.

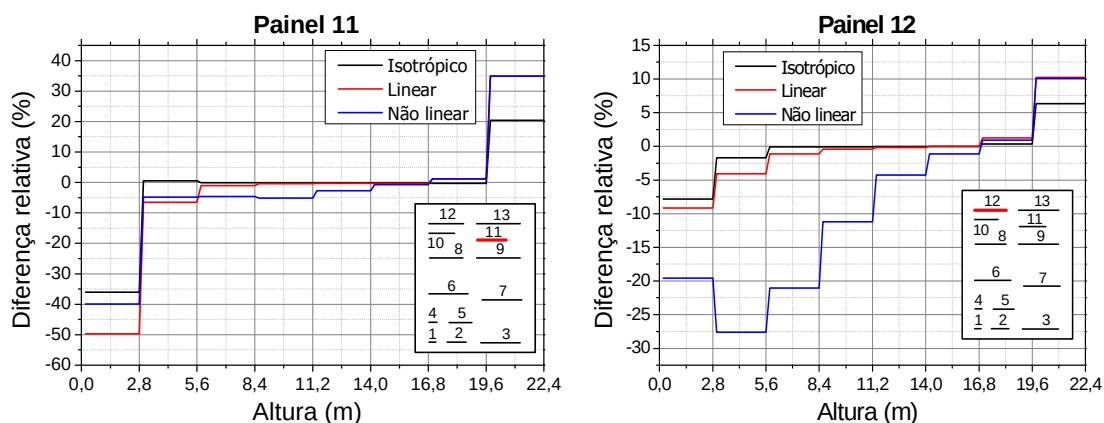


Figura 7.25 – Diferença relativo entre o cortante dos modelos analisados e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.

Nesta nova abordagem os painéis se tornaram mais flexíveis, e consequentemente o modo de flexão foi favorecido, reduzindo as diferenças na base dos painéis (devido à redução dos efeitos do cisalhamento). Na primeira situação (modelo com abas), tem-se que as maiores alterações na distribuição do carregamento horizontal ocorrem na base e no topo do edifício. O aumento das zonas de tração nos painéis implicou em uma nova distribuição de esforços. Não só a base e o topo foram afetados, mas também os outros andares, como observado nos painéis 3, 7, 10 e 12. É importante ressaltar que o aumento das zonas de tração pode tornar o grauteamento necessário, inibindo a participação da interface. Além disto, na ausência de resultados coerentes sobre a rigidez da interface na tração, este valor foi estimado como 10% da rigidez na compressão, que pode ser muito baixo, provocando alterações excessivas no comportamento da alvenaria. Na prática, o elevado nível de compressão em contraste ao baixo nível de tração presente em estruturas de alvenaria pode inibir um possível comportamento não linear na interface.

Dentre os resultados apresentados, o painel que apresentou um comportamento mais diferenciado foi o painel 12 onde a diferença relativa máxima foi de aproximadamente 28%, no caso não linear. Este comportamento também refletiu sobre a distribuição de momento fletor, onde a diferença relativa máxima foi de 15% (Figura 7.26).

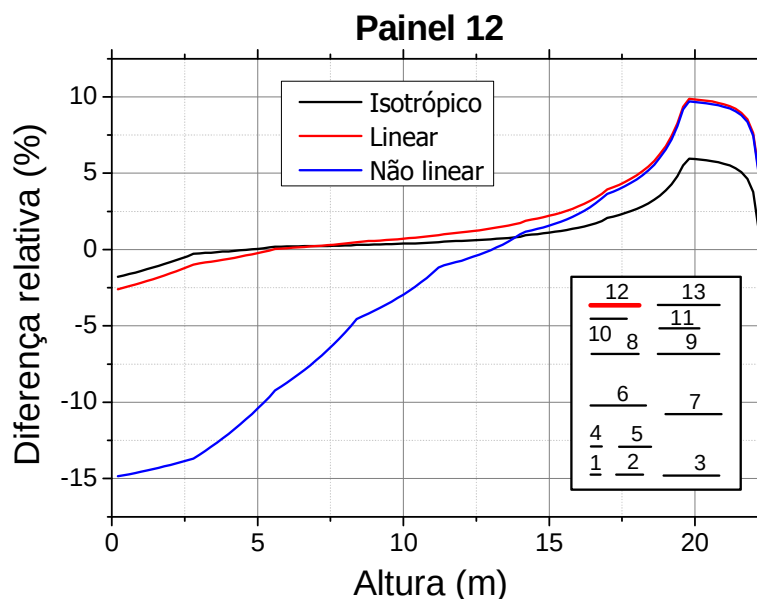


Figura 7.26 – Diferença relativo entre o momento fletor dos modelos analisado e o previsto pela consideração apenas do momento de inércia.

Os resultados obtidos dão indícios de que a formulação convencional não é completamente representativa, principalmente em relação aos efeitos do cisalhamento, reforçando as conclusões de Nascimento (1999). A consideração da interface tende a aumentar os efeitos do cisalhamento na maioria dos casos, entretanto nos painéis mais carregados esta contribuição é pequena.

A baixa contribuição da interface pode ser atrelada a homogeneidade das propriedades elásticas em todos os painéis. A consideração da interface afetou todos os painéis de forma quase que proporcional, resultando em uma baixa contribuição em relação aos efeitos do cisalhamento. Outra característica também observada foi em relação à redução dos efeitos do cisalhamento e da interface para os andares superiores, com exceção do último. Os resultados indicam que a influência da interface, sobre a distribuição de carregamentos, se torna desprezível à medida que a relação altura/largura é aumentada.

Os resultados indicam que a contribuição da interface, em relação à estrutura como um todo está voltada para a rigidez global da edificação. Por exemplo, o módulo de elasticidade do modelo isotrópico, que foi equivalente a micromodelagem foi de 6512 N/mm². O módulo da unidade é de 9910 N/mm², então a presença da interface resultou em uma redução de aproximadamente 34% do módulo de elasticidade que

iria resultar, se a ligação fosse perfeita e rígida. Tal característica leva à conclusão de que as propriedades elásticas da interface podem ser determinantes no comportamento elástico da edificação.

7.2. Exemplo 2

Como já comentado no Capítulo 3, as propriedades da interface podem influenciar o comportamento elástico da alvenaria de formas diferentes, dependendo da relação altura/largura. As peças com H/L maior (altura elevada) são mais influenciadas pela rigidez normal da junta horizontal (K_{nH}). Para as de menor H/L não só a rigidez normal é importante, mas também a rigidez tangencial (K_{sH} e K_{sV}). Desta forma, a presença da interface (micromodelagem) em uma edificação deveria alterar a rigidez dos painéis de forma não proporcional, levando em consideração que as peças de maior largura seriam afetadas de uma forma diferente das de menor, resultando na alteração da distribuição dos carregamentos horizontais. Entretanto, tal comportamento não foi observado ao longo de toda a altura da edificação. Os resultados indicaram que a maior influência da interface ocorre na base e vai se diluindo ao longo dos outros pavimentos, semelhante ao que ocorre no modelo isotrópico, levando em consideração as deformações por cisalhamento.

Um pequeno modelo foi desenvolvido para avaliar tal o comportamento. Para isto, dois painéis de alvenaria foram modelados, considerando o acoplamento do deslocamento em x no topo, simulando a existência de uma ligação rígida, como ilustrado na Figura 7.27.

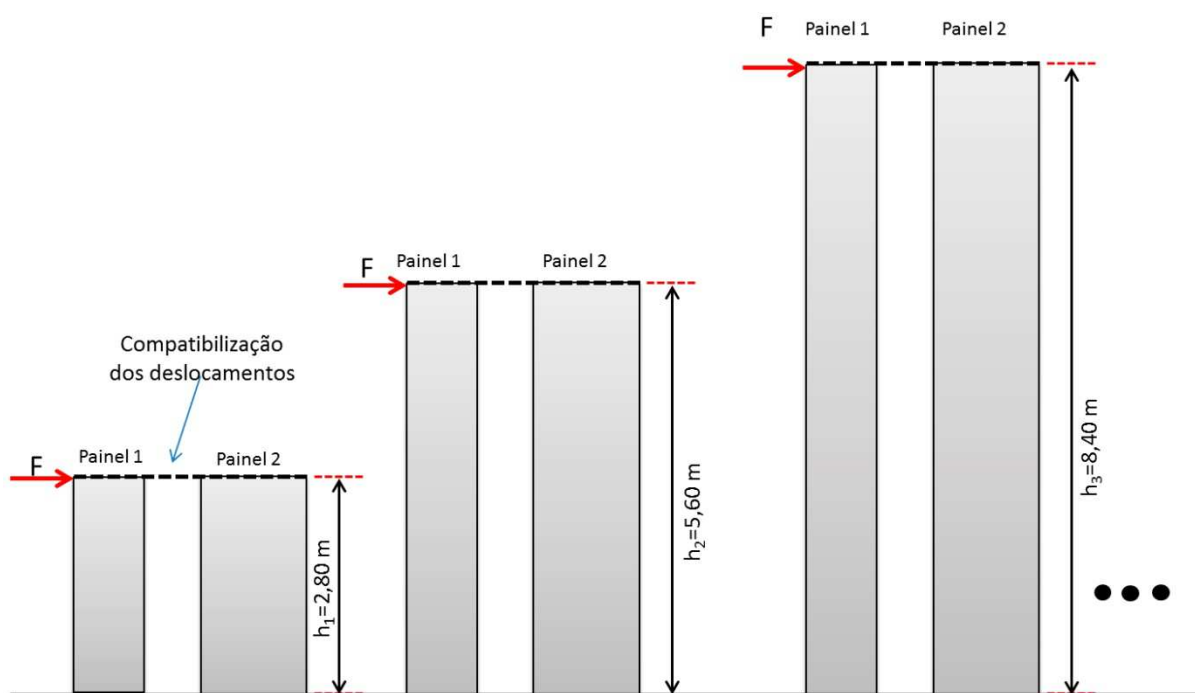


Figura 7.27 – Modelo desenvolvido.

O painel 1 tem largura de 3 m e o painel 2 possui 6 m. Os dois possuem a mesma altura, que varia com incremento de 2,8 m, conforme a Figura 7.27. A partir disto sete modelos com alturas diferentes foram considerados. As parcelas do carregamento horizontal que cada um dos painéis recebeu foram calculadas e comparadas ao caso que considera apenas o momento de inércia. A Figura 7.1 apresenta os resultados obtidos e pode ser visto que o comportamento do modelo isotrópico (com efeitos do cisalhamento) e do micromodelo (com interface). É possível perceber que o painel de maior largura (painel 2) acabou perdendo parte do seu carregamento para o de menor largura (painel 1). Ressalta-se que o painel 2 seria responsável por absorver 90% do carregamento horizontal, consequentemente, o painel de menor largura apresentou maior diferença relativa em relação à metodologia convencional. Por outro lado, foi possível também constatar que o aumento da altura dos painéis resulta na redução da diferença relativa, consequentemente a distribuição de esforços convergiu para o caso convencional.

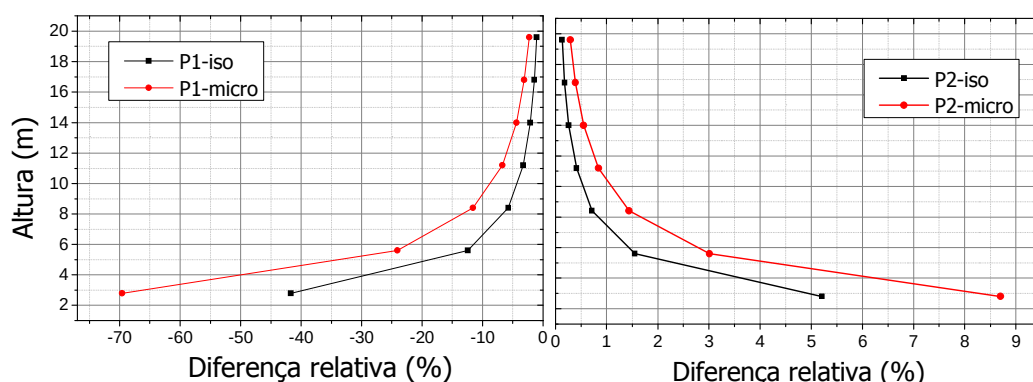


Figura 7.28 – Diferença relativa da distribuição do carregamento horizontal, levando em consideração o micromodelo e o modelo isotrópico, em relação à metodologia convencional.

O comportamento observado indica que a influência da interface na distribuição de esforços horizontais está ligada a razão H/L . Para os casos onde os efeitos da flexão superam os do cisalhamento, a metodologia convencional é satisfatória. Em uma edificação (como foi visto anteriormente) a situação se torna mais complexa, envolvendo carregamentos e diafragmas em diferentes níveis. Como já relatado, a distribuição de carregamentos na base de um edifício demonstrou ser influenciada tanto pelo cisalhamento quanto pela interface, no entanto em proporções diferentes.

Os resultados obtidos dão indícios de que a distribuição dos carregamentos horizontais é regida por três parcelas, uma do momento de inércia, outra do cisalhamento e outra da interface. No entanto, para painéis de altura elevada a parcela do momento de inércia prevalece sobre as demais. No edifício analisado, assim como foi relatado por Nascimento (1999), a base da edificação demonstrou ser mais afetada pela parcela do cisalhamento, efeito esse que se diluiu ao longo dos outros pavimentos. A presença da interface demonstrou afetar da mesma forma, apesar da razão H/L elevada.

Um estudo paramétrico foi desenvolvido sendo que as variáveis do problema foram propriedades da junta horizontal (K_{nH} e K_{sH}). Os dois painéis supracitados foram considerados com 2,8 m de altura. Para cada combinação de valores, a distribuição de carregamentos horizontais foi obtida e a diferença relativa à metodologia convencional foi calculada. Com os resultados obtidos foi possível construir uma superfície 3D, que considera a diferença relativa em função de K_{nH} e K_{sH} . Analisando a Figura 7.29 tem-se que o aumento de K_{nH} tende a aumentar a diferença relativa. Uma explicação plausível para este comportamento é o aumento da rigidez a flexão,

favorecendo os efeitos do cisalhamento. Já o aumento de K_{SH} mostrou uma redução na diferença relativa, devido a diminuição das deformações por cisalhamento ao longo da junta horizontal.

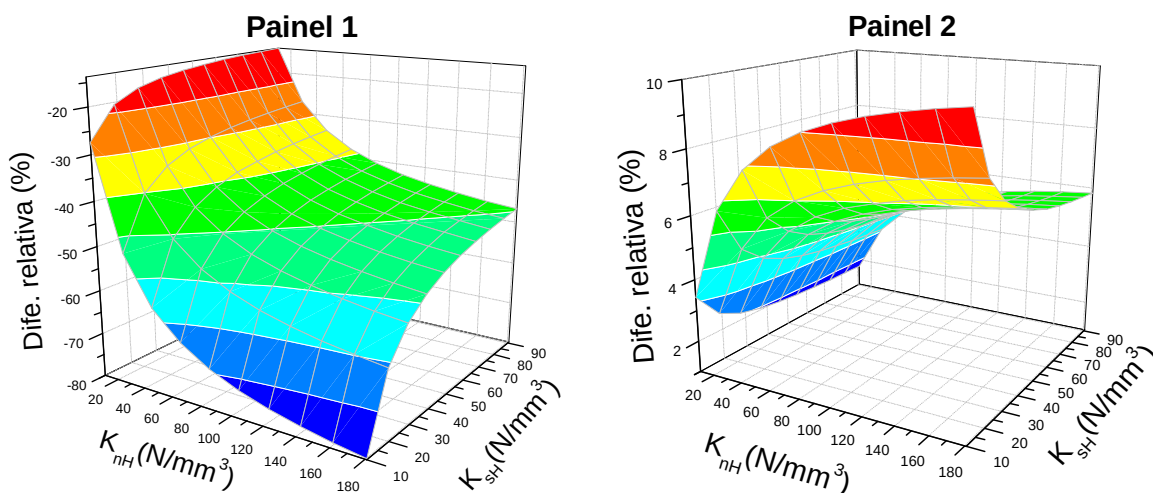


Figura 7.29 – Estudo paramétrico.

7.3. Conclusões do capítulo

A partir dos resultados obtidos é possível concluir que:

- A análise de um edifício representativo indicou uma diferença significativa entre os três modelos desenvolvidos e a metodologia convencional. O comportamento observado foi uma redução no máximo cortante e o acréscimo no mínimo. No entanto, este efeito foi atrelado às deformações por cisalhamento, e não à existência da interface.
- A consideração da micromodelagem demonstrou uma amplificação na diferença observada em alguns painéis. Entretanto, ao comparar os casos, a contribuição não pode ser considerada significativa nos painéis mais largos, que demonstraram ser mais influenciados pelo cisalhamento.
- Os painéis menos solicitados apresentaram maior diferença relativa, entretanto, este comportamento está relacionado ao nível de carga que eles perdem ou ganham para os mais solicitados. Qualquer contribuição pode resultar em uma grande alteração, devido ao baixo nível de solicitação.

- O aumento das zonas de tração nos painéis implica em uma nova distribuição de esforços. Não só a base e o topo foram afetados, mas também os outros andares.
- O surgimento de zonas de tração pode tornar o grauteamento necessário, inibindo a participação da interface.
- O elevado nível de compressão em contraste ao baixo nível de tração presente em estruturas de alvenaria pode inibir um possível comportamento não linear da interface.
- A formulação convencional não é completamente representativa, principalmente em relação aos efeitos do cisalhamento, reforçando as conclusões de Nascimento (1999).
- A contribuição da interface, em relação à estrutura como um todo, está voltada para a rigidez global da edificação.
- A distribuição dos carregamentos horizontais é regida por três parcelas, uma do momento de inércia, outra do cisalhamento e outra da interface. No entanto, para painéis de altura elevada a parcela de inércia prevalece sobre as demais.
- Assim como foi relatado por Nascimento (1999), a base da edificação demonstrou ser mais afetada pela parcela do cisalhamento, efeito esse que se diluiu ao longo dos outros pavimentos. A presença da interface demonstrou afetar da mesma forma, apesar da razão H/L elevada.
- O aumento de K_{nH} provoca aumento da rigidez a flexão, favorecendo os efeitos do cisalhamento na edificação. Já o aumento de K_{ci} demonstrou uma

CAPÍTULO 8

Conclusões

Este capítulo expressa de forma sucinta todas as conclusões apresentadas ao longo deste trabalho. Incluindo todo o conteúdo, a partir da revisão bibliográfica, análises experimentais, simulações numéricas e estudo de caso.

Além disto, é apresentado um conjunto de propostas para trabalhos futuros, indicando possíveis passos para eles.

8.1. Conclusões

Dentre os componentes presentes na alvenaria destaca-se a importância da interface bloco-argamassa, que constitui uma região com características específicas, demandando estudos. Os temas abordados foram em relação às características da alvenaria, painéis de contraventamento, modelagem numérica, caracterização da interface bloco-argamassa e ensaios não destrutivos. É importante ressaltar que ainda existe muito a ser explorado em relação ao comportamento em conjunto e a influência da interface bloco-argamassa. Conforme já relatado, os materiais e componentes utilizados na produção das unidades de alvenaria estão conformes as normas vigentes e procedimentos já consagrados. Estes permitiram a construção de unidades de alvenaria para os ensaios realizados. O programa experimental proposto permitiu o estudo das características da interface bloco argamassa, tanto na junta horizontal, quanto na vertical.

Os resultados dos ensaios de compressão indicaram uma diferença significativa entre o comportamento dos dois tipos de juntas. Neste caso, a junta vertical apresentou uma rigidez normal bem inferior à da junta horizontal. Tal característica pode ser atrelada ao estado de tensão no qual a junta se encontra, tendo em vista que a geometria do bloco não garante uma distribuição uniforme ao longo da mesma. A dispersão dos resultados foi bem acentuada (em todos os casos),

entretanto justificável pelo elevado número de variáveis, bem como a natureza frágil da interface e a sensibilidade dos equipamentos.

Os resultados para a rigidez ao cisalhamento também evidenciam uma diferença acentuada entre as propriedades das juntas horizontal e vertical. Esse comportamento pode ser associado à diferença que existe na qualidade superficial das regiões de assentamento, implicando diretamente na qualidade da interface.

Os resultados sobre a rigidez normal à tração não foram conclusivos o suficiente para comprovar possíveis diferenças entre o comportamento, à tração e à compressão. A dispersão observada não permitiu a quantificação dos valores com coerência. Por outro lado, houve diferenças significativas no comportamento entre as duas juntas. Para a junta vertical tem-se que a rigidez na tração foi maior do que na compressão, contudo o erro associado às duas medidas não são conclusivos. Além disto, a rigidez na tração pode está superestimada devido à presença da flexão.

Em relação aos ensaios não destrutivos foi possível reproduzir o comportamento dinâmico dos prismas por meio do modelo proposto, entretanto muitas incertezas ainda existem. Como já comentado, estima-se que para concretos de baixa resistência o módulo dinâmico de elasticidade pode ser até 40% superior ao estático, porém não é conhecido se a regra é aplicável à interface bloco-argamassa. Apesar do grande coeficiente de variação observado nos ensaios estáticos, é possível perceber que os resultados dinâmicos foram superiores aos estáticos, principalmente em relação à rigidez normal. É importante ressaltar que os efeitos da deformação da argamassa não são considerados, então o modelo numérico não é completamente representativo. O problema estudado possui múltiplas soluções, que dependem do modo de vibração selecionado. Analisando individualmente cada um dos modos é possível obter diferentes combinações de K_n e K_s indicando faixa de valores prováveis, entretanto não há como dizer qual é mais adequado. A solução apresentada neste trabalho permitiu representar vários modos de vibração, de forma aproximada, porém pode não ser a solução mais realista.

Quanto ao programa numérico desenvolvido, foi possível identificar um modelo em elementos finitos adequado para o tipo de problema estudado. O programa

computacional foi desenvolvido com êxito, apresentando ferramentas adequadas para entrada, análise e visualização dos dados. Este foi testado em diferentes casos, com diferentes condições de contorno, demonstrando a sua utilidade e versatilidade no estudo numérico. É importante ressaltar que o conjunto de exemplos apresentados abrange todas as ferramentas usadas neste trabalho. Em todos os casos, os resultados obtidos foram satisfatórios em relação ao DIANA®, indicando a coerência do código numérico desenvolvido.

O estudo paramétrico idealizado permitiu identificar quais propriedades da interface bloco-argamassa exercem mais influência sobre o comportamento de paredes de alvenaria. Destaca-se que o comportamento típico do enrijecimento da interface pode ser representado por uma função multidimensional que converge para a solução do modelo isotrópico (com as propriedades elásticas do bloco). Entretanto, no problema em questão, esta função depende de muitas variáveis, tornando o equacionamento uma tarefa complexa. Em todos os casos, a rigidez normal da junta vertical demonstrou uma baixa influência sobre o comportamento elástico do painel, indicando que as juntas verticais se deformam pouco na direção normal em relação às juntas horizontais. Tanto K_{SH} quanto K_{SV} exerceram influência sobre o comportamento do painel, entretanto, K_{SH} demonstrou ser mais influente, levando a concluir que a junta horizontal é mais solicitada ao cisalhamento do que a vertical. A diminuição da razão H/L favorece os efeitos do cisalhamento, consequentemente K_{SH} e K_{SV} passaram a exercer maior influência sobre o comportamento elástico do painel. Indiretamente estes resultados indicam que a falha por cisalhamento em paredes de maior largura é resultado de tensões de cisalhamento excessivas na junta vertical e horizontal, tendo como consequência o escorregamento das juntas horizontais e a abertura das juntas verticais, após a ruptura. Na junta horizontal tanto K_{nH} quanto K_{SH} exerceram influência sobre o comportamento elástico da alvenaria, entretanto, em função dos efeitos da flexão, K_{nH} contribuir de forma mais acentuada em peças com maior razão H/L . Os resultados indicam que K_{SH} , K_{nH} e K_{SV} , são variáveis de extrema relevância para a modelagem numérica de paredes de alvenaria. Como foi comentado na seção de resultados experimentais, as juntas horizontais podem apresentar propriedades elásticas diferentes em relação às juntas verticais. Portanto, para reproduzir o comportamento elástico da alvenaria é

necessário conhecer K_{SV} de forma mais precisa. É importante frisar que os resultados apresentados são válidos para paredes que trabalham no regime elástico. Após o surgimento de fissuras, a redistribuição de tensões pode tornar outras propriedades mais relevantes. Outro fator relevante deste trabalho é que na ausência de dados experimentais, as propriedades elásticas da interface bloco-argamassa são determinadas por meio de calibrações com modelos reais. O estudo apresentado pode ser usado para nortear a escolha adequada destes parâmetros, levando em consideração as propriedades mais relevantes para o tipo de problema analisado.

A análise do edifício representativo indicou uma diferença significativa entre os três modelos desenvolvidos e a metodologia convencional. O comportamento observado foi uma redução no máximo esforço cortante e o acréscimo no mínimo. No entanto, este efeito foi atrelado às deformações por cisalhamento, e não à existência da interface. A consideração da micromodelagem demonstrou uma amplificação na diferença observada em alguns painéis. Todavia, ao comparar os casos a contribuição não pode ser considerada significativa, nos painéis com maior largura, que demonstraram ser mais influenciados pelo cisalhamento. Já os painéis menos solicitados apresentaram maior diferença relativa. Entretanto, este comportamento está relacionado ao nível de carga que eles perdem ou ganham para os mais solicitados. Qualquer contribuição pode resultar em uma grande alteração, devido ao baixo nível de solicitação.

O aumento das zonas de tração nos painéis implicou em uma nova distribuição de esforços. Não só a base e o topo foram afetados, mas também outros pavimentos. O surgimento de zonas de tração pode tornar o grauteamento necessário, inibindo a participação da interface, adicionando mais rigidez ao sistema.

O elevado nível de compressão em contraste ao baixo nível de tração presente em estruturas de alvenaria pode inibir um possível comportamento não linear da interface. A formulação convencional (sem a inclusão da parcela do cisalhamento) não é completamente representativa, principalmente em relação aos efeitos do cisalhamento, reforçando as conclusões de Nascimento (1999).

A distribuição dos carregamentos horizontais é regida por três parcelas, uma do momento de inércia, outra do cisalhamento e outra da interface. No entanto, para paredes de altura elevada, a parcela do momento de inércia prevalece sobre as demais. Assim como foi relatado por Nascimento (1999), a base da edificação demonstrou ser mais afetada pela parcela do cisalhamento, efeito esse que se diluiu ao longo dos outros pavimentos. A presença da interface afeta da mesma forma, apesar da razão H/L elevada.

8.2. Propostas para trabalhos futuros

Ampliar o conteúdo exposto na seção de referências bibliográficas, na busca de novos testes e métodos, que possam suprir as deficiências encontradas no trabalho. Dar prosseguimento ao trabalho na análise dinâmica de unidades e elementos de alvenaria, visando explorar novos métodos mais eficientes e minimizar o número de variáveis.

Introduzir novas ferramentas no programa desenvolvido, ampliando as suas funcionalidade.

Explorar novas possibilidades de combinações de variáveis no estudo paramétrico.

REFERÊNCIAS

AcadView® v.1.0. Disponível em < <http://www.set.eesc.usp.br/portal/pt/>>. Acesso em: 01 Out. 2014.

ALMEIDA, J. **Caracterização da alvenaria submetida a esforços de tracção**. 2002, 216p, Dissertação (Mestrado)-Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2002.

ARAUJO, A.F. **Metodologia para avaliação da resistência de aderência ao cisalhamento de prismas para alvenaria estrutural**. 149p, Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12118**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2011.

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

_____. **ABNT NBR 13277**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da retenção de água. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **ABNT NBR 15961-1**: Alvenaria estrutural — Blocos de concreto. Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **ABNT NBR 15961-2**: Alvenaria estrutural — Blocos de concreto Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **ABNT NBR 6136**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Requisitos. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **ABNT NBR 7211**: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **ABNT NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **ABNT NBR 7215**: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **ABNT NBR 15812-2**: Alvenaria estrutural — Blocos cerâmicos Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 1006**: Standard test methods of splitting tensile strength of masonry units. Philadelphia, 1996.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 215 – 08**: Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens. Pennsylvania, 2008

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C952-12**: Standard Test Method for Bond Strength of Mortar to Masonry Units. Pennsylvania, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C215-08**: Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Frequencies of Concrete Specimens. Pennsylvania, 2008

BELYTSCHKO, T., & JACOB, F. **A First Course Finite Element**. Ed.WILEY, 2007.

BOSILJKOV, V.Z.; TOTOEV, Y.Z.; NICHOLS, J.M. Shear modulus and stiffness of brickwork masonry: An experimental perspective. **Structural engineering and mechanics**, v.20, n.1, p.21-43, Mai.2005.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 5628-1**: Code of practice for use of masonry – Part 1: Structural use of unreinforced masonry, London, 2005.

BOSILJKOV, V.; PAGE, A.W.; BOKAN-BOSILJKOV, V.; ZARNICÁ, R. Evaluation of the seismic performance of brick masonry walls. **Structural Control and Health Monitoring**, v.17, n.1, p.100-118, Fev. 2010;

BARRETO, A.S.P. **Análise numérica de painéis de alvenaria estrutural utilizando técnica de homogeneização**.148p,Dissertação (mestrado) - Centro de Tecnologia e Geociências, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco,2002.

C.M. Equivalent Elastic Moduli of a Rock Mass Consisting of Orthorhombic Layers. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.** v.19, p.9-14, 1982

CARASEK, H.; DJANIKIAN J.G. **Aderência de argamassa a base de cimento portland a unidades de alvenaria.** 26p, Boletim técnico - Escola Politécnica da USP, São Paulo, 1997.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **EN1052-2:** Methods of test for masonry, Determination of flexural strength. 1993.

GERRARD, C. M. Equivalent Elastic Moduli of a Rock Mass Consisting of Orthorhombic Layers. **J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abst.**, v.19., p.9-14, 1982.

GROOT CASPAR, J. **Effects of water on mortar brickbond.** 185p, Tese (Doutorado) – University of Delft, Delft, The Netherlands, 1993.

GRAWFORD, G.I. Guide to Nondestructive Testing of Concret. **Boletim Técnico** – U.S. Department of Transportation, 72 p. 1997.

HAACH, V.G. **Development of a design method for reinforced masonry subjected to in-plane loading based on experimental and numerical analysis.** 367p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2009.

HAACH, V.G.; CARRAZEDO, R.; OLIVEIRA, L.M.F; CORRÊA, M.R.S.
Application of acoustic tests to mechanical characterization of masonry mortars. NDT&E International , 2013.

HENDRY, A.W.; SINHA, B.P.; DAVIES, S.R. Design of Masonry Structures, 3.ed, London: E & FN SPON, 2004.

HOHBERG, J.M.A. Joint Element for the Nonlinear Dynamic Analysis of Arch Dams.303p, Report Nº.18 - Institute of Structural Engineering ETH Zurich, Boston, jul. 1992.

ITO, Y.; UOMOTO, T. Nondestructive testing method of concrete using impact acoustics. **NDT&E International**, v.30 (4), p.217-222, 1997.

International Atomic Energy Agency. **Guidebook on non-destructive testing of concrete structures.** Training course series, n. 17, Vienna, 2002.

JUKES, P. e RIDDINGTON, J. R., A review of masonry joint shear strength test methods. University of Sussex. **Masonry international Journal**, v.11, n.2, 1997.

JUNIOR, S.F.S.; MARQUES, P.V. Ensaaios Não Destrutivos, **Apostila de Ensaaios Não Destrutivos**, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2006.

KARANTONI, F.V.; LIRANTZAKI, F.N. Seismic behaviour of "Simple Masonry Buildings" according to EN 1998. **WIT Transactions on the Built Environment**, v.104, p.83-92, 2009.

LOURENÇO, P.B. **Computational Strategies for Masonry Structures**. 1996, 220p, Tese (Doutorado)-Delft University of Technology, Netherlands, 1996.

LI, K. ; CHEN, G.; TANG, L. Analysis in seismic behaviors of the masonry-concrete shear wall. **Advanced Materials Research**, v.163-167, p.1928-1934, 2011.

LEE, J. S., PANDE, G. N., MIDDLETON, J., AND KRALJ, B. Numerical Modelling of Brick Masonry Panels Subject to Lateral Loadings. **Computer and Structures**, v.61, N.4, p.735-745, 1996.

MEDEIROS, J. S.; SABBATINI, F. H. Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto. **Boletim Técnico** – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 20 p. 1993.

MATA, R.C. **Análise experimental e numérica do comportamento de junta em painéis de contraventamento de alvenaria estrutural**. 174p. Tese (Doutorado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concrete: Microstructure, properties and materials**. 3ª Edition, New York, McGraw-Hill, 2006, 659p.

McCann, D.M.; Forde, M.C. Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures, **NDT&E International**, n.34, p.71–84, 2001.

MIRANDA, L.A. **Estudo do efeito do não preenchimento das juntas verticais e eficiência do graute na resistência da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos. 2012**. 206p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MOHAMAD, G. **Mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos à compressão**, 290p, Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Portugal, 2007.

MOTA, J.M.F.; OLIVEIRA, R.A. ; SILVA, Â.J.C.; BARBOSA, F.R.; CARVALHO, J.R. Influência da espessura da argamassa de assentamento na resistência à compressão axial de prismas de blocos cerâmicos. **Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto**, Maceió, 2012.

NASCIMENTO NETO, J. A. **Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais**. 127p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

OLIVEIRA, L.M.F. **Estudo Teórico E Experimental Do Comportamento Das Interfaces Verticais De Paredes Interconectadas De Alvenaria Estrutural**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

PANDE, G.N.; LIANG J.X.; MIDDLETON J. Equivalent elastic moduli for brick masonry. **Computers and Geotechnics**, v.8, p.243-265, 1989

PARSEKIAN, G.A.; HAMID, A.A.; DRYSDALE, R.G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: Edufscar, 2012.

PELETEIRO, S. C. C **Contribuição à modelagem numérica de alvenaria estrutural**. 143p.Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

Popal, R. **A New Shear Test Method for Mortar Bed Joints**. 139p, Tese (Doutorado) – Department of Civil Engineering, University of Calgary, Calgary, 2013.

ROTS, J.G. Numerical simulation of cracking in structural masonry. **Heron**, v.36, n.2, p. 49-63, 1991.

RAMALHO, M., & CORRÊA, M. **Projetos de edifícios de alvenaria estrutural**. 1.ed, São Paulo: PINI. 2003.

STEIL, R.O. **Efeito da geometria do bloco de concreto e do tipo de argamassa no desempenho à compressão de prismas de alvenaria não grauteados**. 162p, Dissertação (Mestrado) – Programa de pós-graduação em engenharia civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

SARANGAPANI, G., VENKATARAMA REDDY, B., JAGADISH, K. S. Brick-Mortar Bond and Masonry Compressive Strength. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v.17, n.2, p.229-237, Mar./Abr. 2005.

SALAMON, M.D.G. Elastic Moduli of a Stratified Rock Mass. Int. **J. Rock Mech. Sci.**, v.5, p.519-527, 1968.

TUNG, S.H.; SHIH, M.H.; SUNG, W.P. Development of digital image correlation method to analyse crack variations of masonry wall. **Sadhana-Academy Proceedings in Engineering Sciences**, v.33, n.6, p.767-779, Des.2008.

TAYLOR-FIRTH, A.; TAYLOR, I.F. A bond tensile strength test for use in assessing the compatibility of brick / mortar interface. **Construction and Building Materials**, v. 4, n.2, Jun. 1990.

TMS. **Paul Haller**. Disponível em <<http://www.masonrysociety.org/html/about/awards/haller/>>. Acesso em: 08 Out. 2012.

TOMAZEVIC, M.; LUTMAN, M.; PETKOVIC, L. Seismic behavior of masonry walls: experimental simulation. **Journal of structural engineering New York**, v.122, n.9, p.1040-1047, Set.1996.

VASCONCELOS, G. (2005). **Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behaviour of ancient masonry shear walls**. 266p. Tese (Doutorado) – University of Minho, Guimarães, Portugal, 2005.

VILATÓ, R.; FRANCO, L. **A capacidade resistente da alvenaria estrutural não armada**. 2000. Apostila de alvenaria estrutural, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

VENKATARAMA REDDY, B., UDAY VYA, C. (2008). Influence of shear bond strength on compressive strength and stress–strain characteristics of masonry. **Materials and Structures**, v.41, n.10, p.1697-1712, Dez. 2008.

VERMELTFOORT, A.; MARTENS, D.; VAN ZIJL, G. Brick-mortar interface effects on masonry under compression. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v.34, n.11, p.1475-1485, 2007.

WEIRONG, L.; WANG, M.; LIU, X. Numerical analysis of masonry under compression via micro-model. **Advanced Materials Research**, v.243-249, n.13, p.1360-1365, 2011.

ZUCCHINI, A.; LOURENÇO, P.B. A micro-mechanical homogenisation model for masonry: Application to shear walls. **International Journal of Solids and Structures**, 46 (3-4), p.871-886, 2009.

Apêndice A

A.1 Distribuição de tensões para o exemplo 1

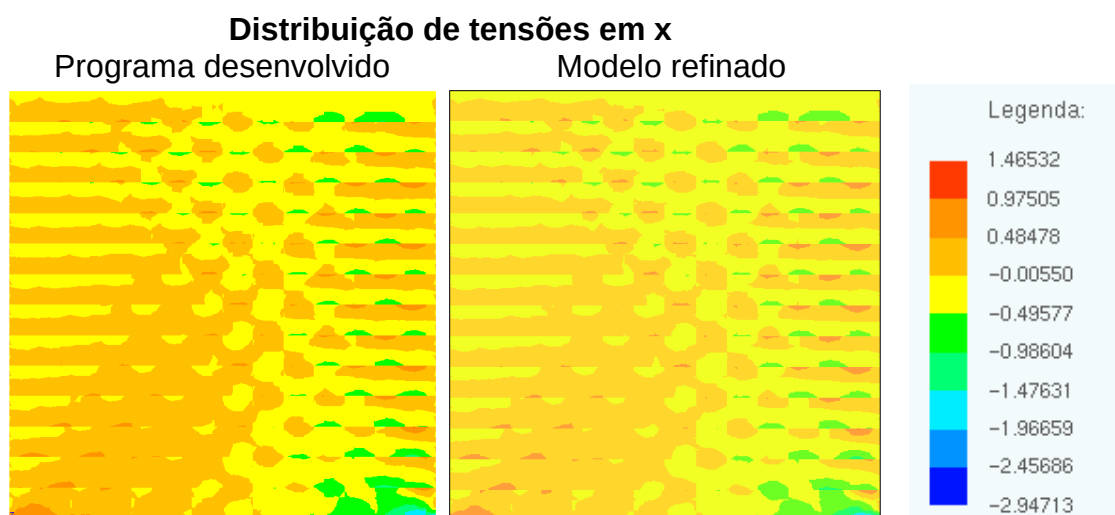


Figura A.1: Distribuição de tensões em x, obtida a partir do programa desenvolvido e do modelo refinado.

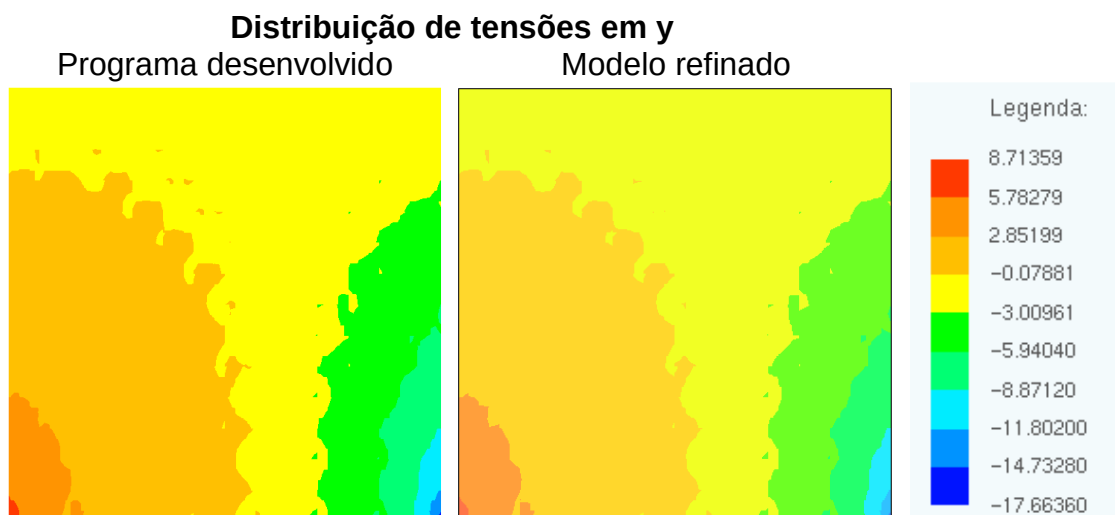


Figura A.2: Distribuição de tensões em y, obtida a partir do programa desenvolvido e do modelo refinado.

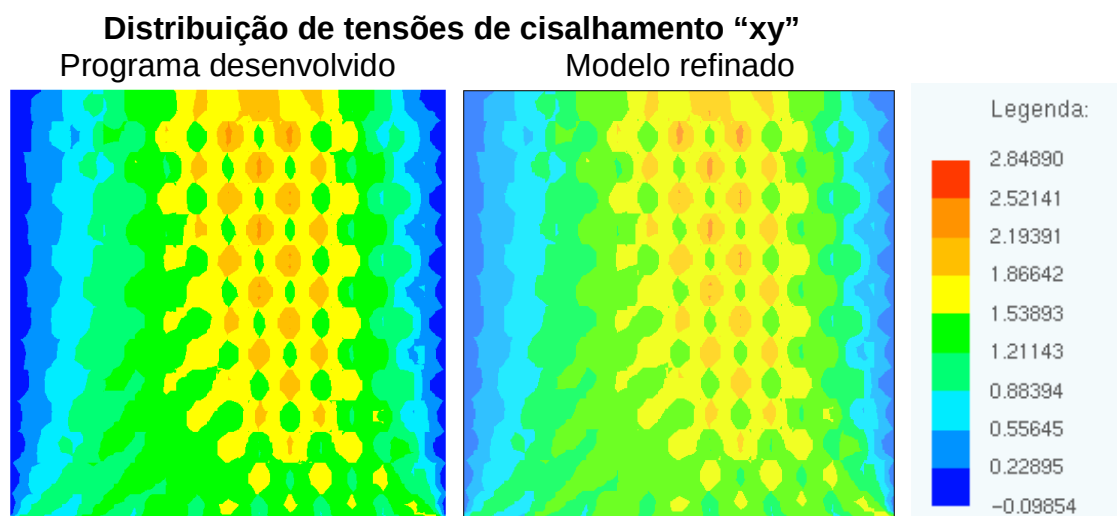


Figura A.3: Distribuição de tensões de cisalhamento “xy”, obtida a partir do programa desenvolvido e do modelo refinado.

A.2 Distribuição de tensões para o exemplo 2

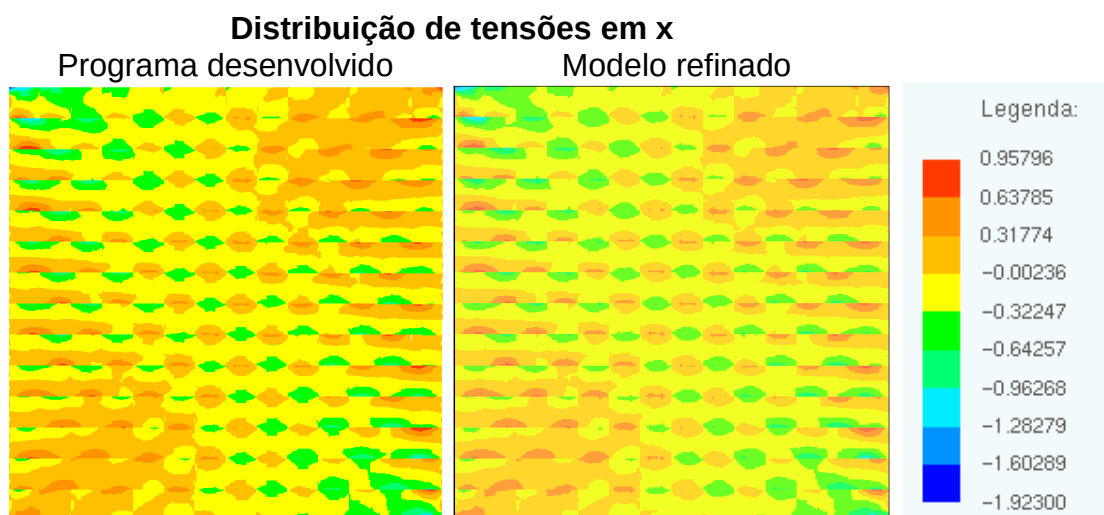


Figura A.4: Distribuição de tensões em x, obtida a partir do programa desenvolvido e do modelo refinado.

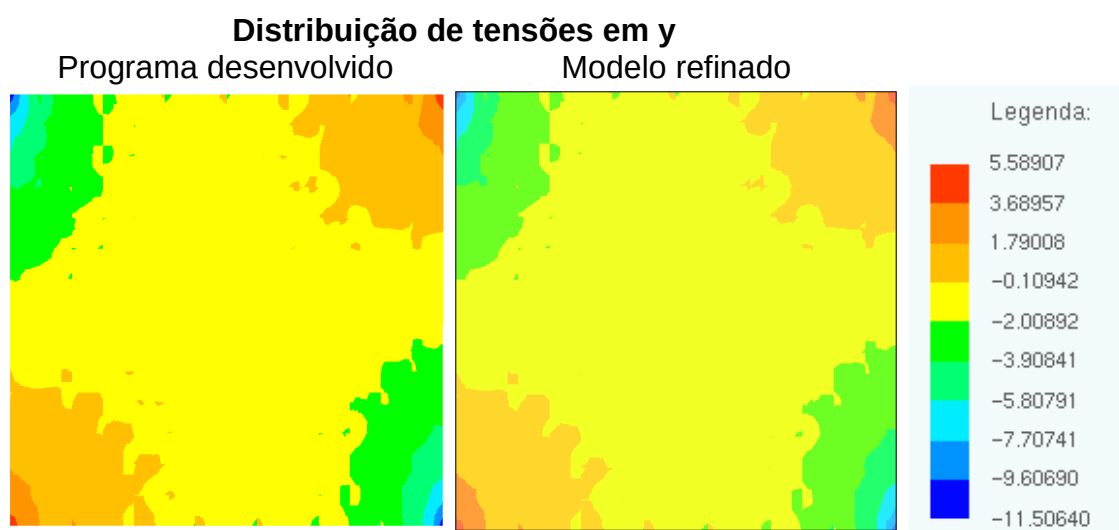


Figura A.5: Distribuição de tensões em x, obtida a partir do programa desenvolvido e do modelo refinado.

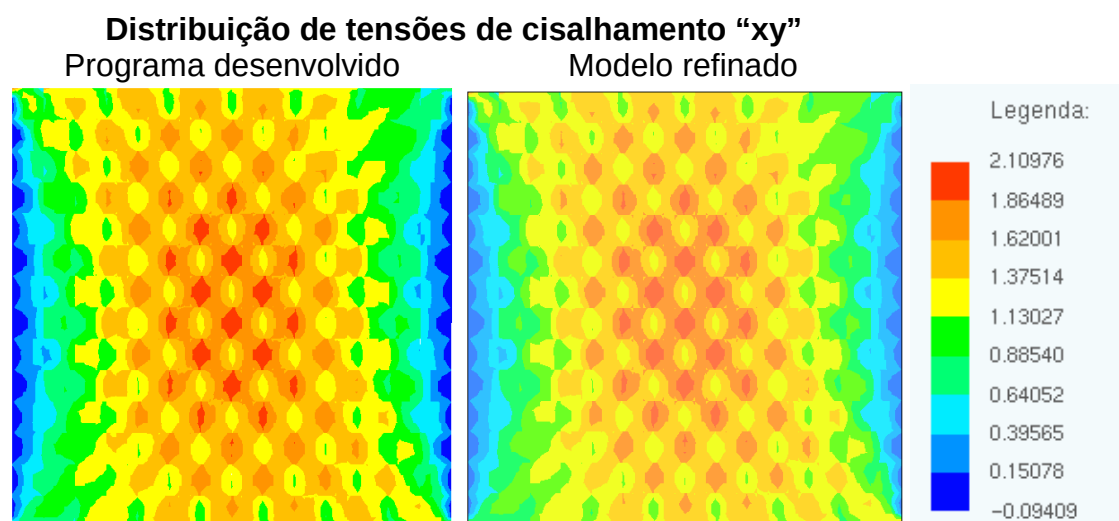


Figura A.6: Distribuição de tensões de cisalhamento “xy”, obtida a partir do programa desenvolvido e do modelo refinado.

A.3 Distribuição de tensões para a configuração final do exemplo 3

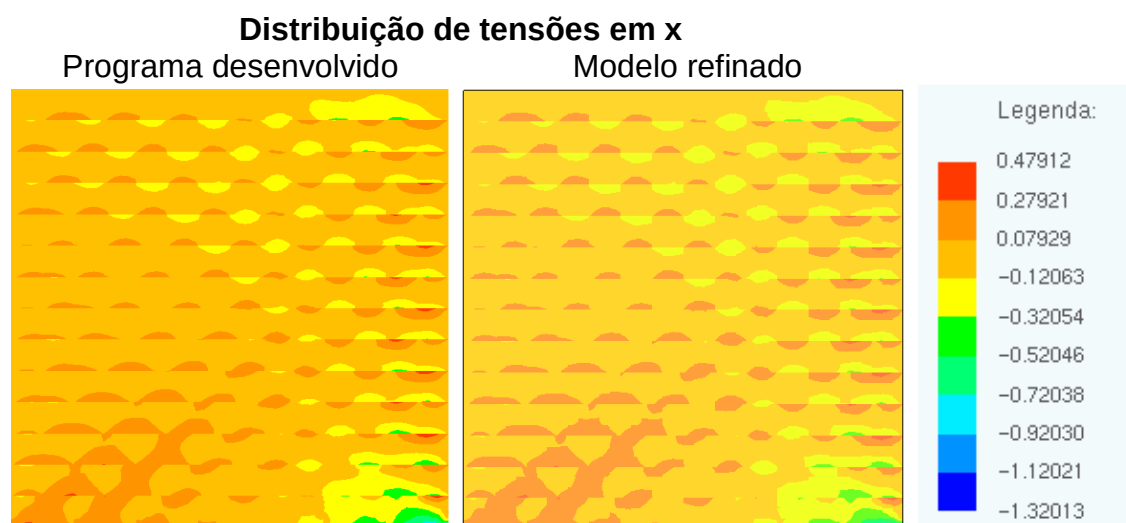


Figura A.7: Distribuição de tensões em x, obtida a partir do programa desenvolvido e do modelo refinado.

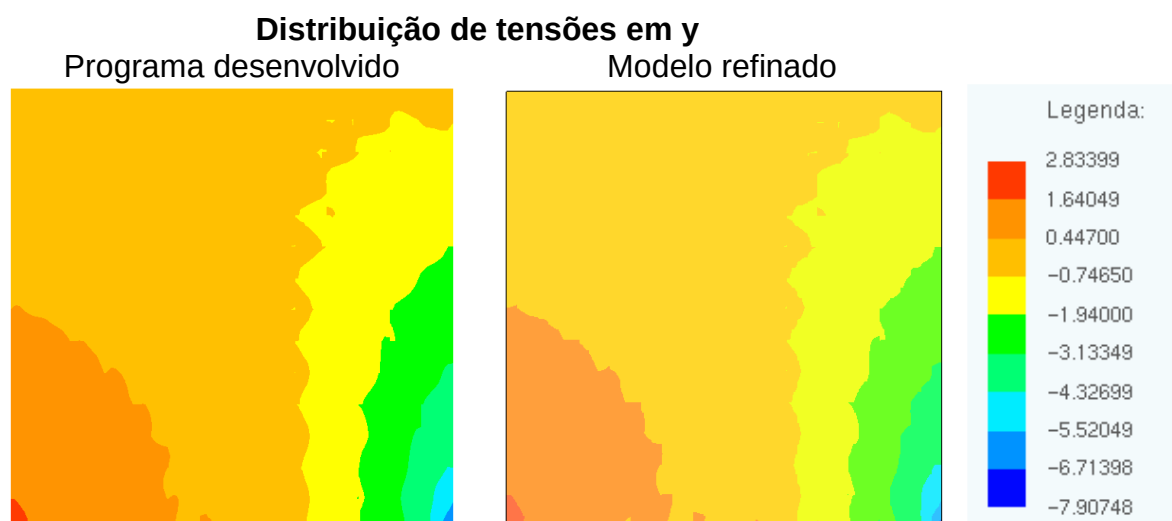


Figura A.8: Distribuição de tensões em x, obtida a partir do programa desenvolvido e do modelo refinado.

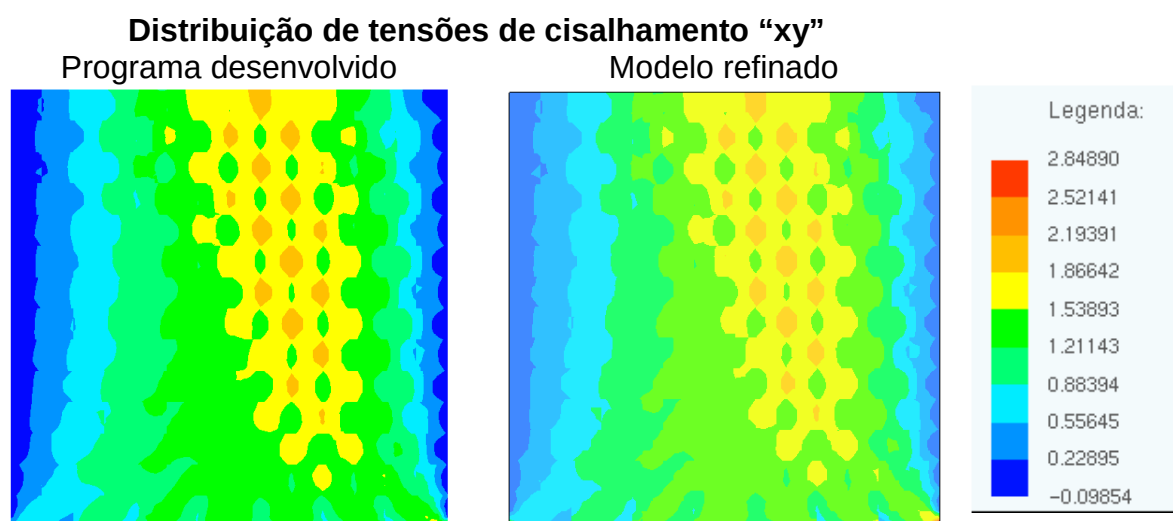


Figura A.9: Distribuição de tensões de cisalhamento “xy”, obtida a partir do programa desenvolvido e do modelo refinado.

Apêndice B

B.1 Resultados para $K_{sec}(K_{nH}, K_{nV})$

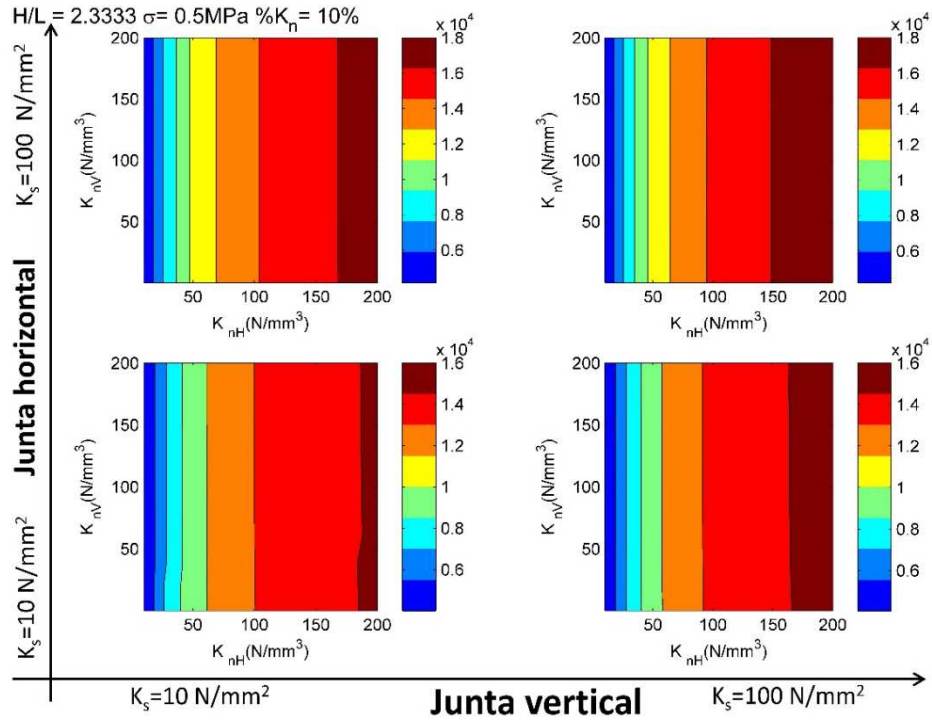


Figura B.1: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

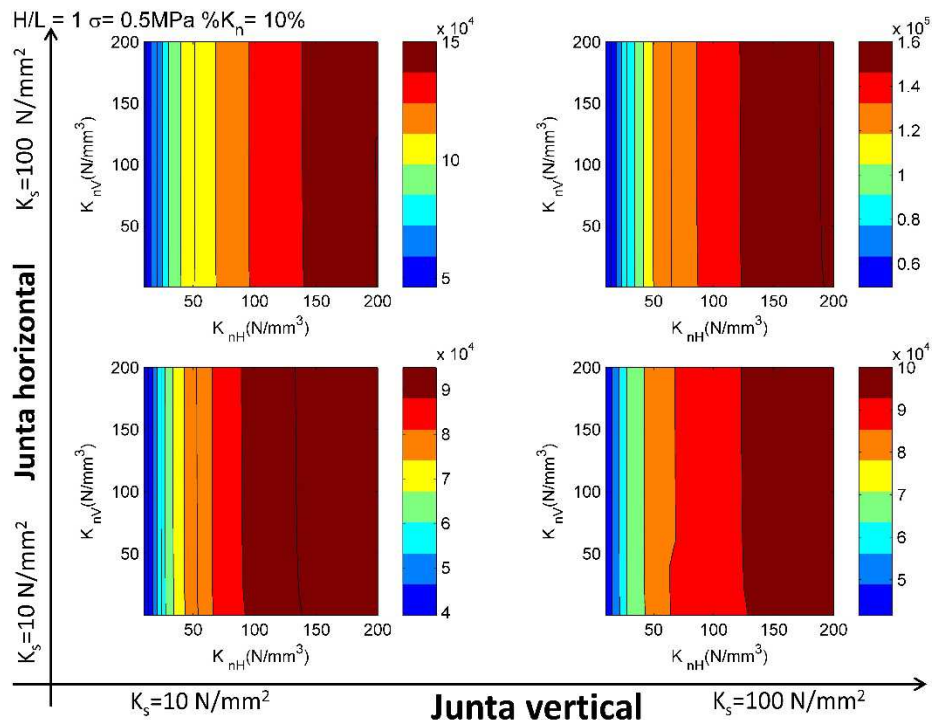


Figura B.2: H/L igual a 1 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

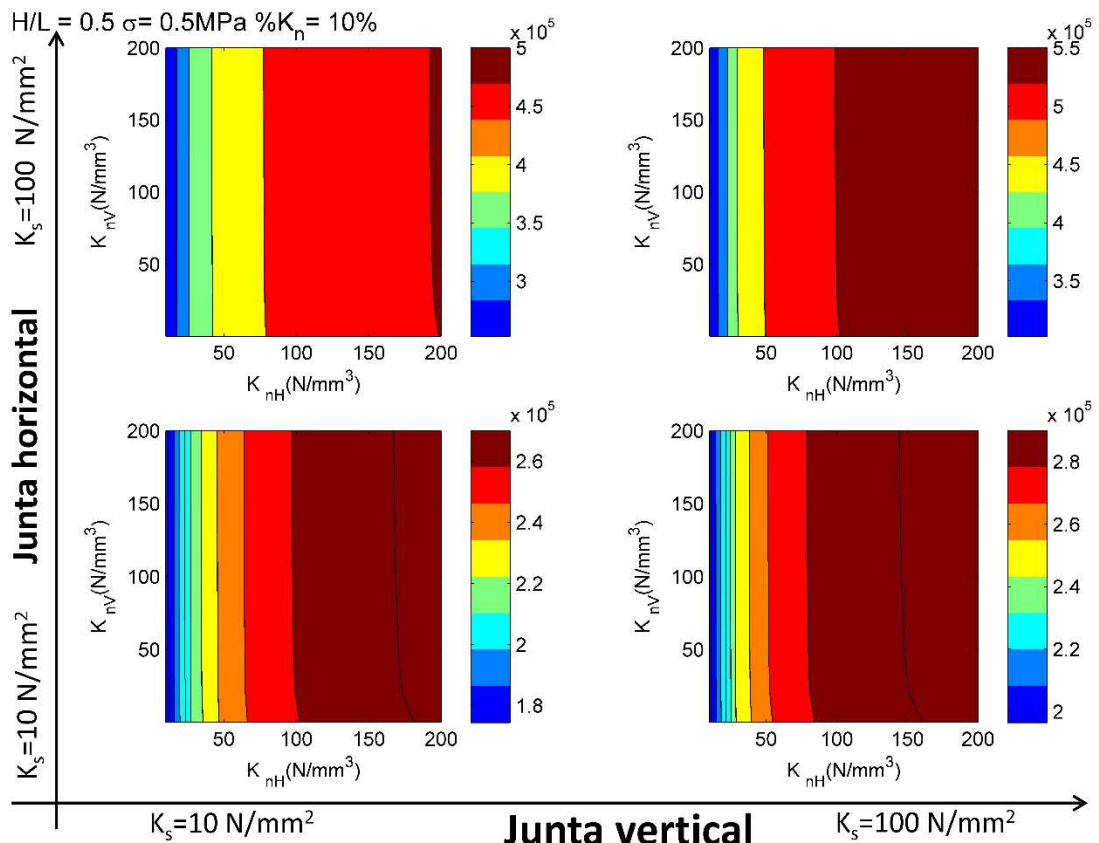


Figura B.3: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

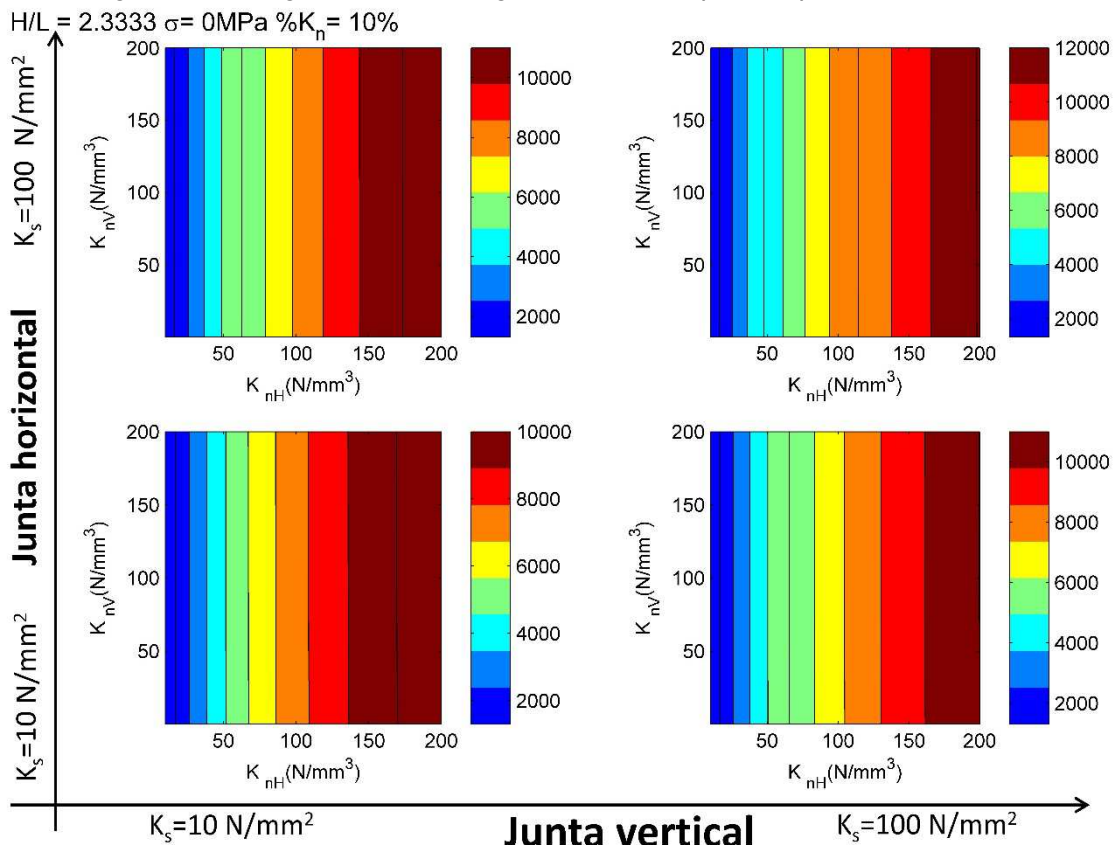


Figura B.4: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

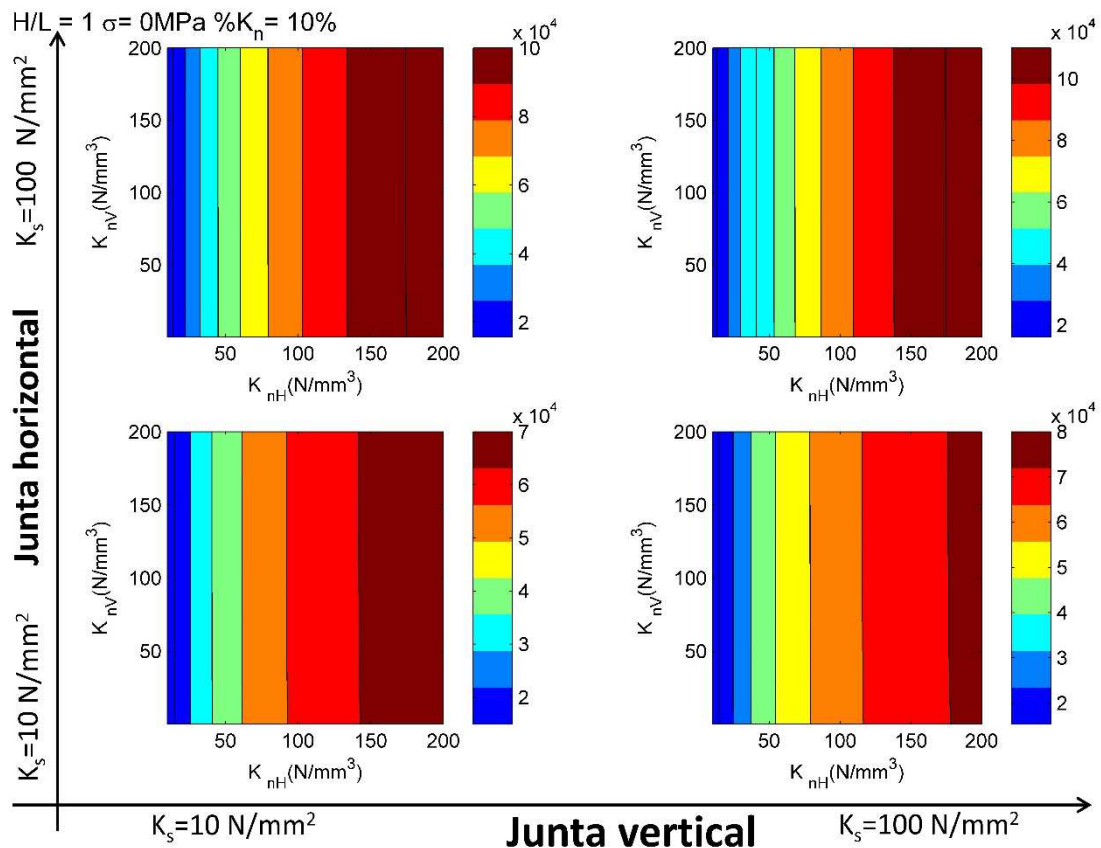


Figura B.5: H/L igual a 1 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

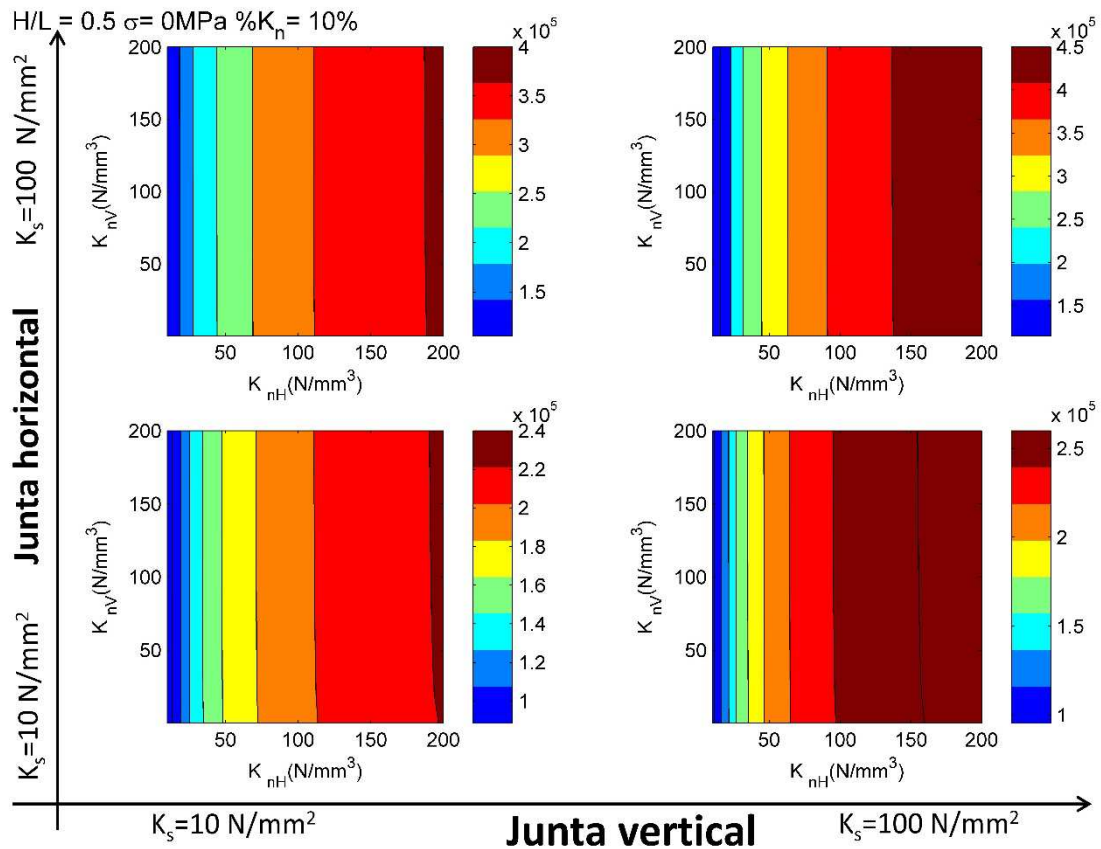


Figura B.6: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

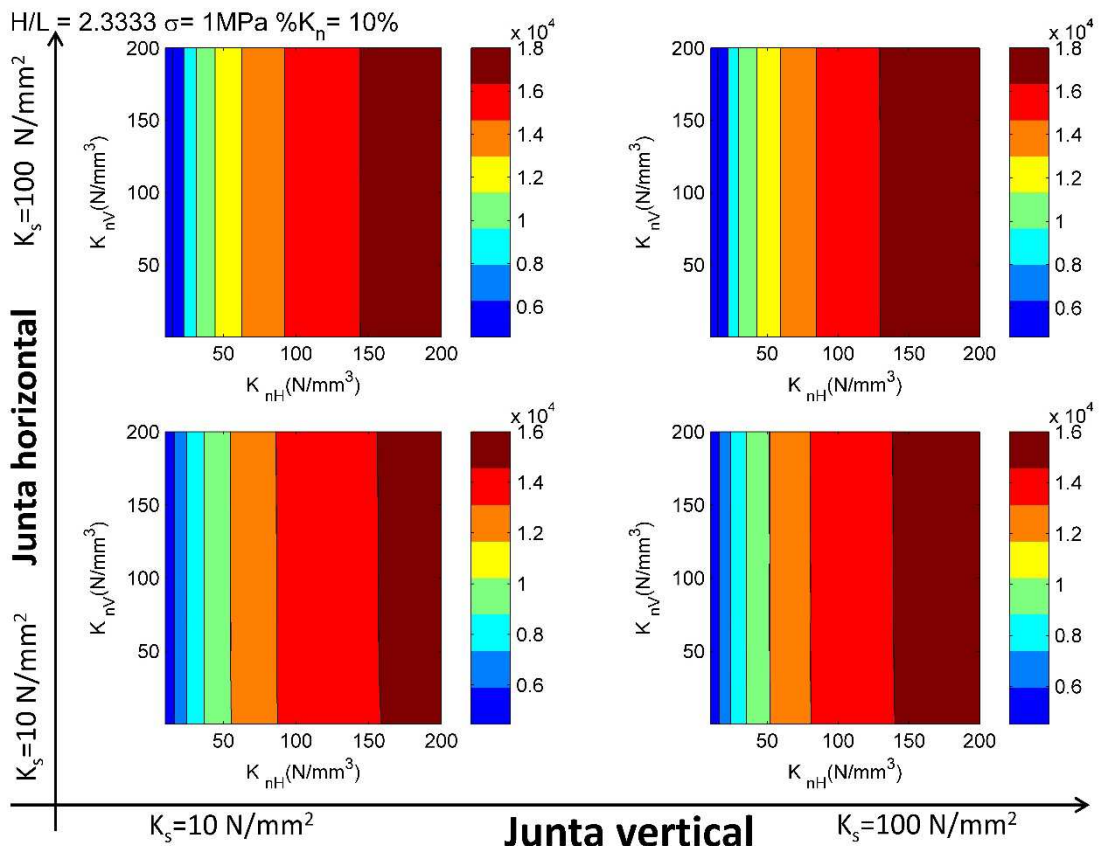


Figura B.7: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

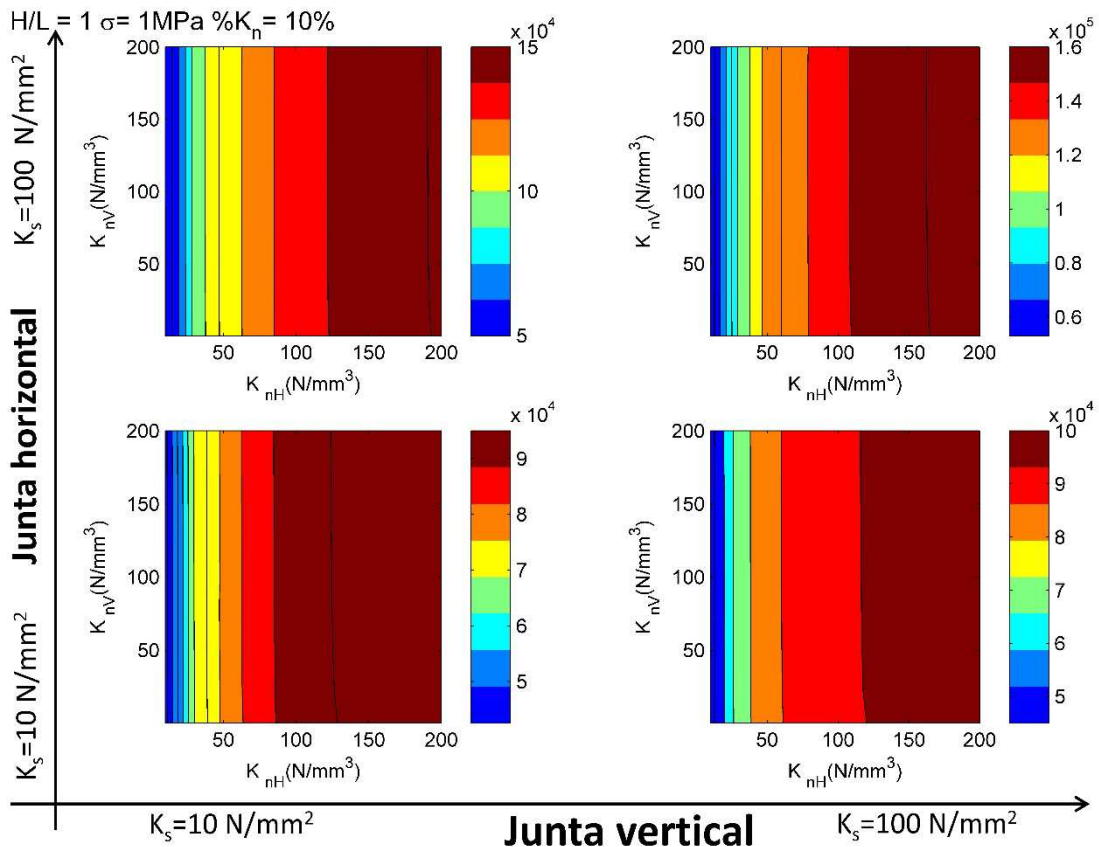


Figura B.8: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

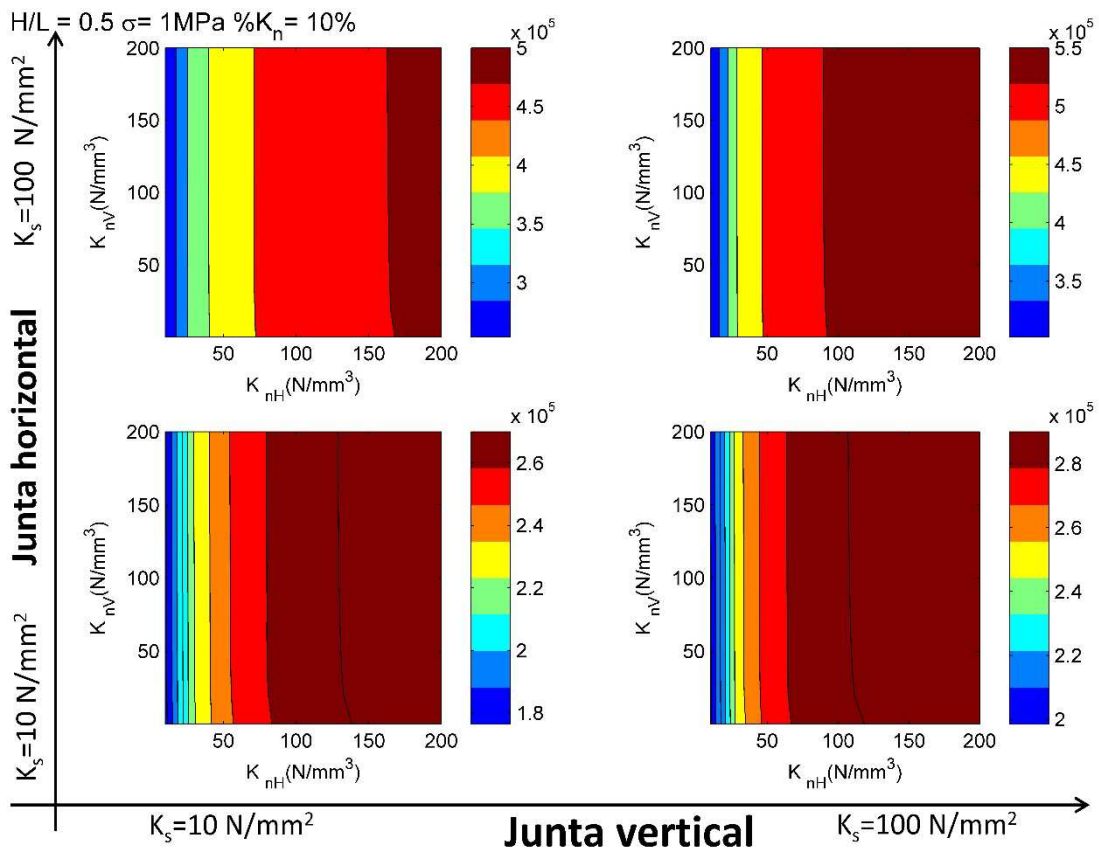


Figura B.9: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

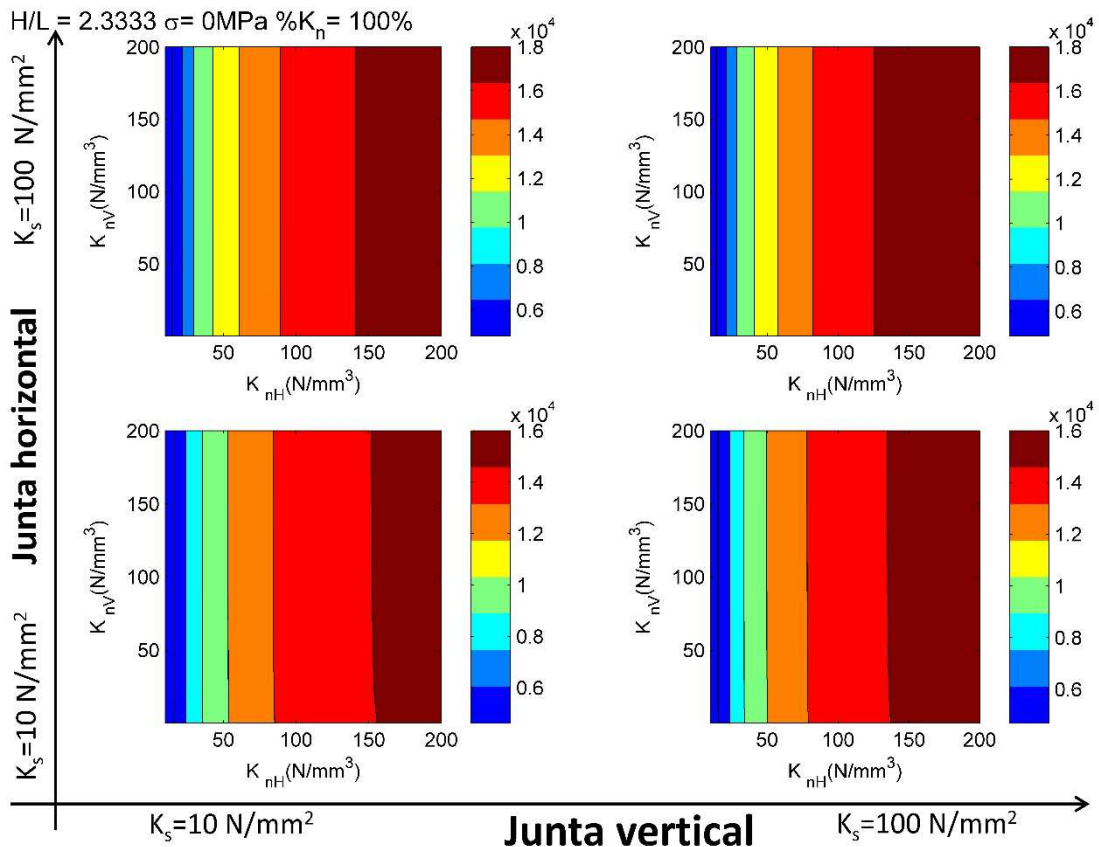


Figura B.10: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

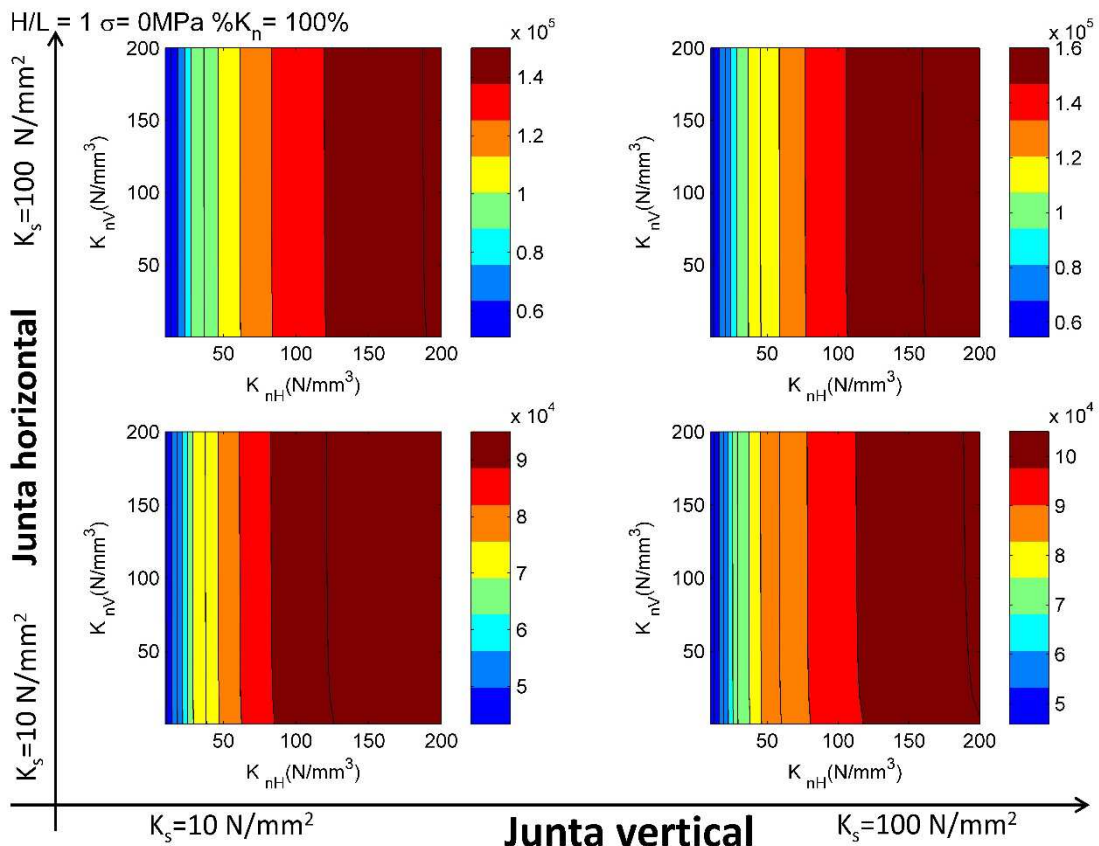


Figura B.11: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

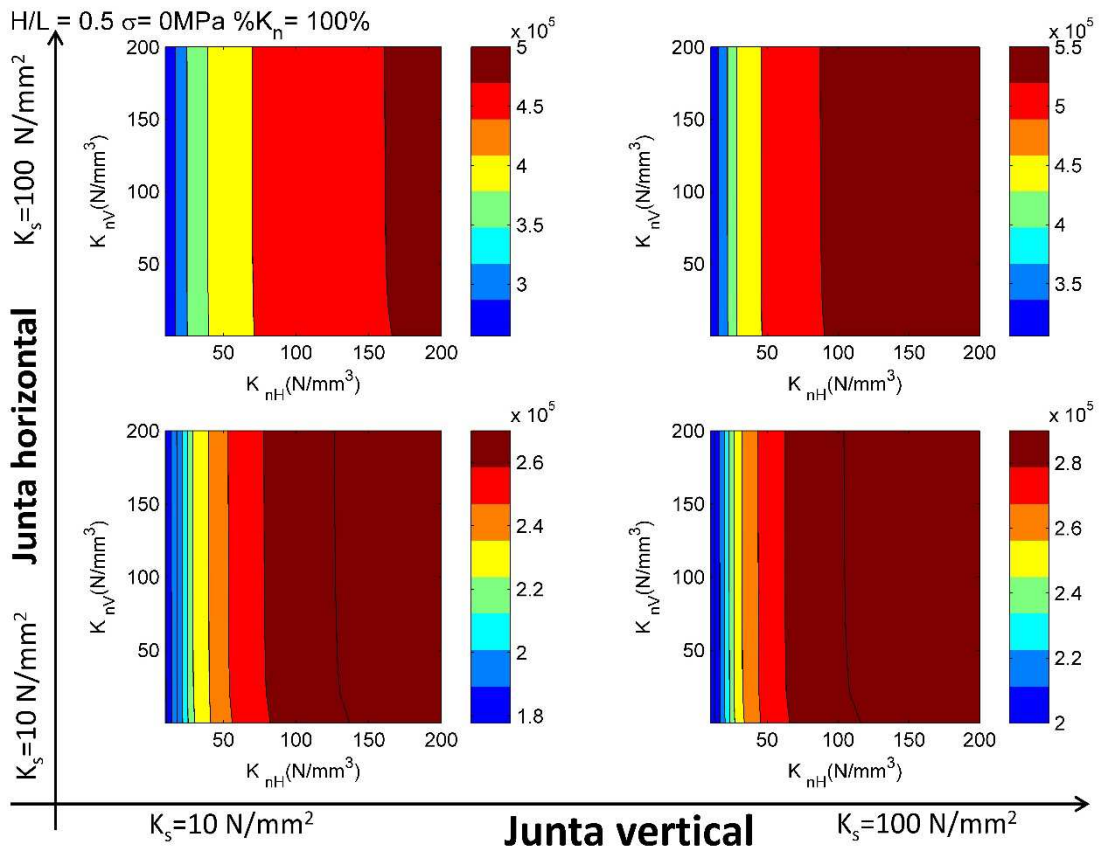


Figura B.12: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

Apêndice C

C.1 Resultados para $K_{sec}(K_{sH}, K_{sV})$

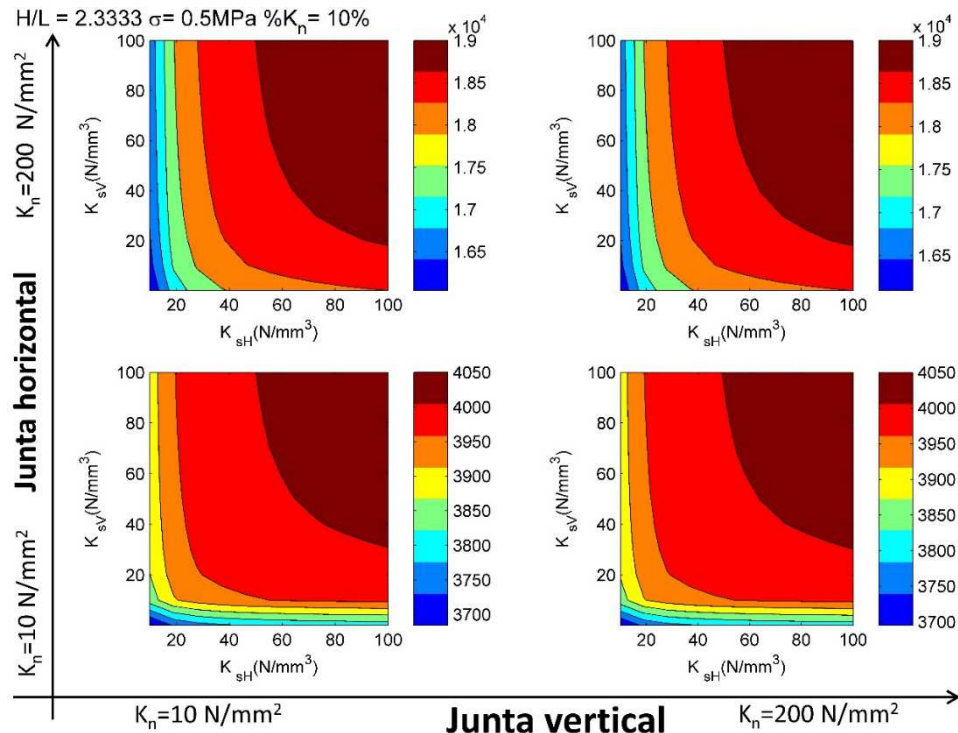


Figura C.1: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

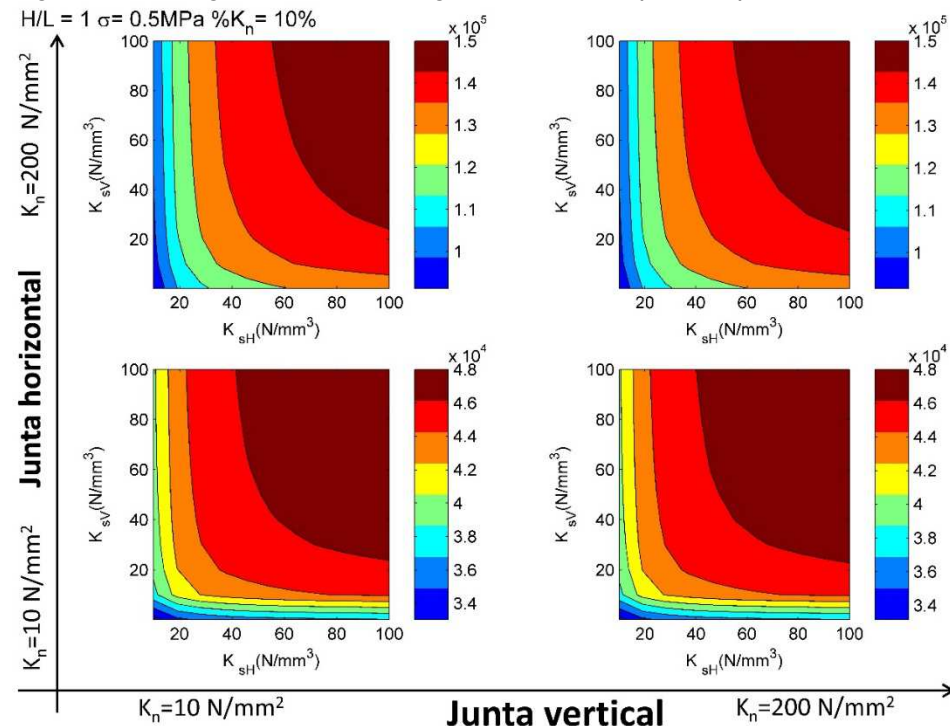


Figura C.2: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

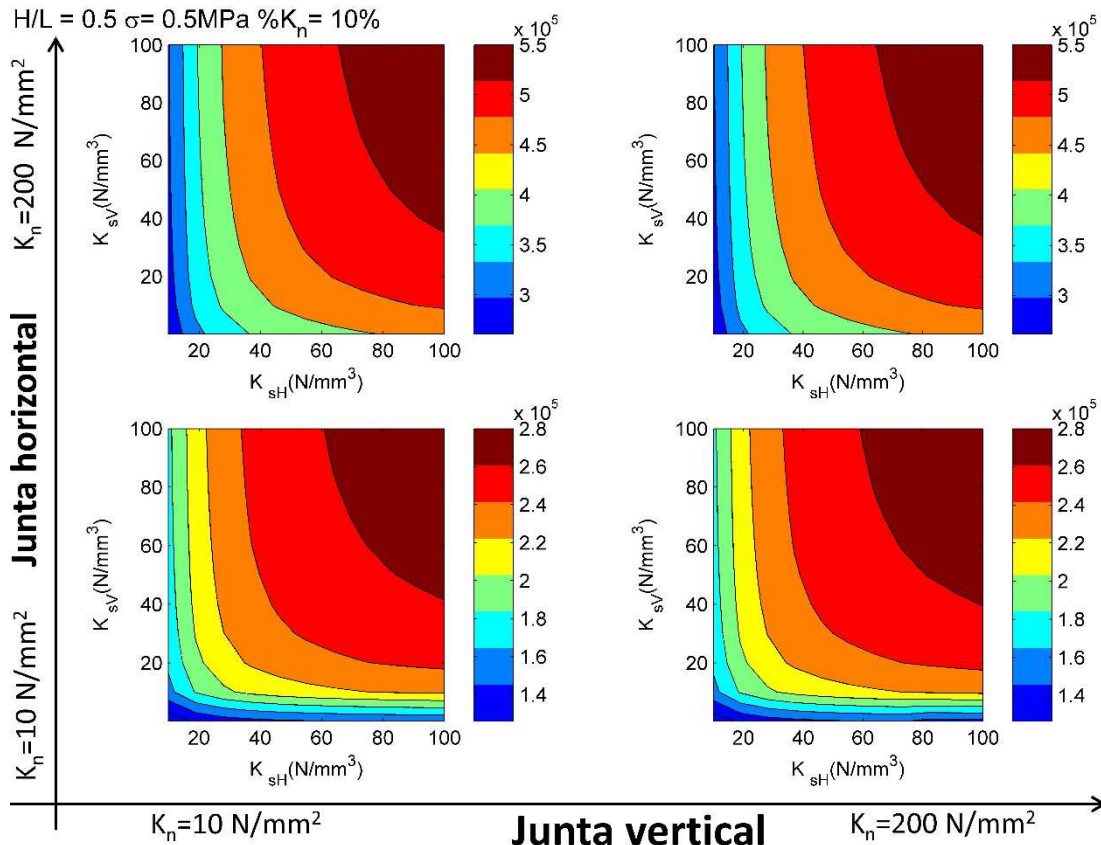


Figura C.3: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

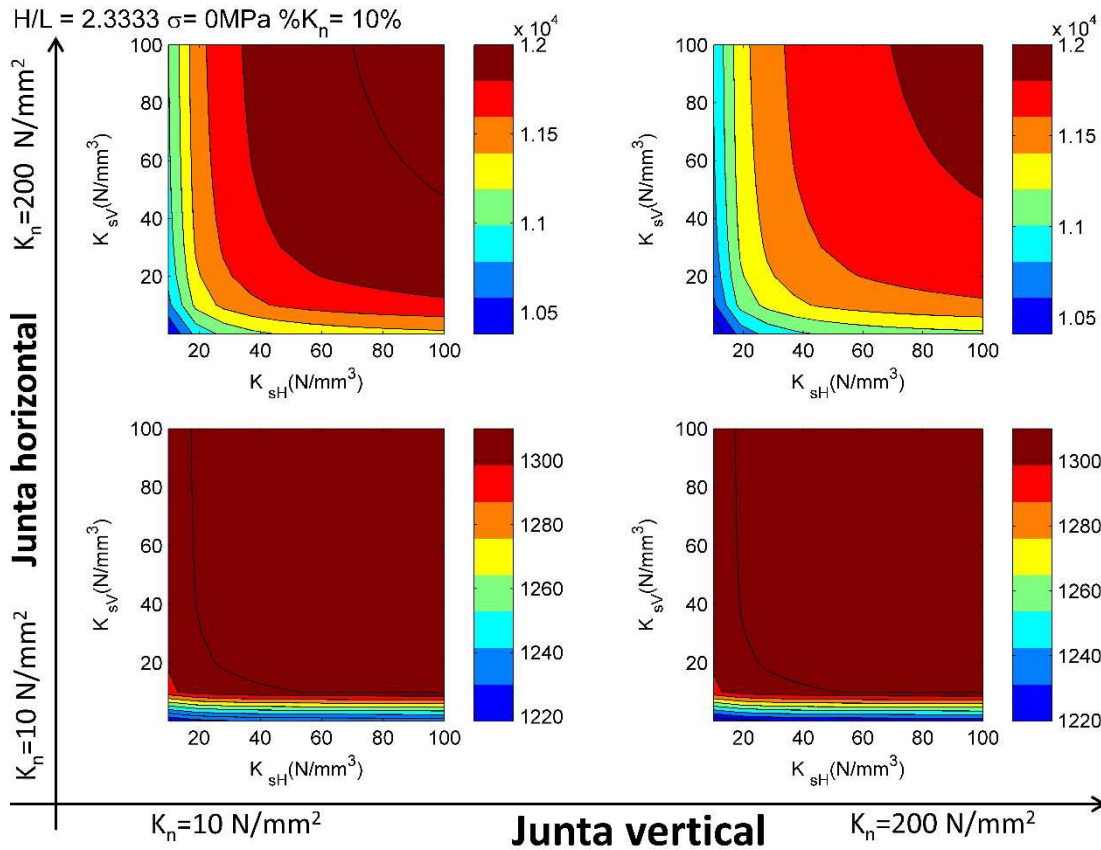


Figura C.4: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

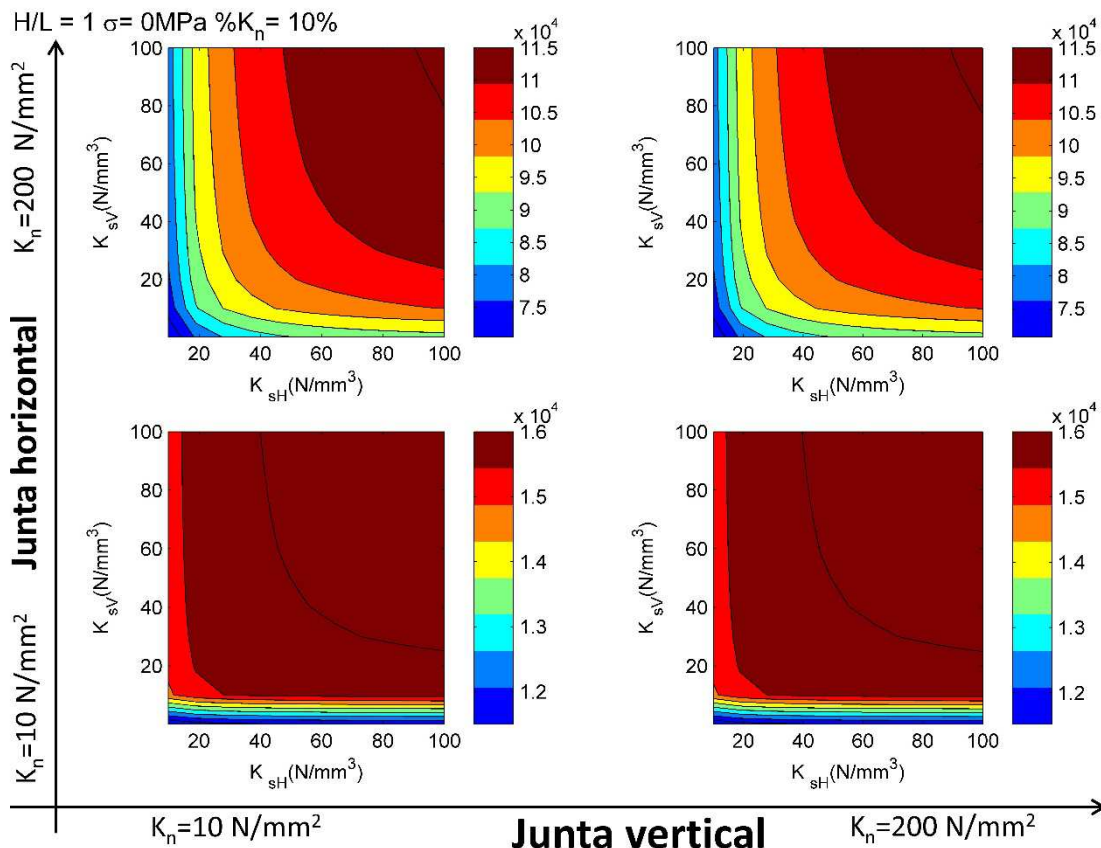


Figura C.5: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

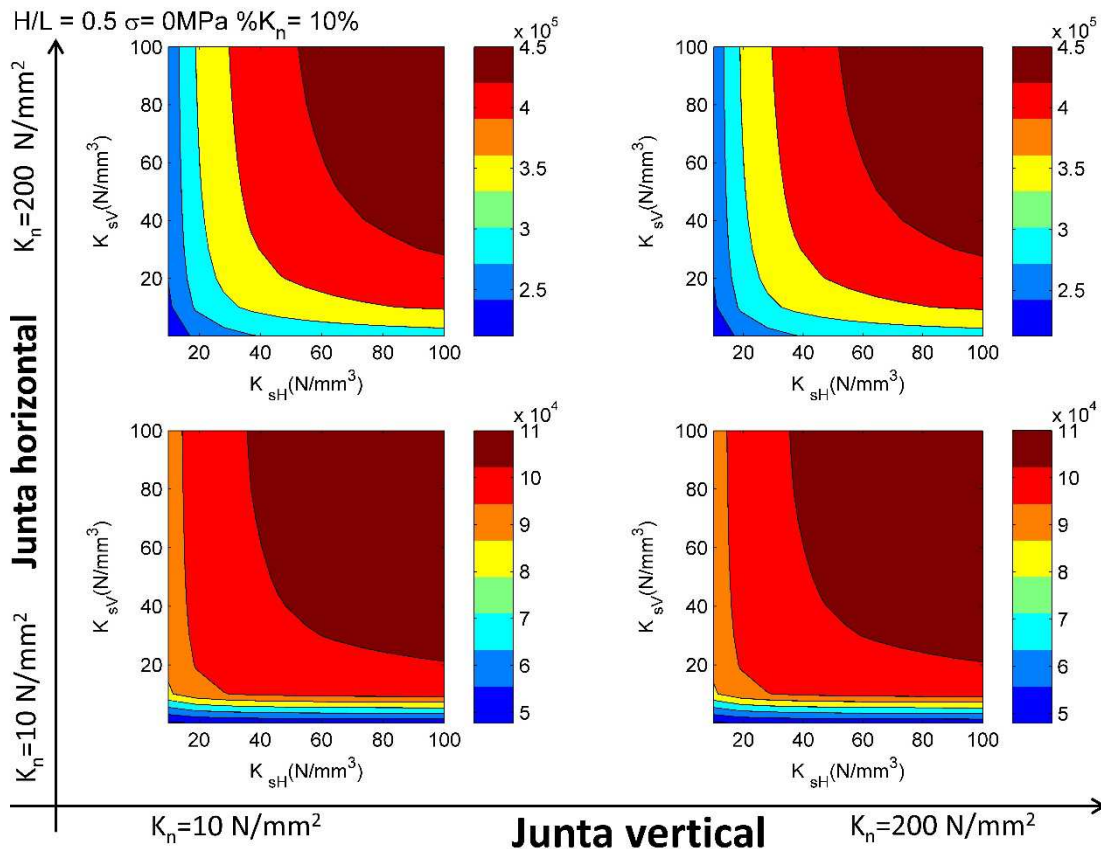


Figura C.6: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

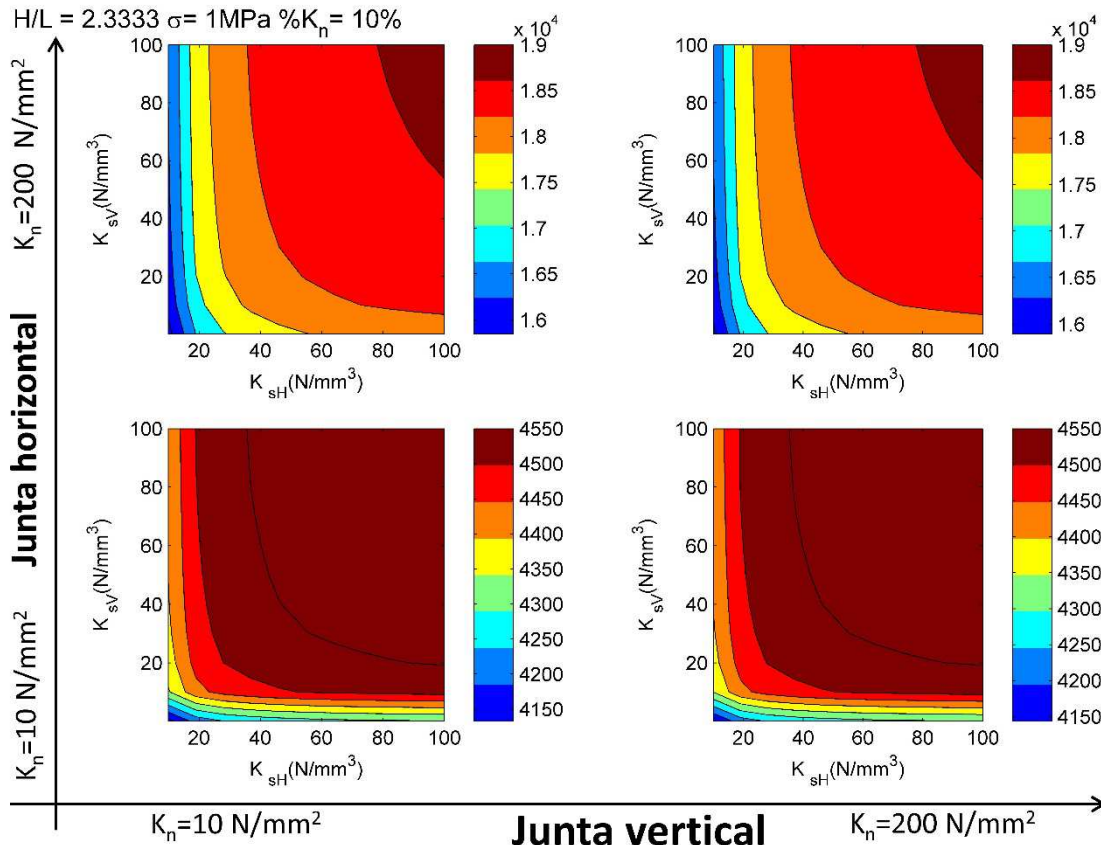


Figura C.7: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

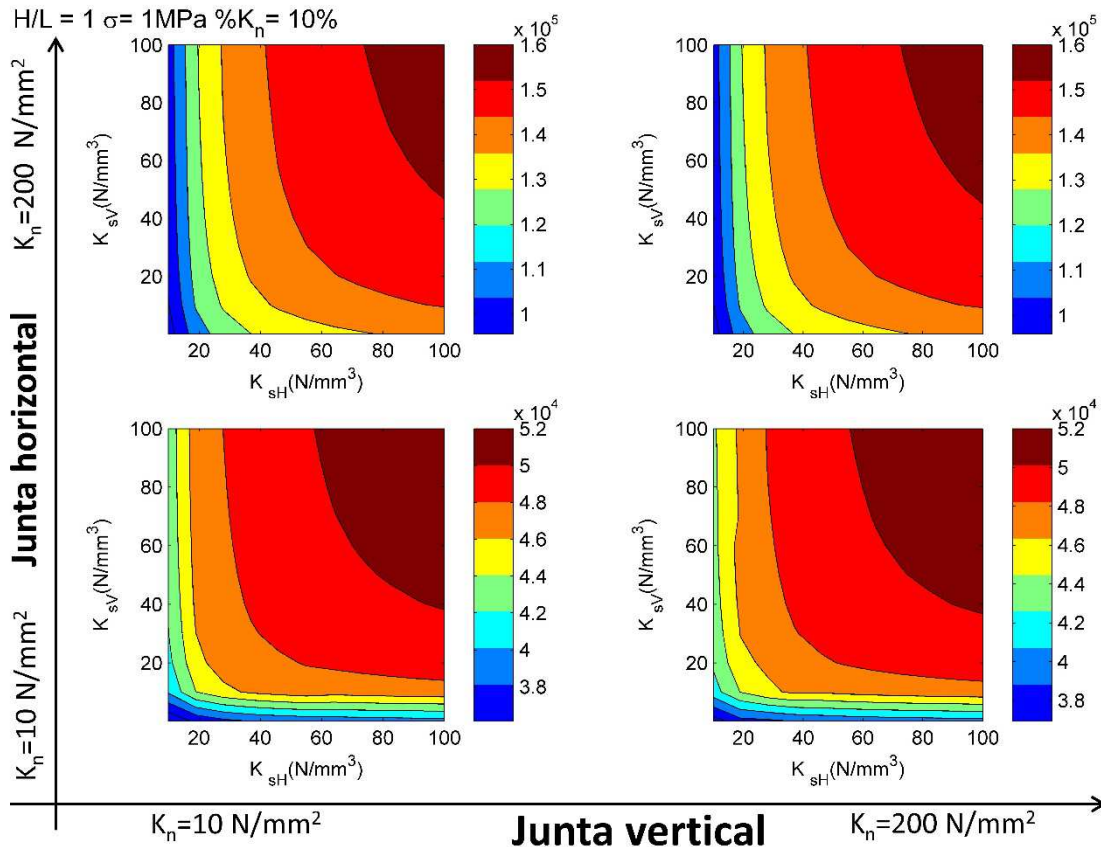


Figura C.8: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

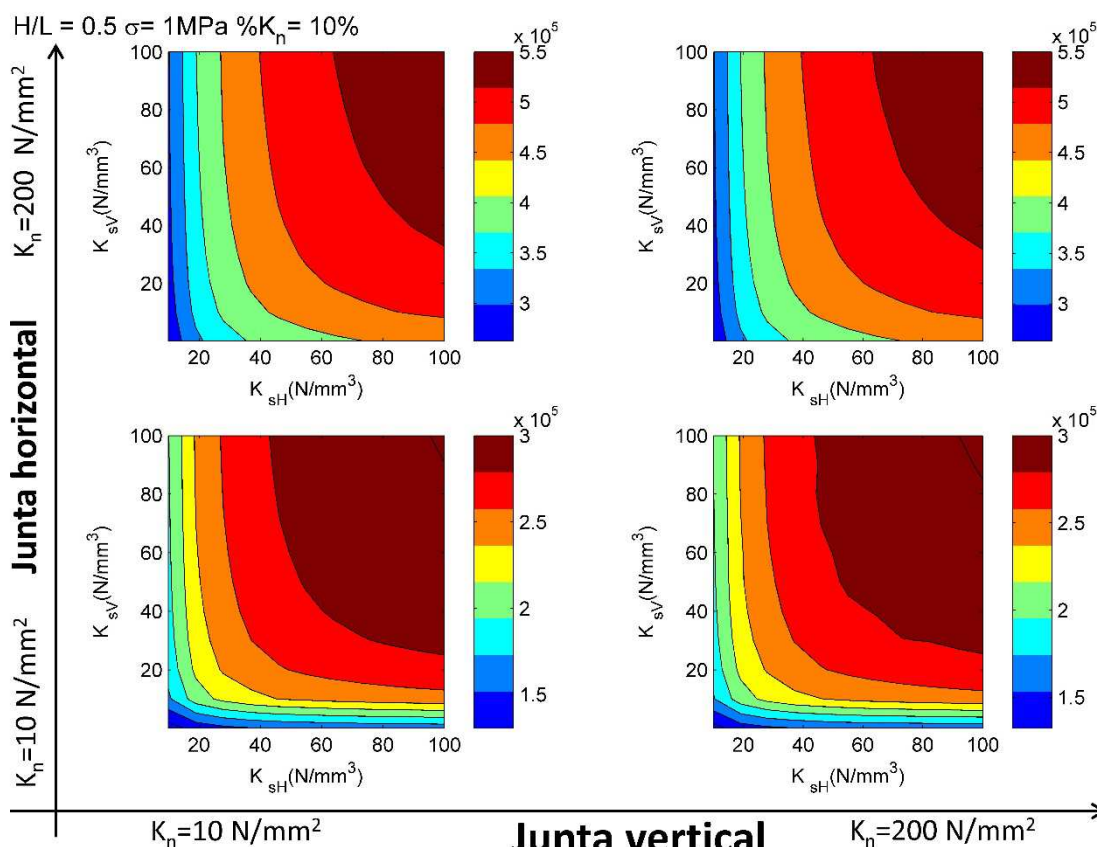


Figura C.9: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

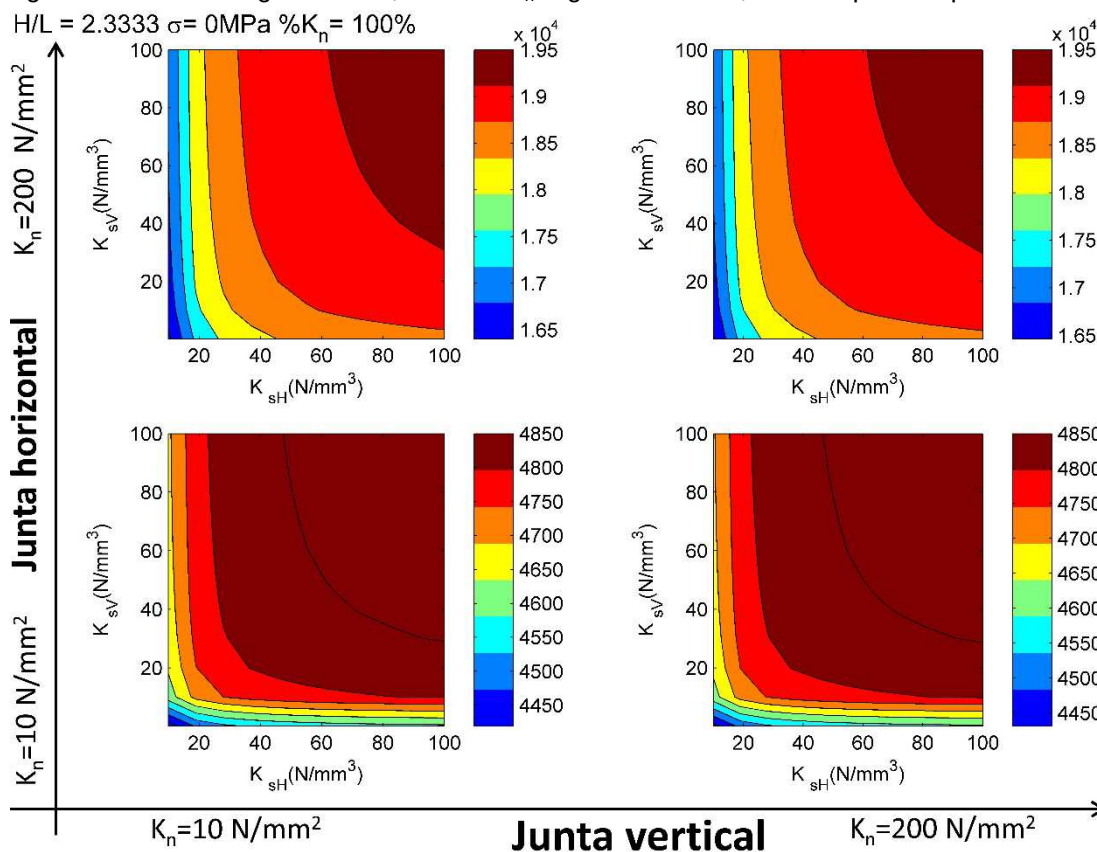


Figura C.10: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

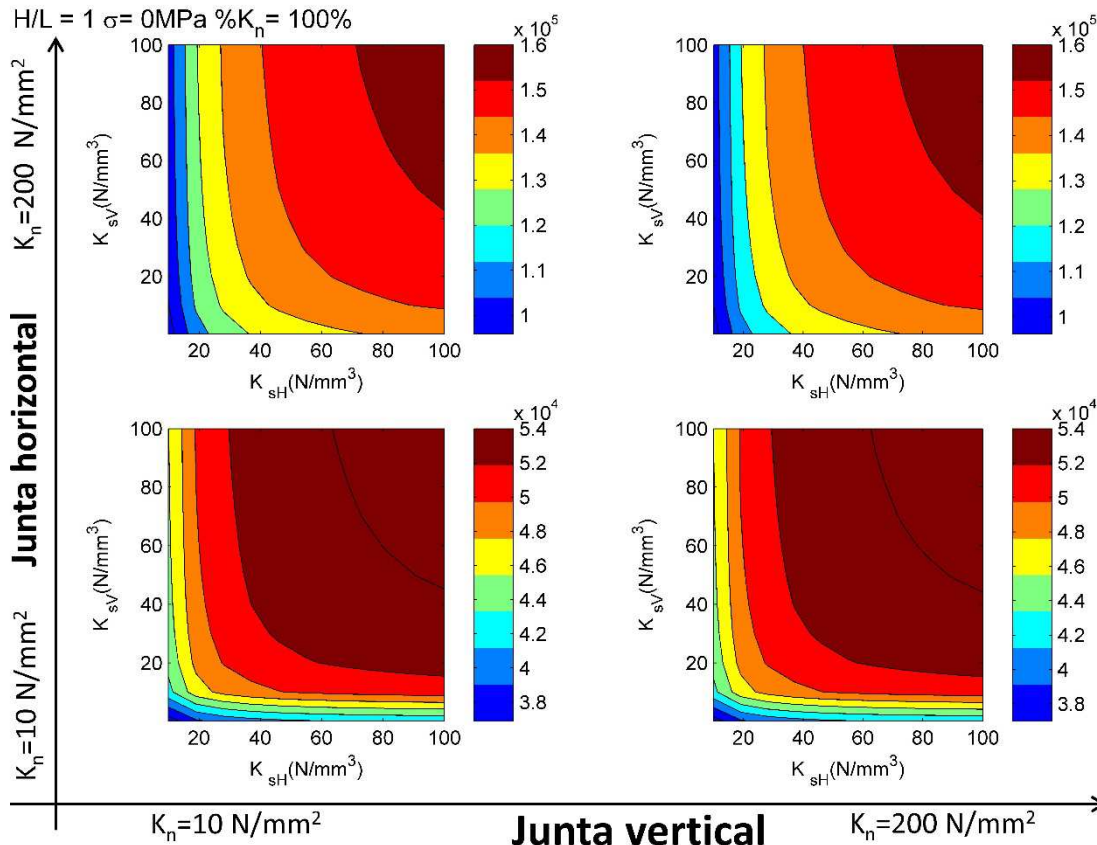


Figura C.11: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

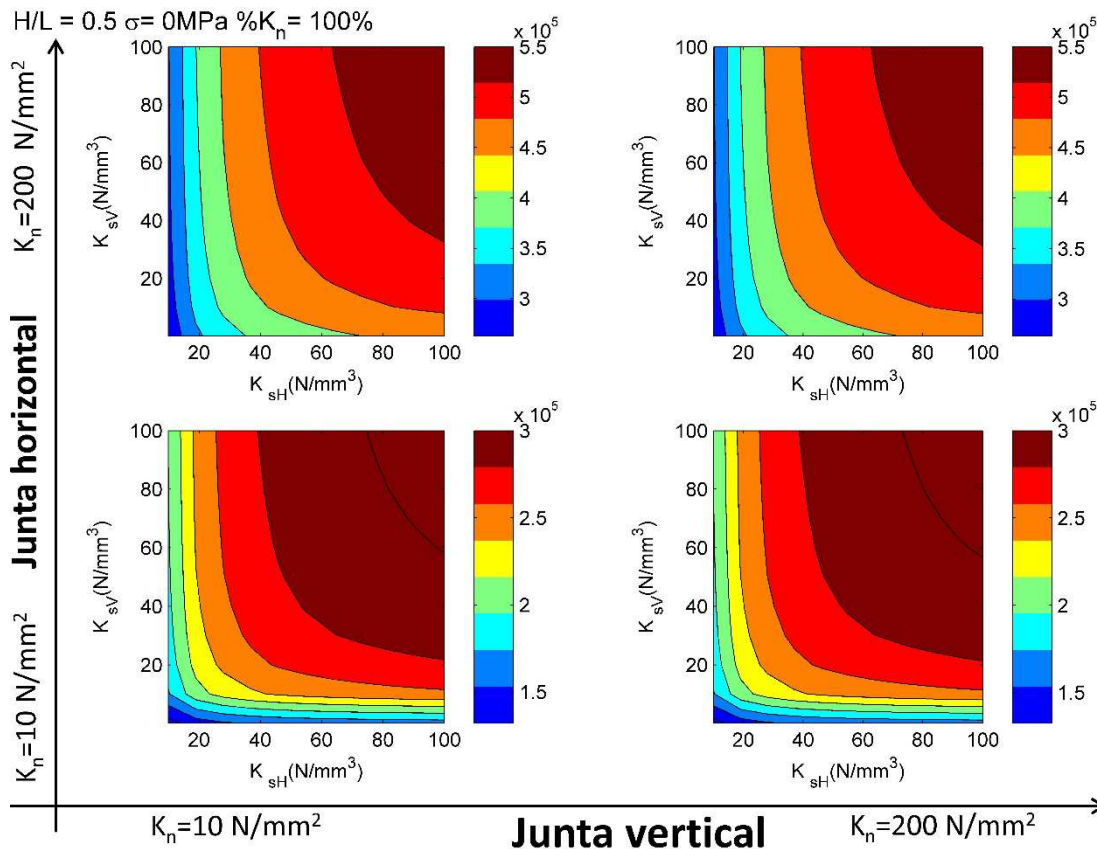


Figura C.12: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

Apêndice D

D.1 Resultados para $K_{sec}(K_{nH}, K_{sH})$

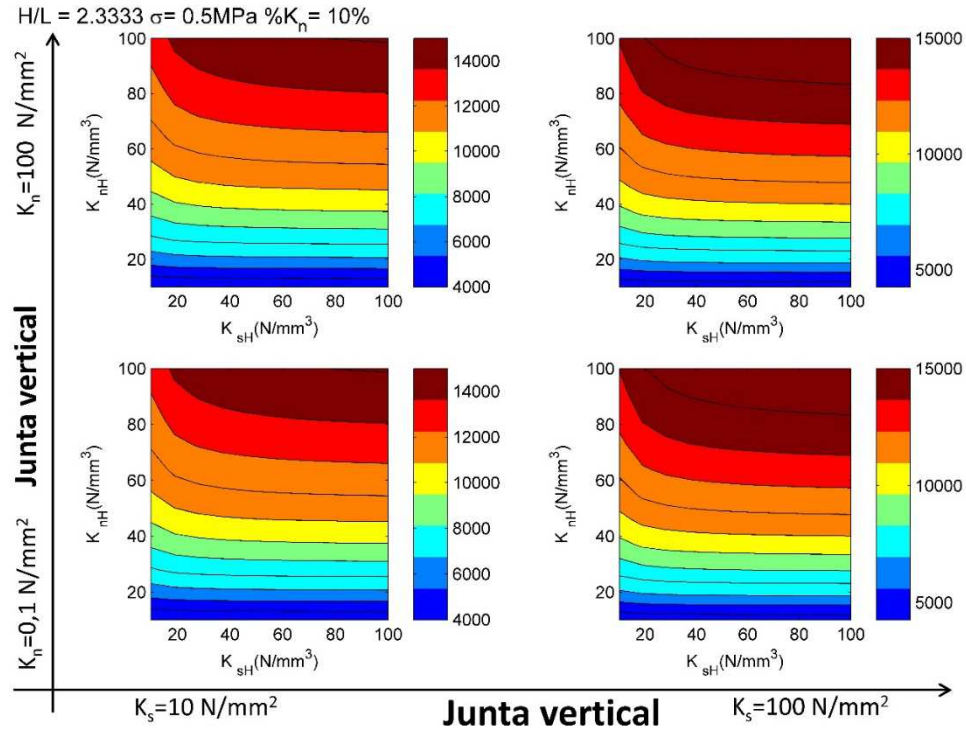


Figura D.1: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

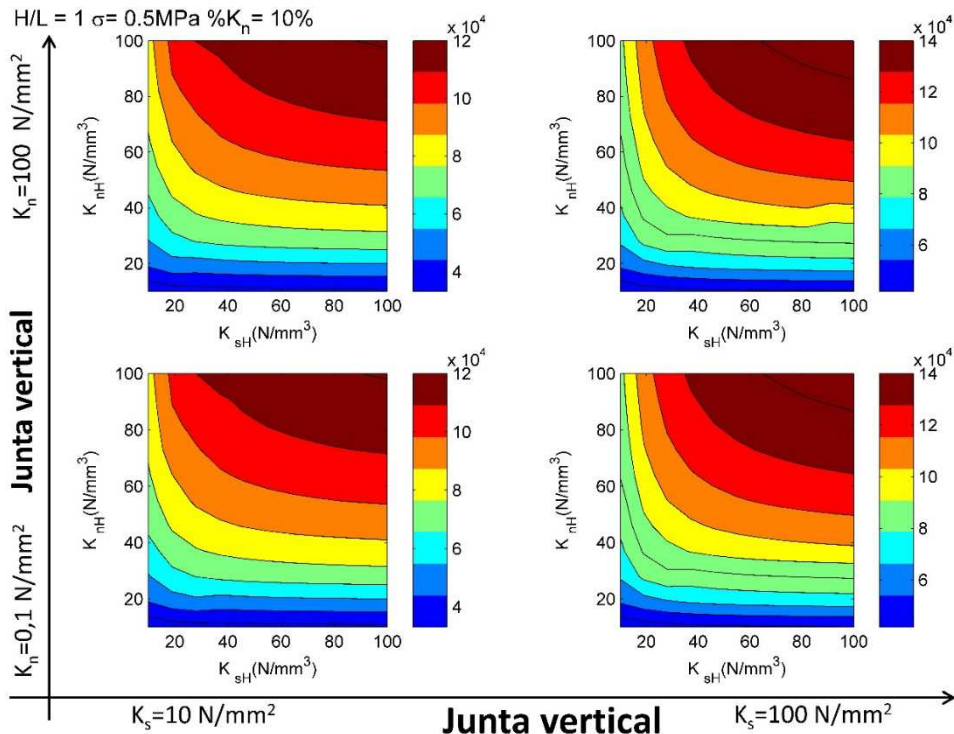


Figura D.2: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

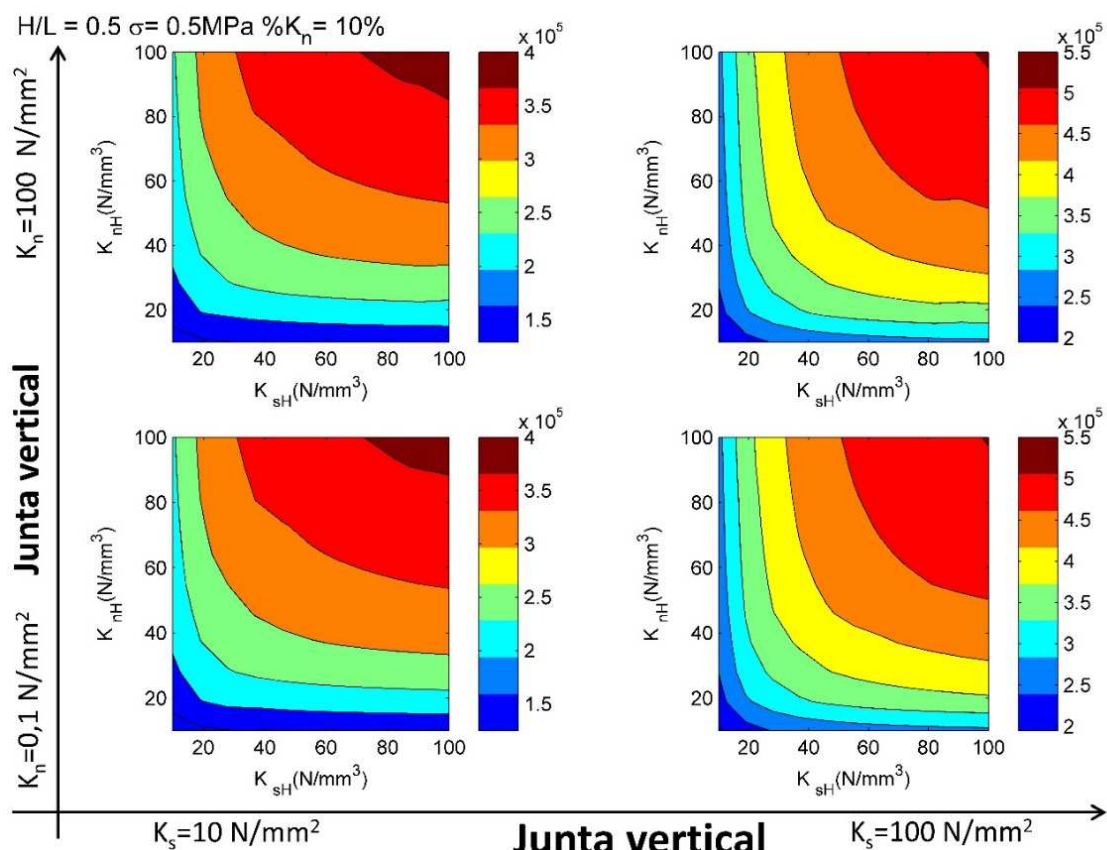


Figura D.3: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

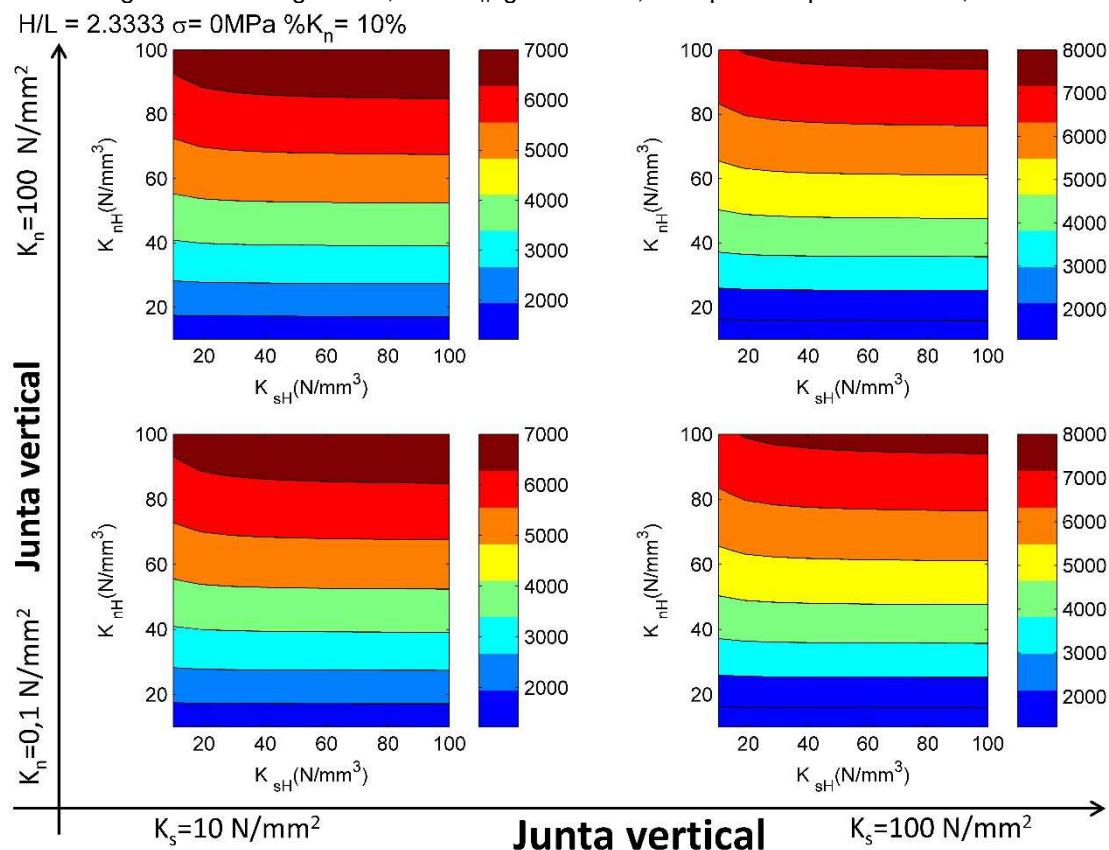


Figura D.4: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

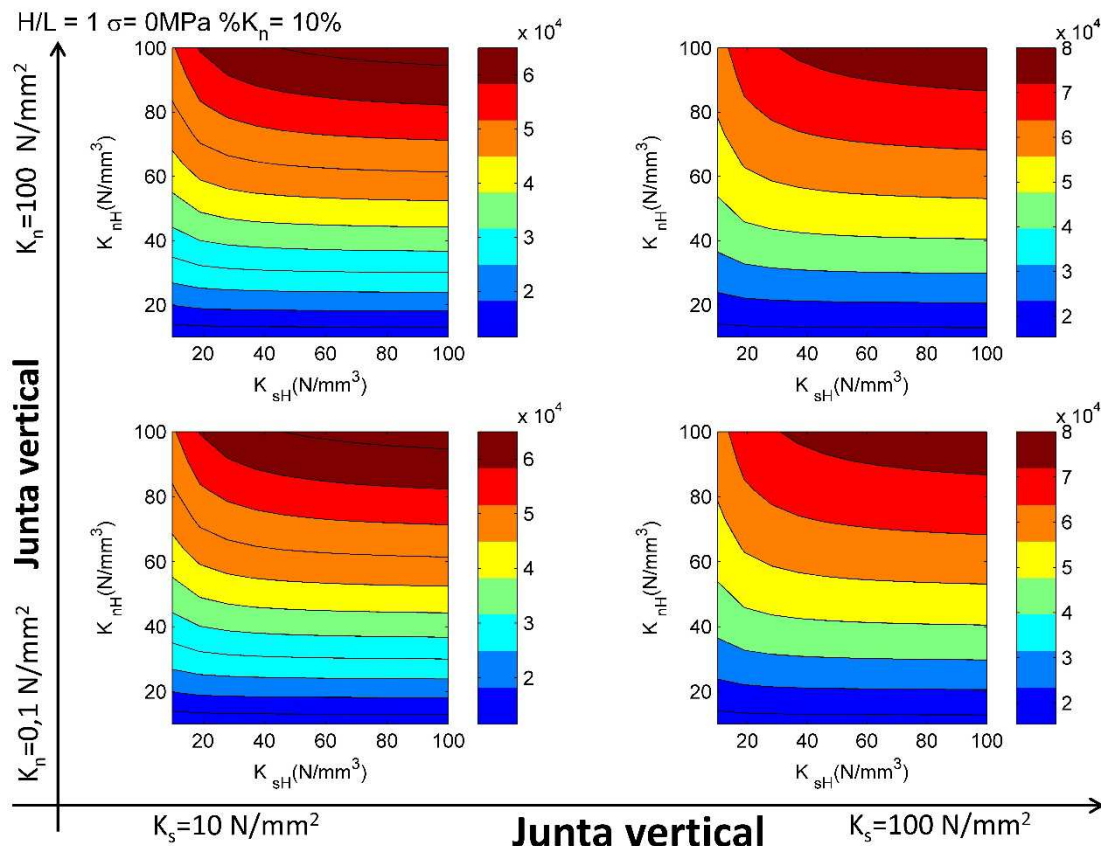


Figura D.5: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

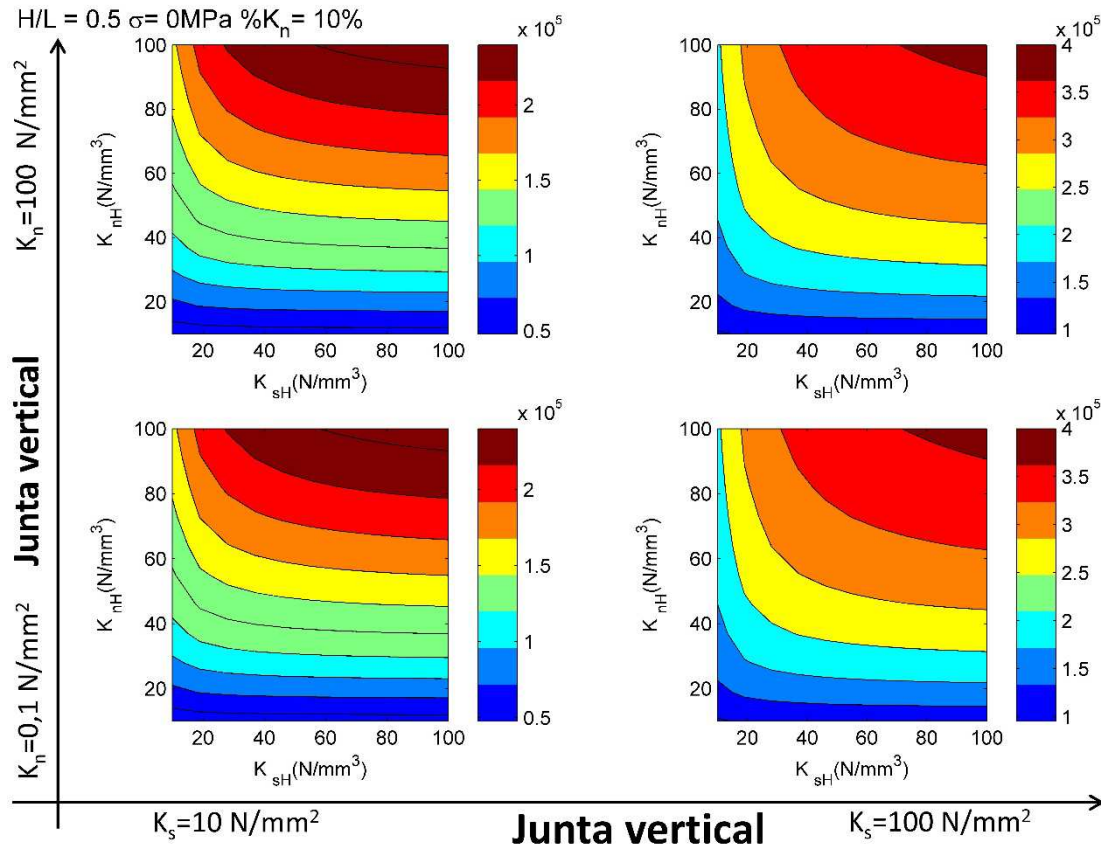


Figura D.6: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

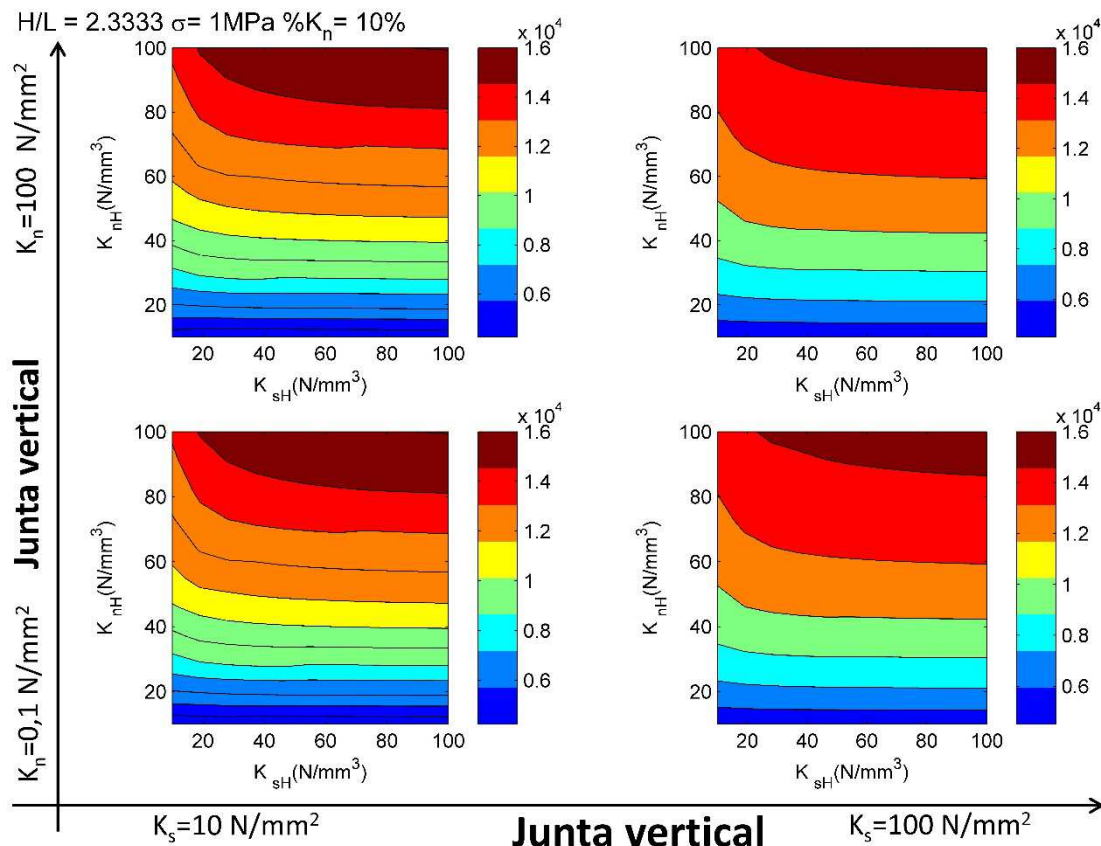


Figura D.7: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

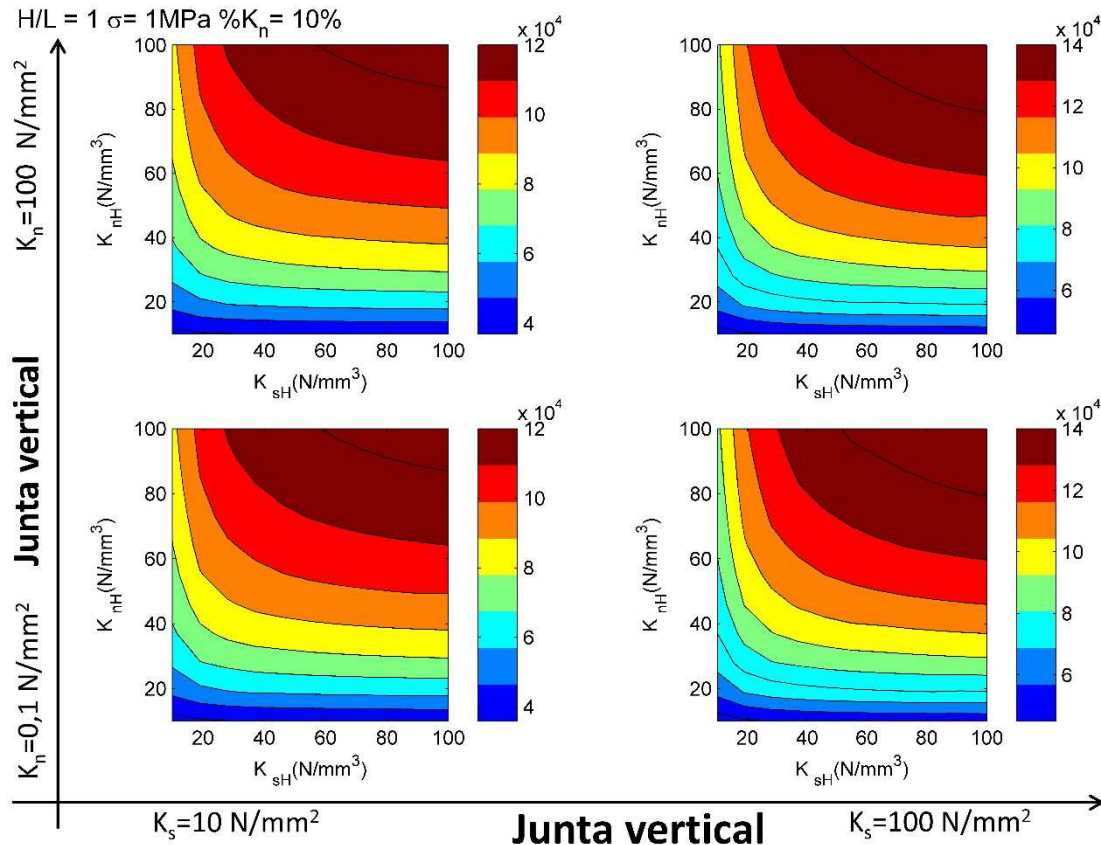


Figura D.8: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

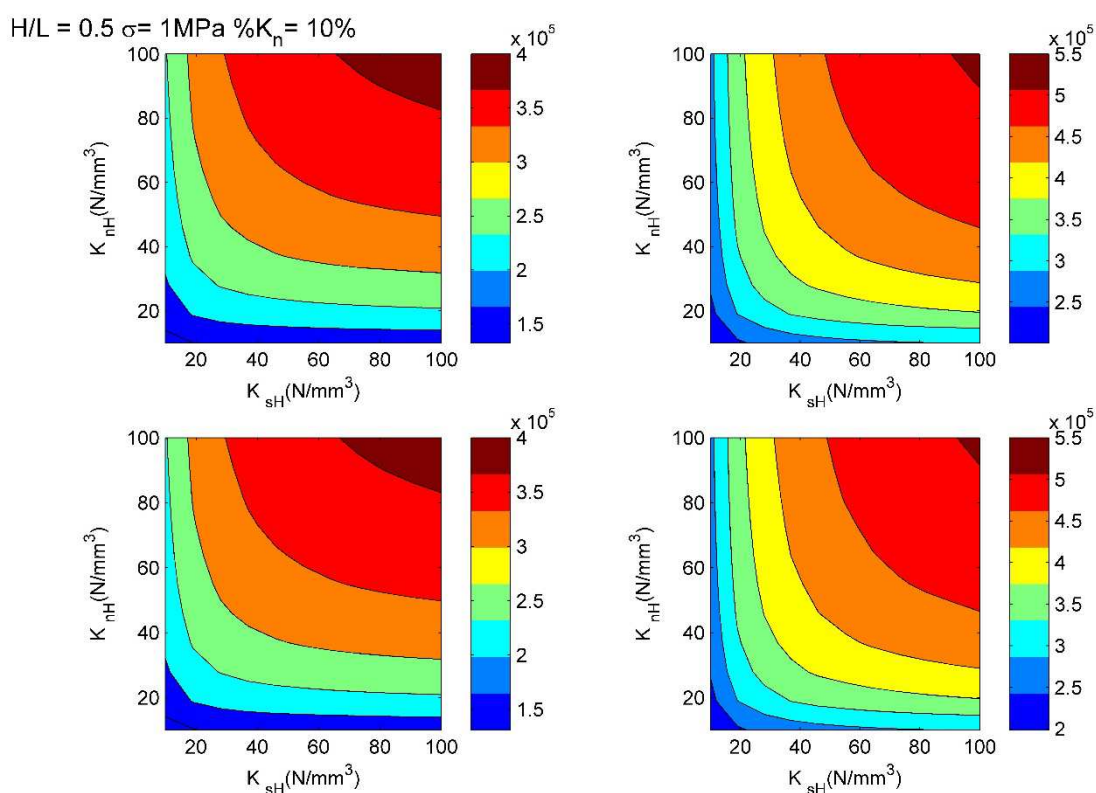


Figura D.9: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

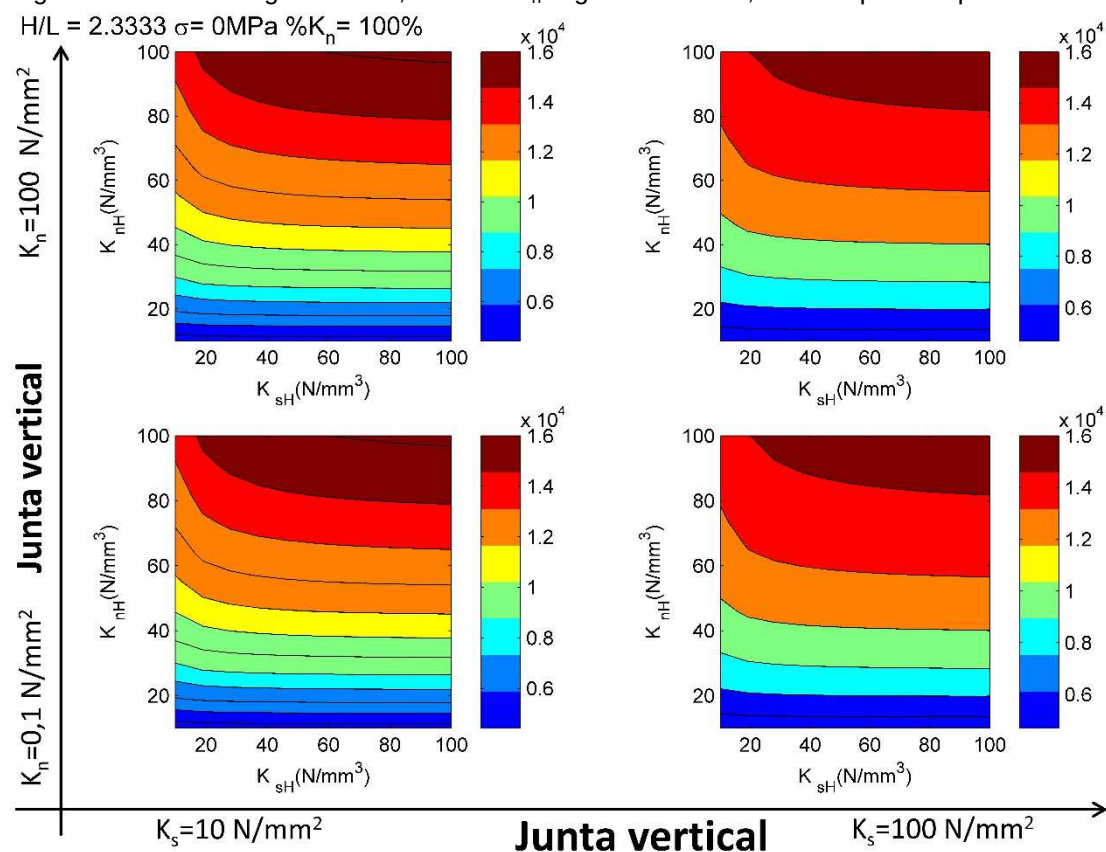


Figura D.10: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

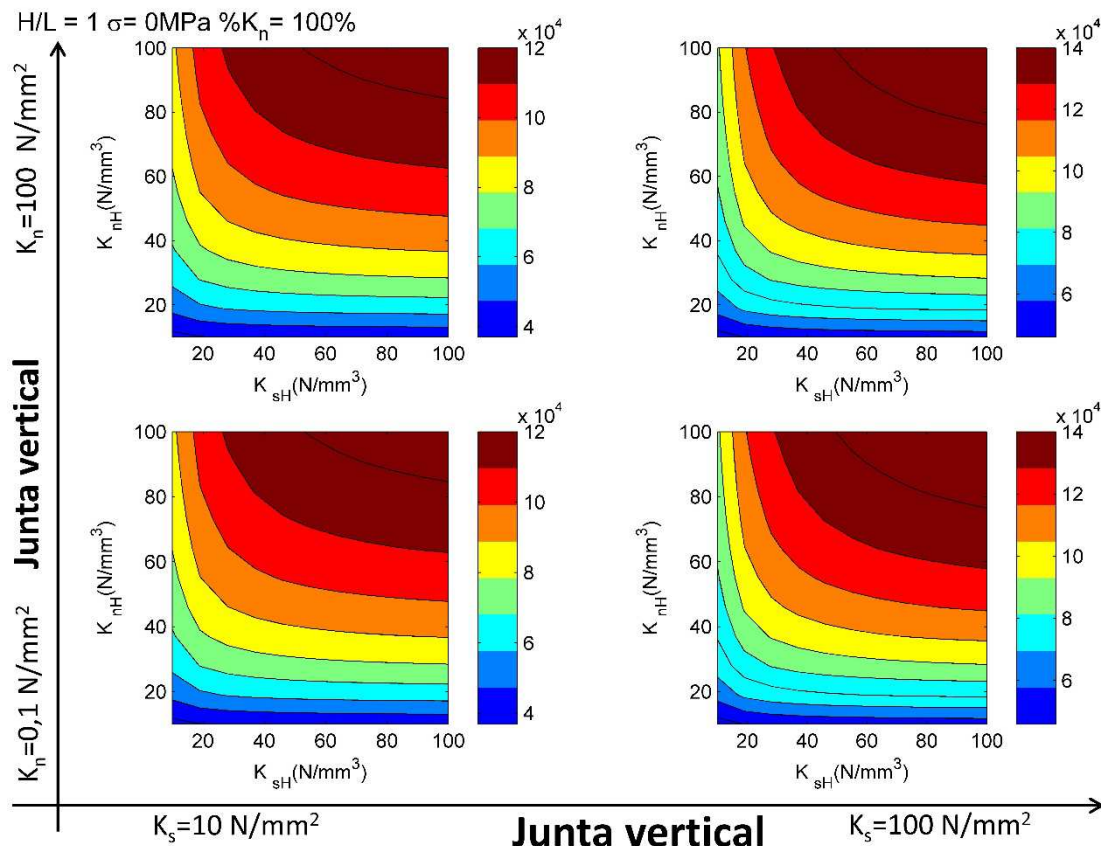


Figura D.11: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

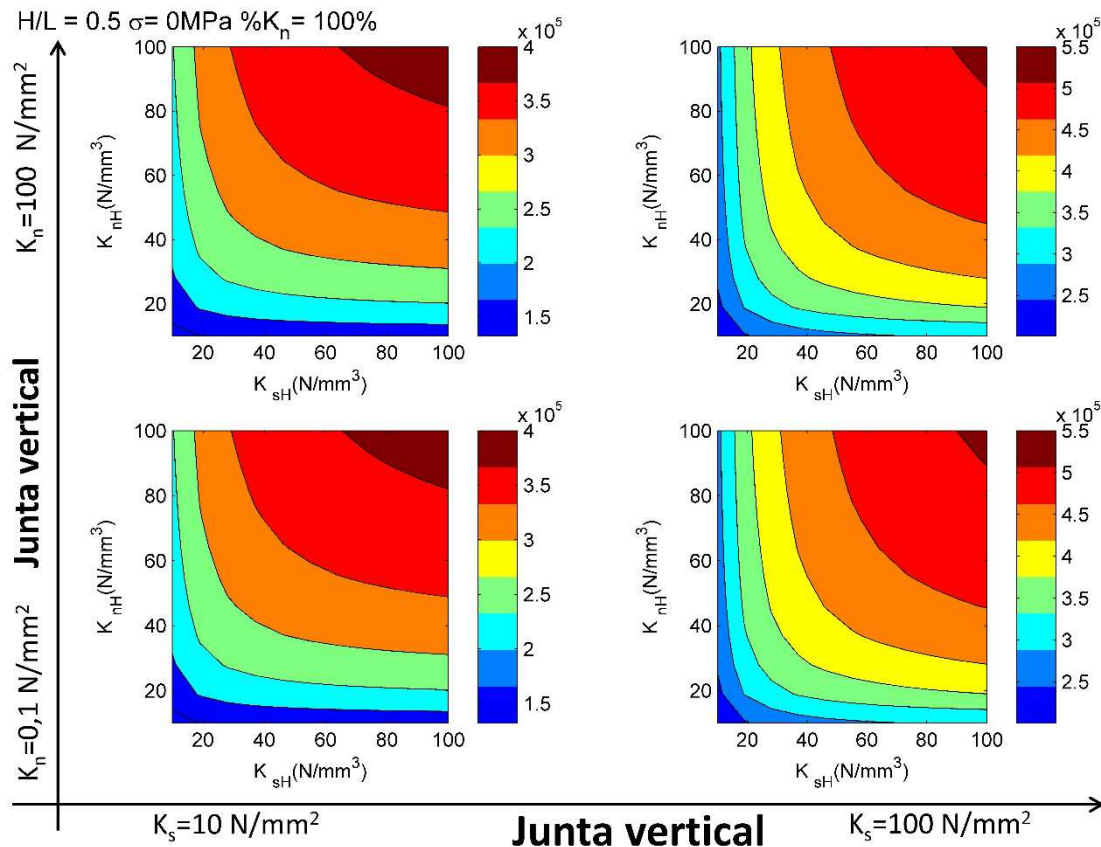


Figura D.12: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

Apêndice E

E.1 Resultados para $K_{sec}(K_{nH}, K_{nV})$ considerando a parede com extremidade restrita

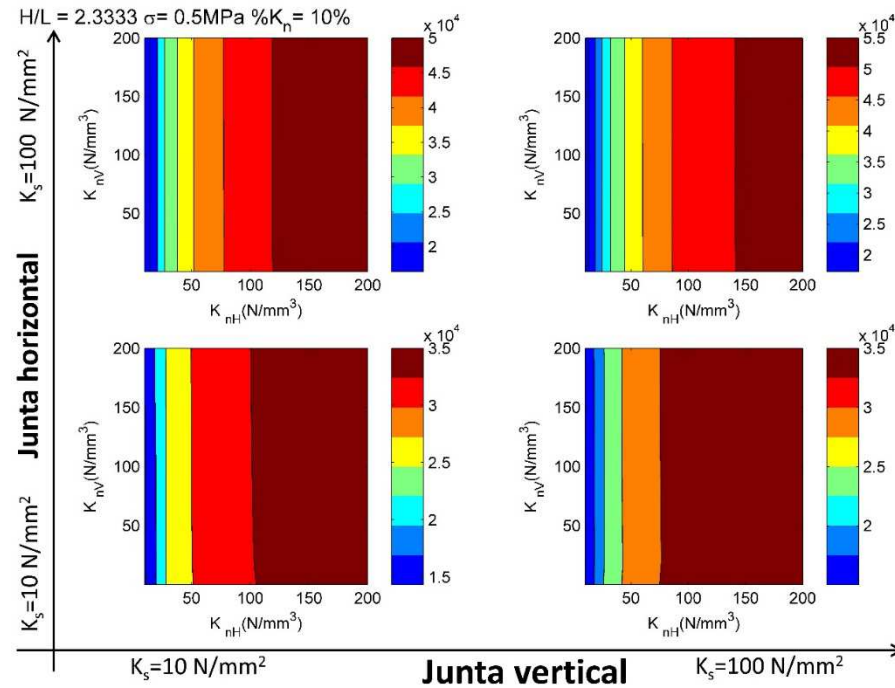


Figura E.1: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

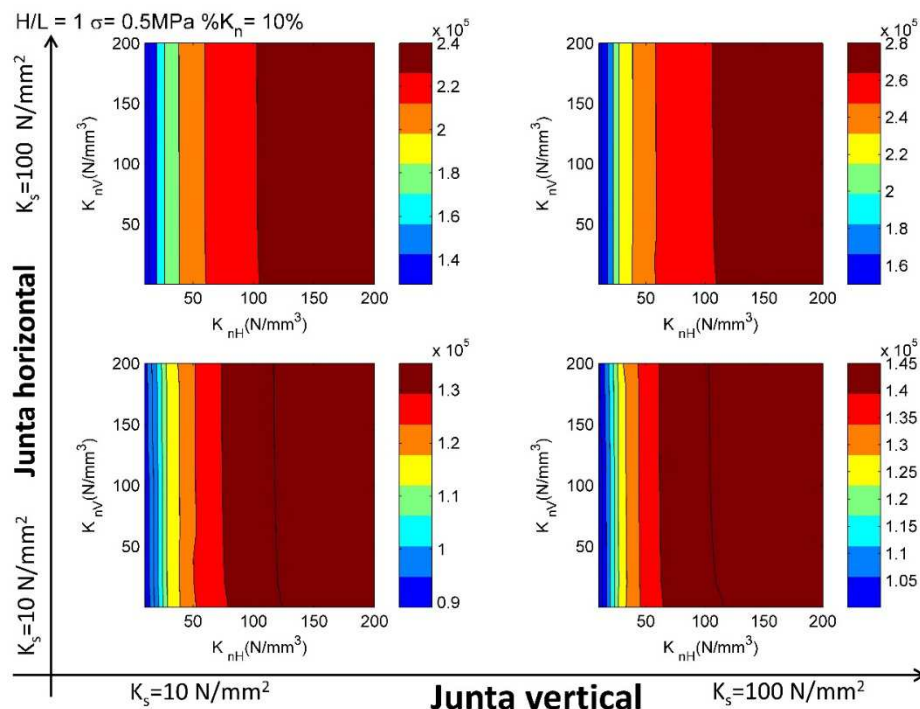


Figura E.2: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

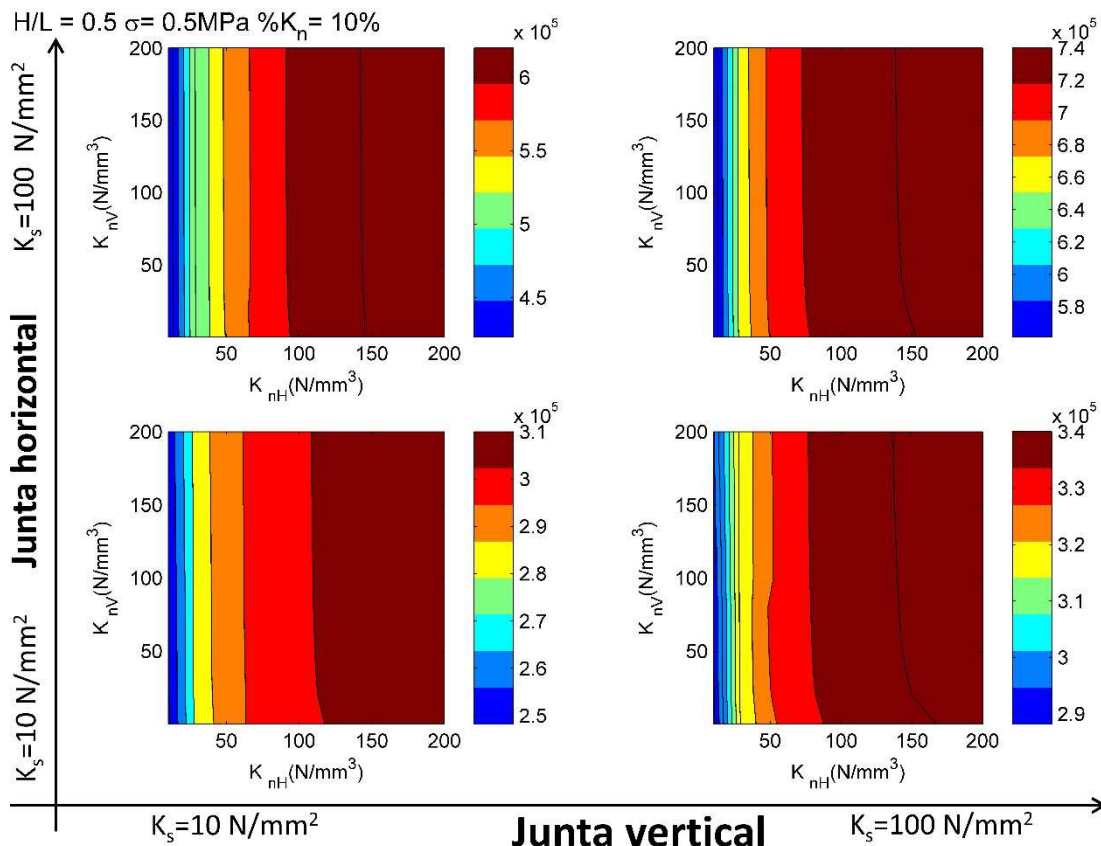


Figura E.3: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

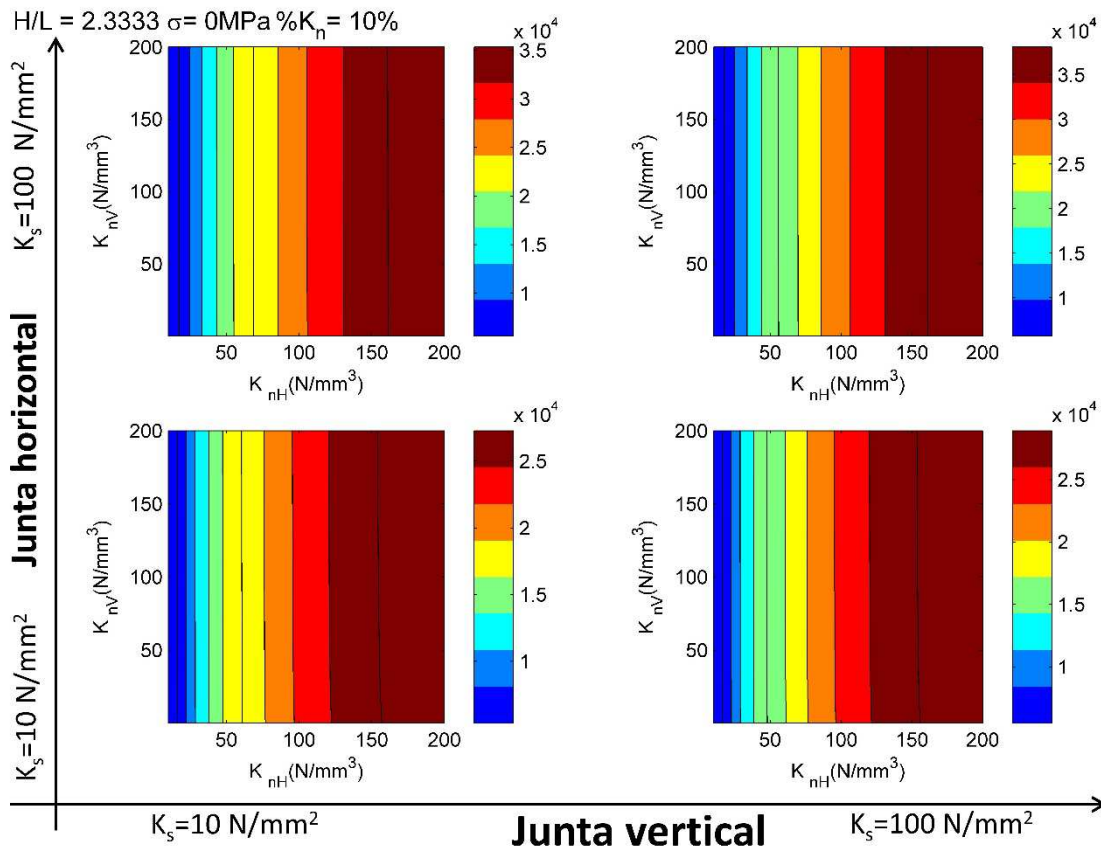


Figura E.4: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

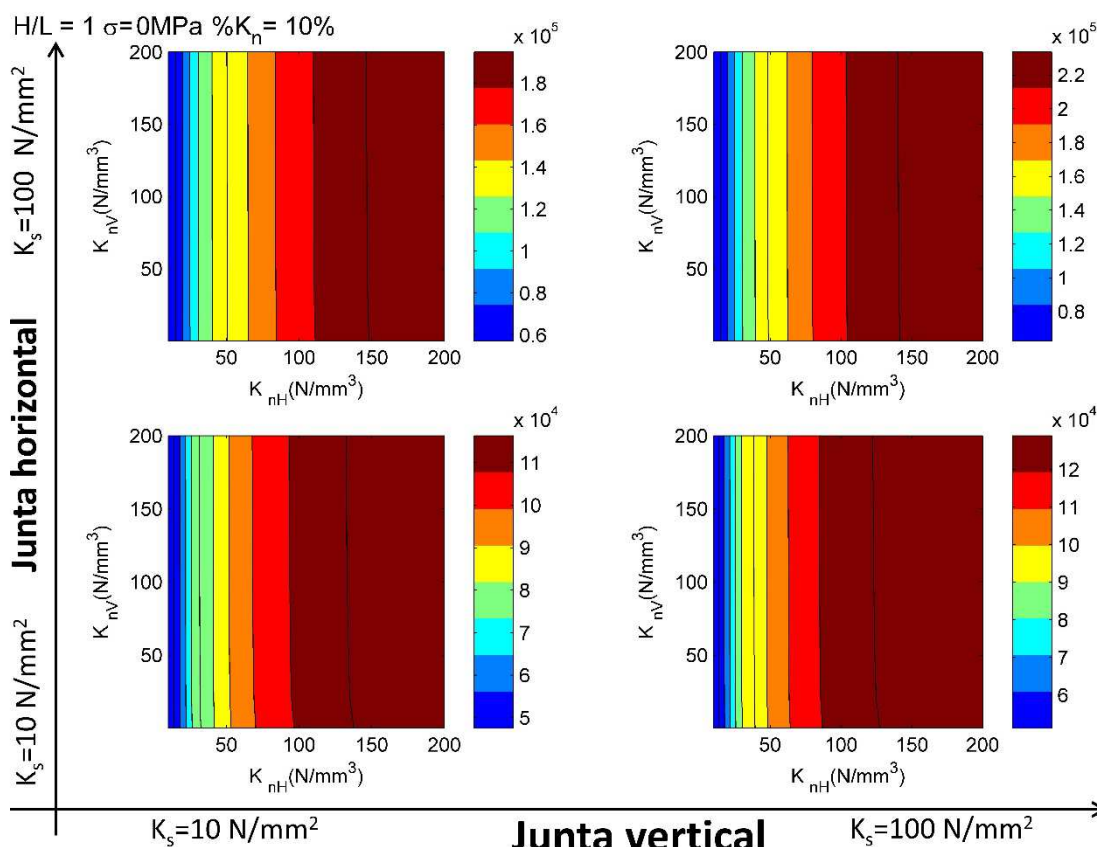


Figura E.5: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

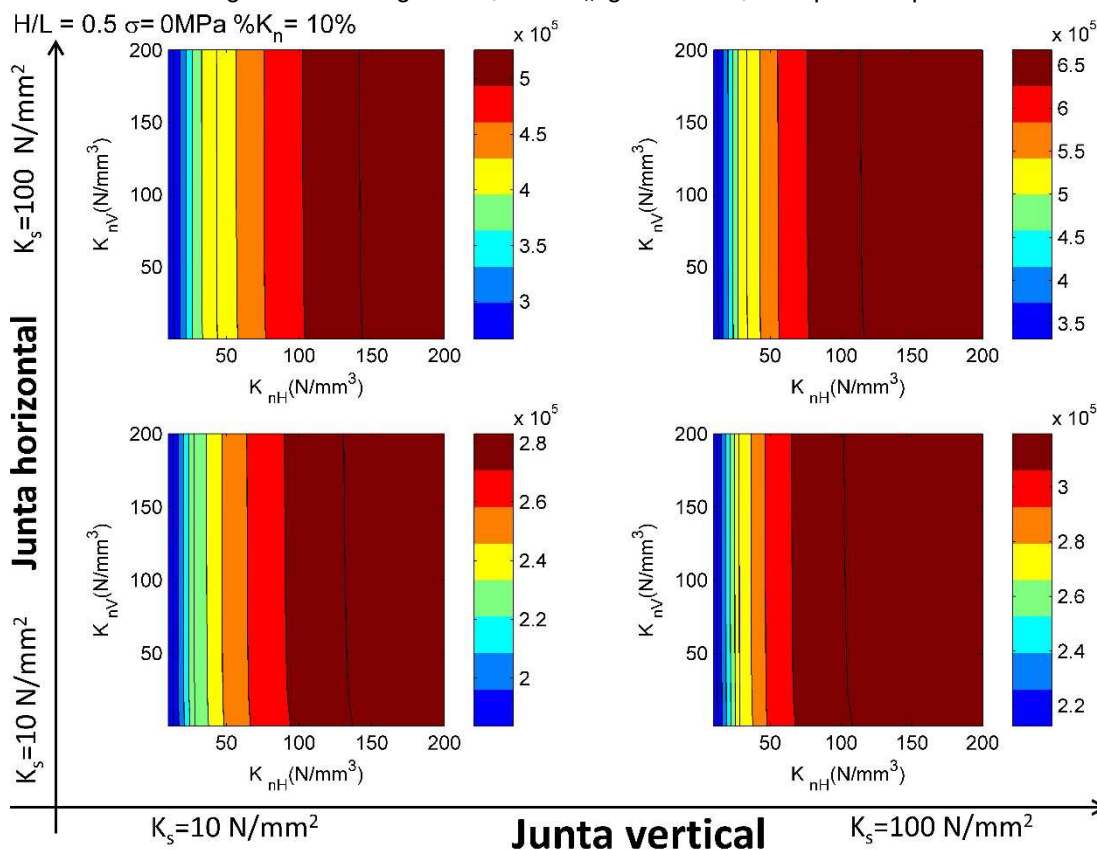


Figura E.6: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

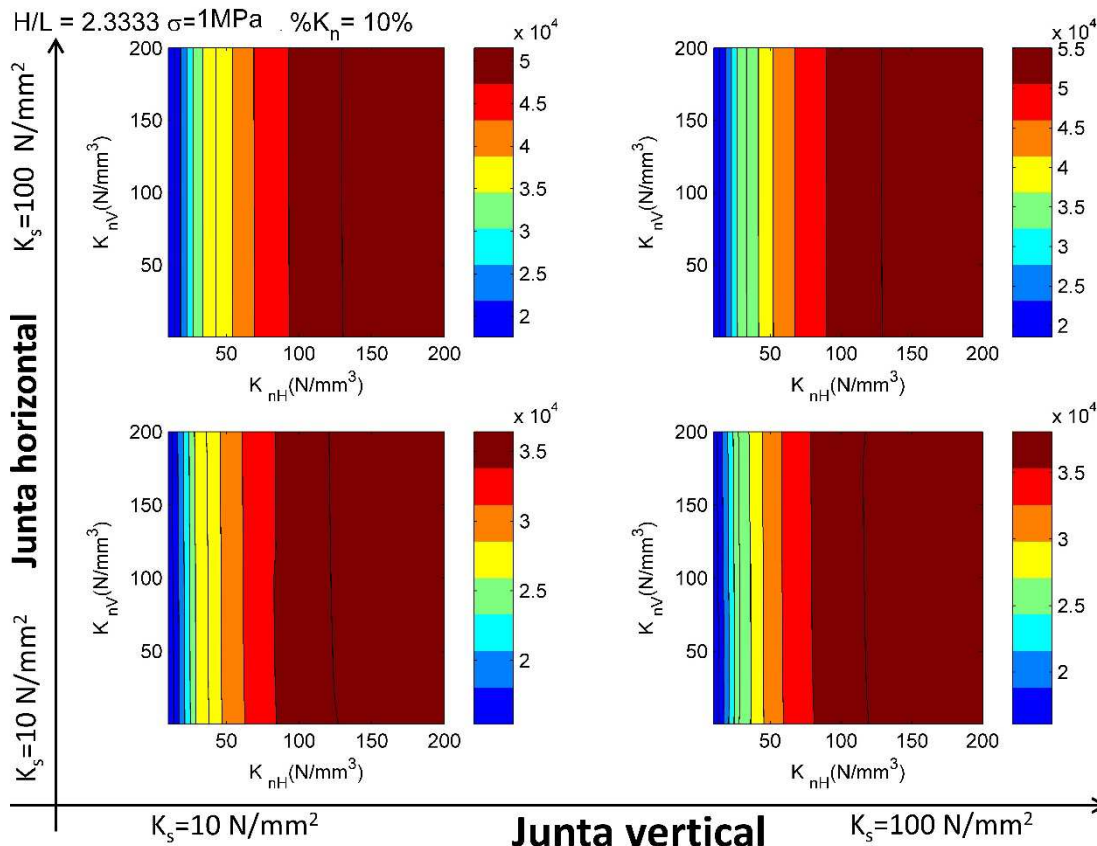


Figura E.7: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

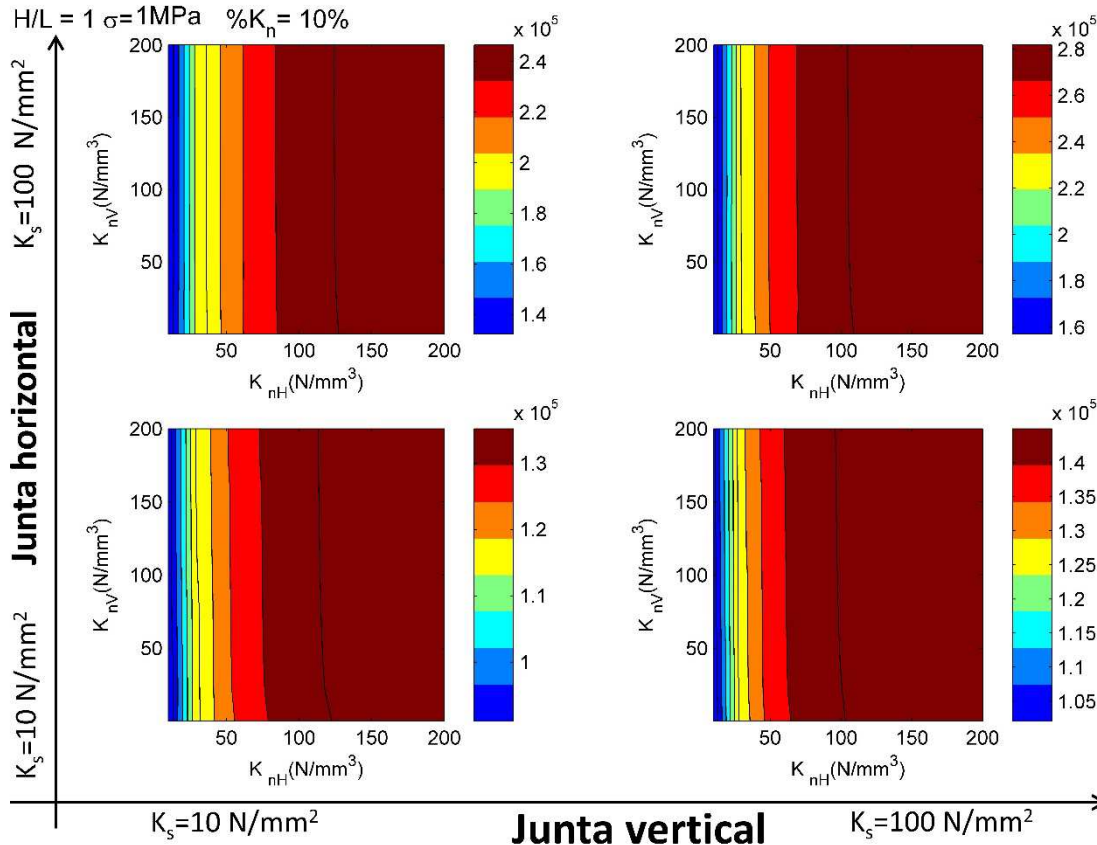


Figura E.8: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

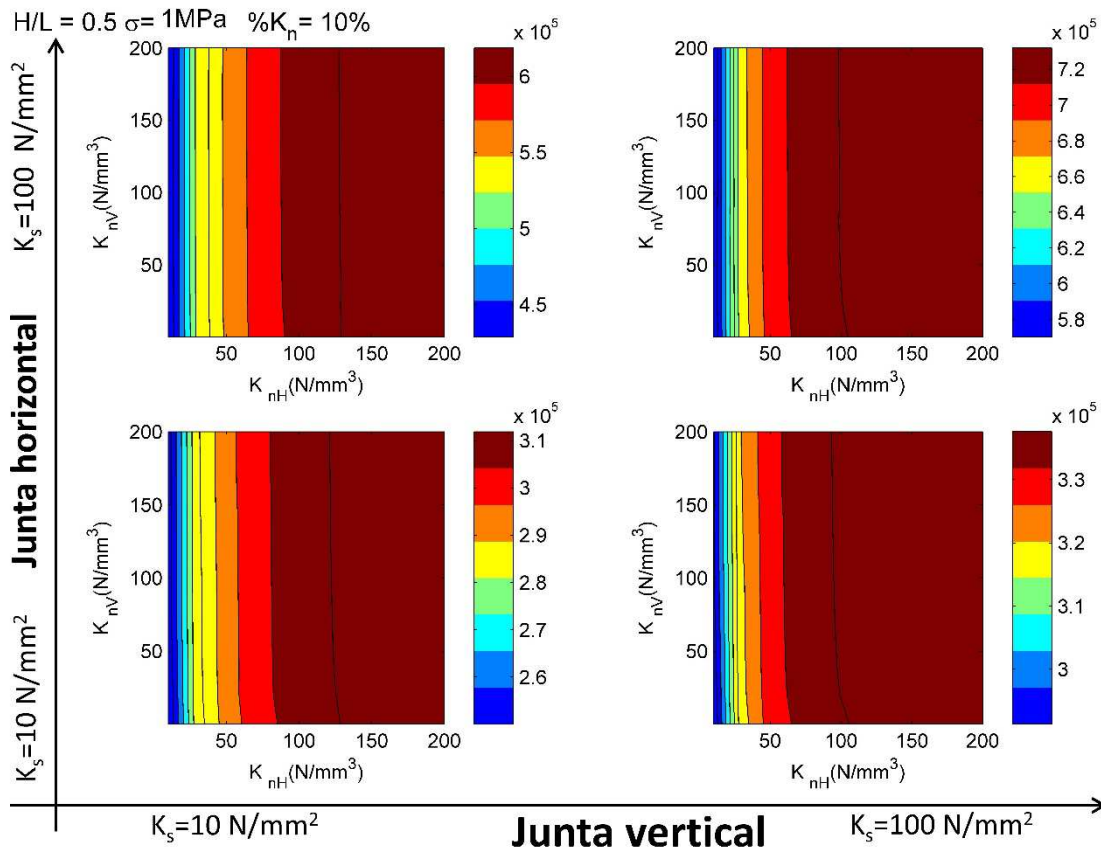


Figura E.9: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

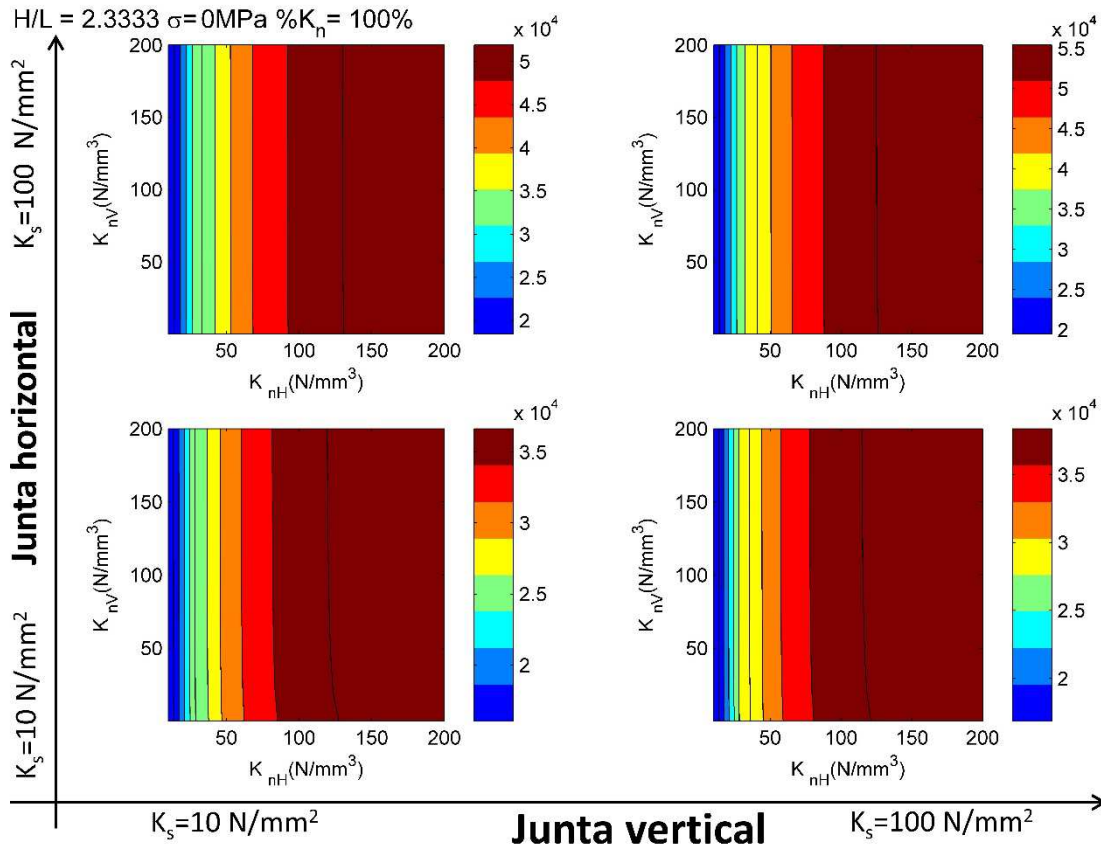


Figura E.10: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

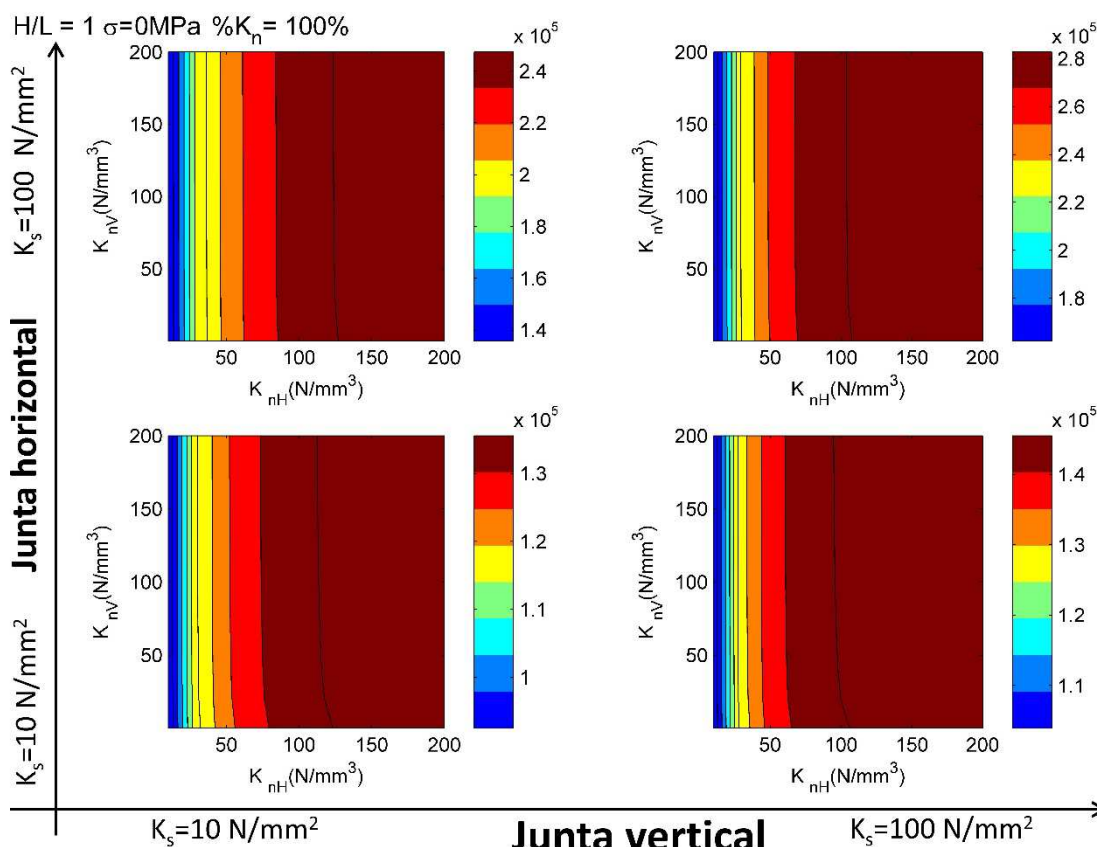


Figura E.11: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

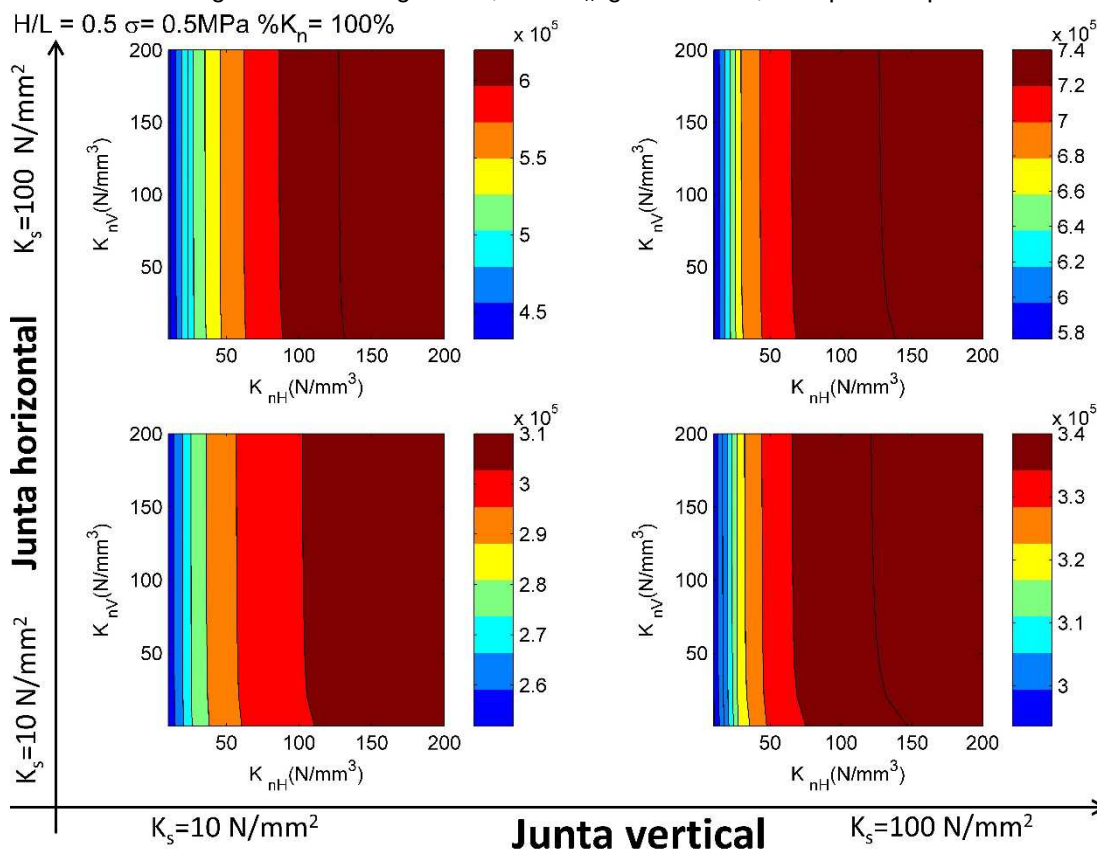


Figura E.12: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

Apêndice F

F.1 Resultados para $K_{sec}(K_{sh}, K_{sv})$ considerando a parede com extremidade restrita

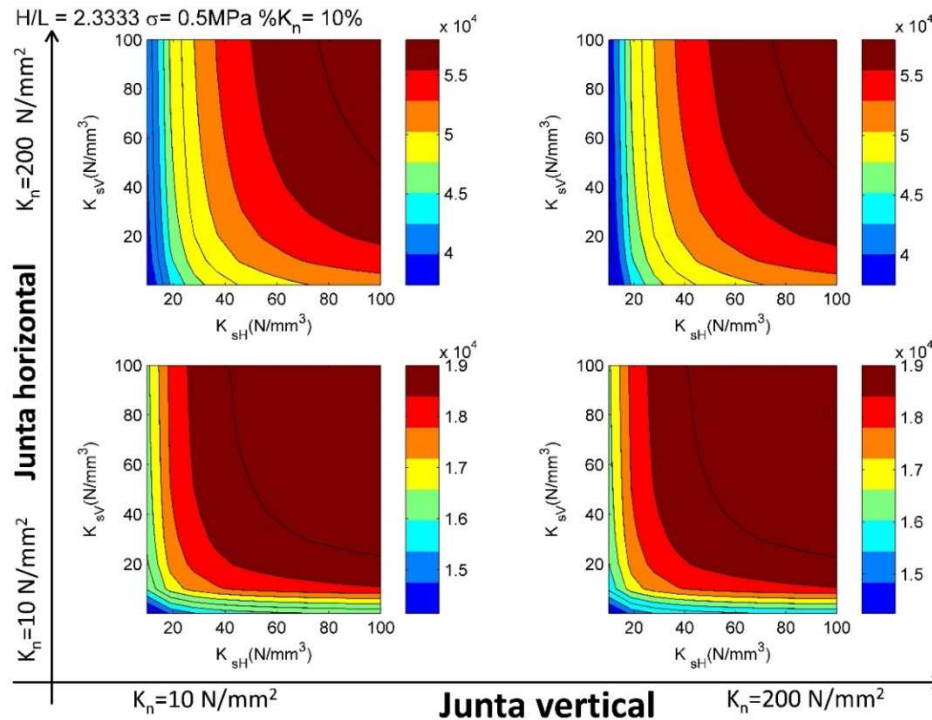


Figura F.1: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

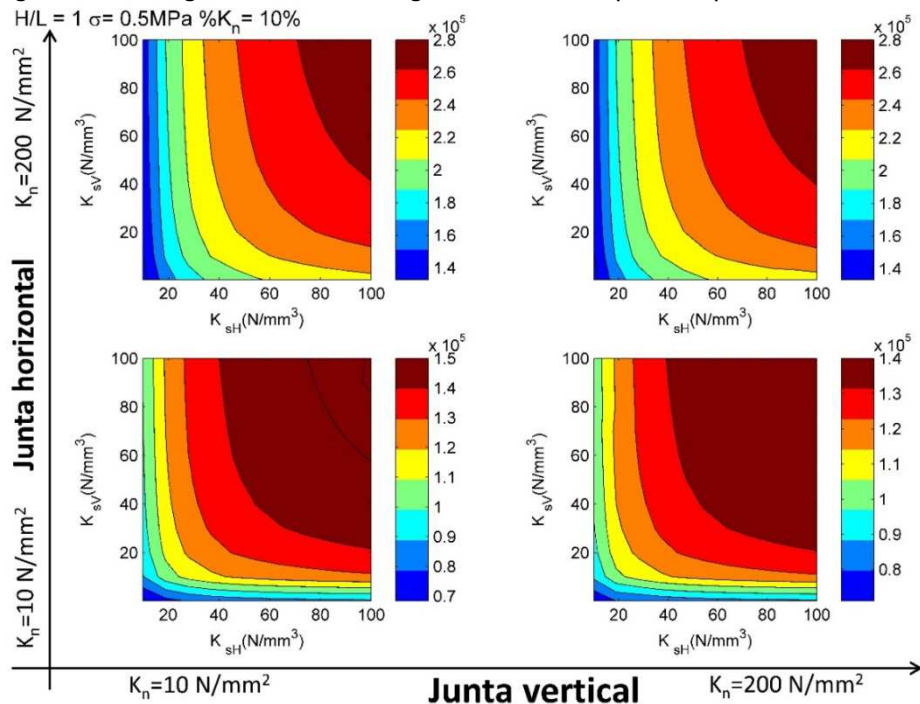


Figura F.2: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

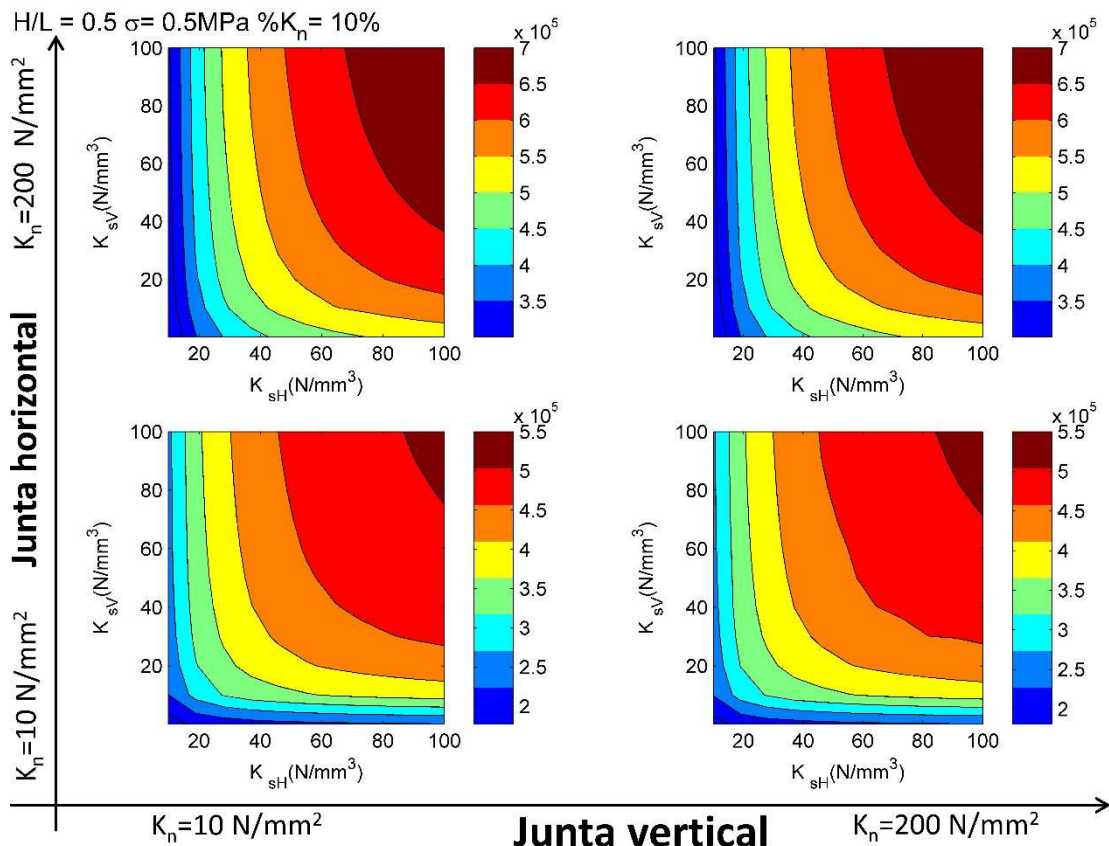


Figura F.3: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

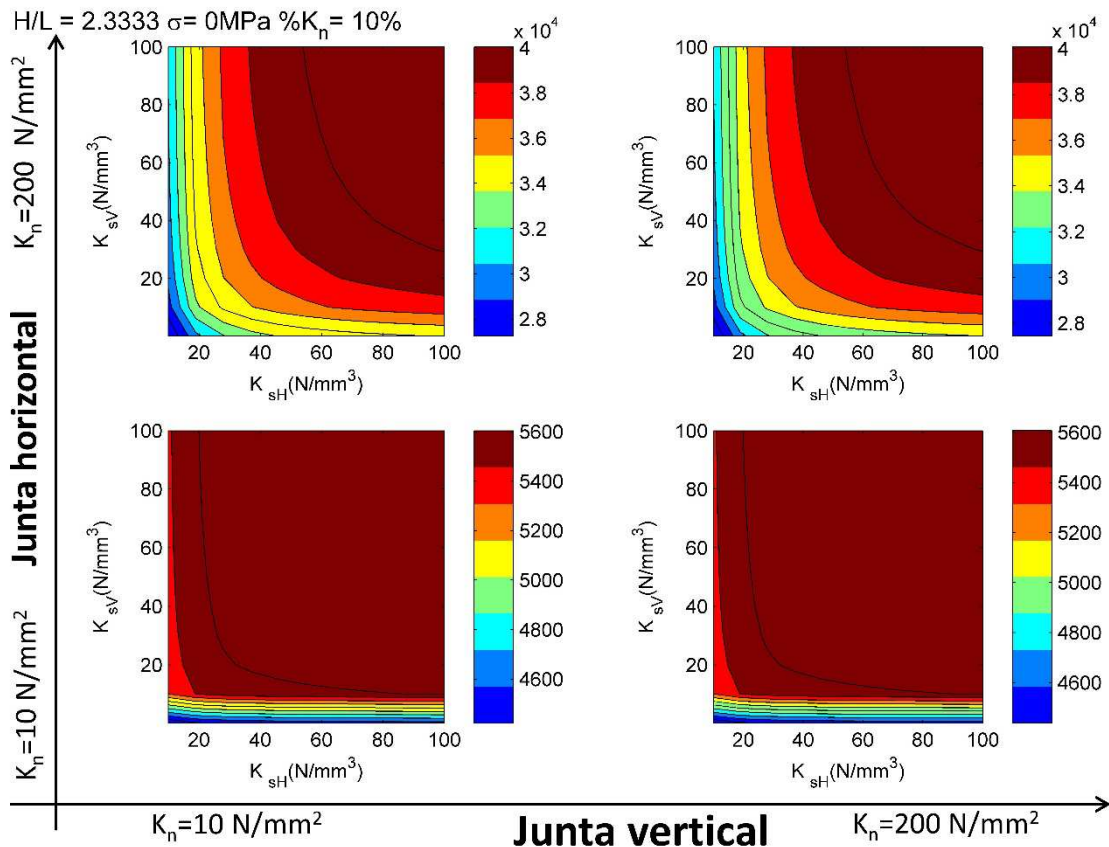


Figura F.4: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

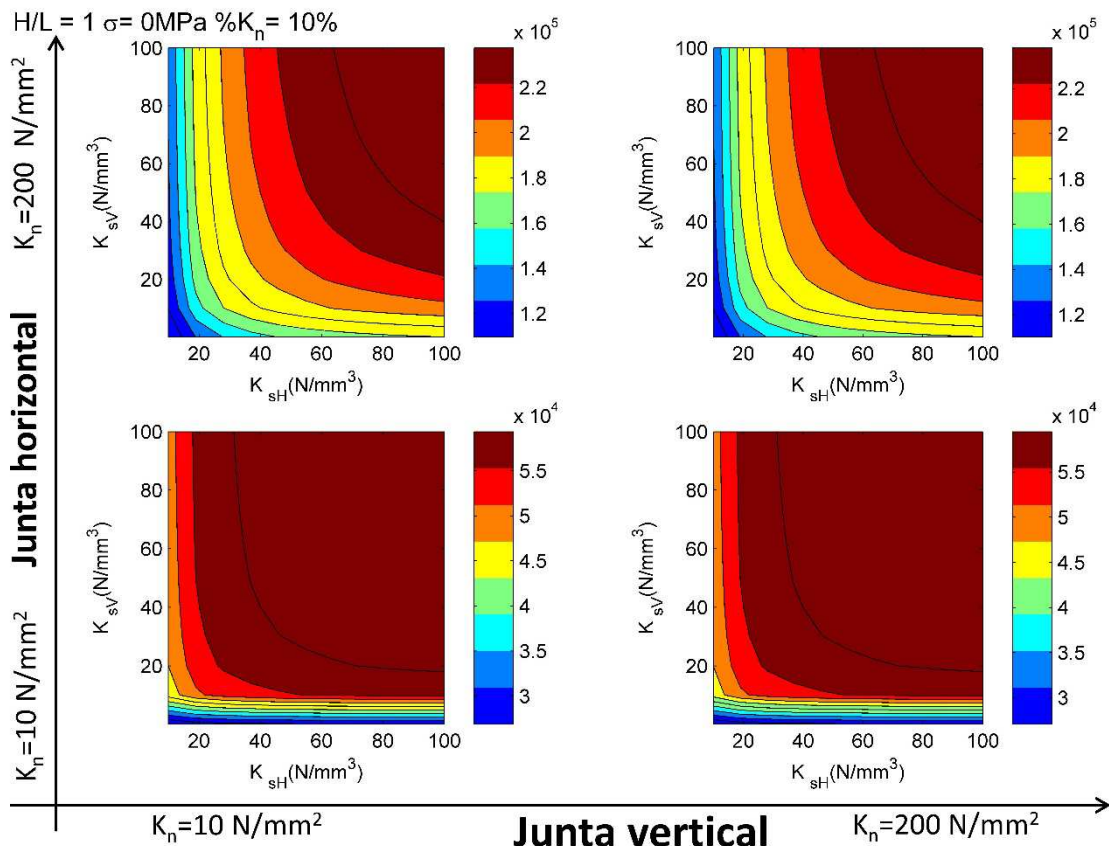


Figura F.5: H/L igual a 1,00 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

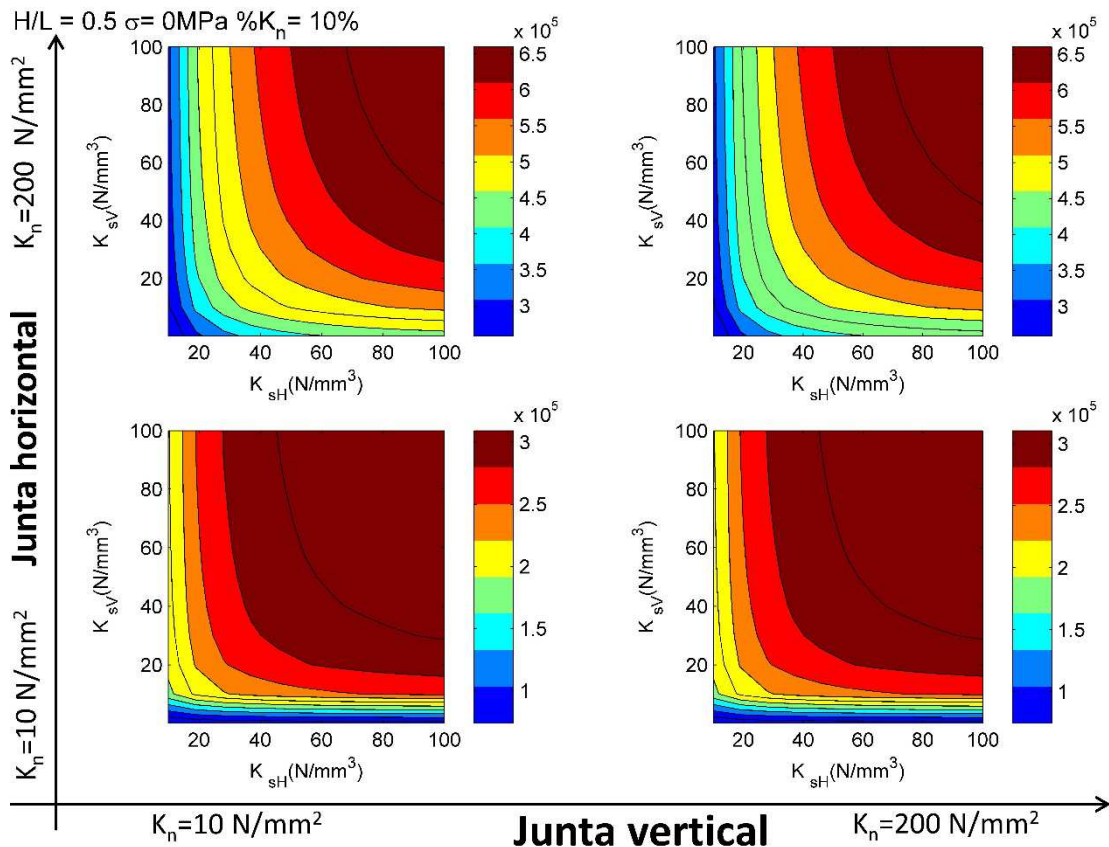


Figura F.6: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

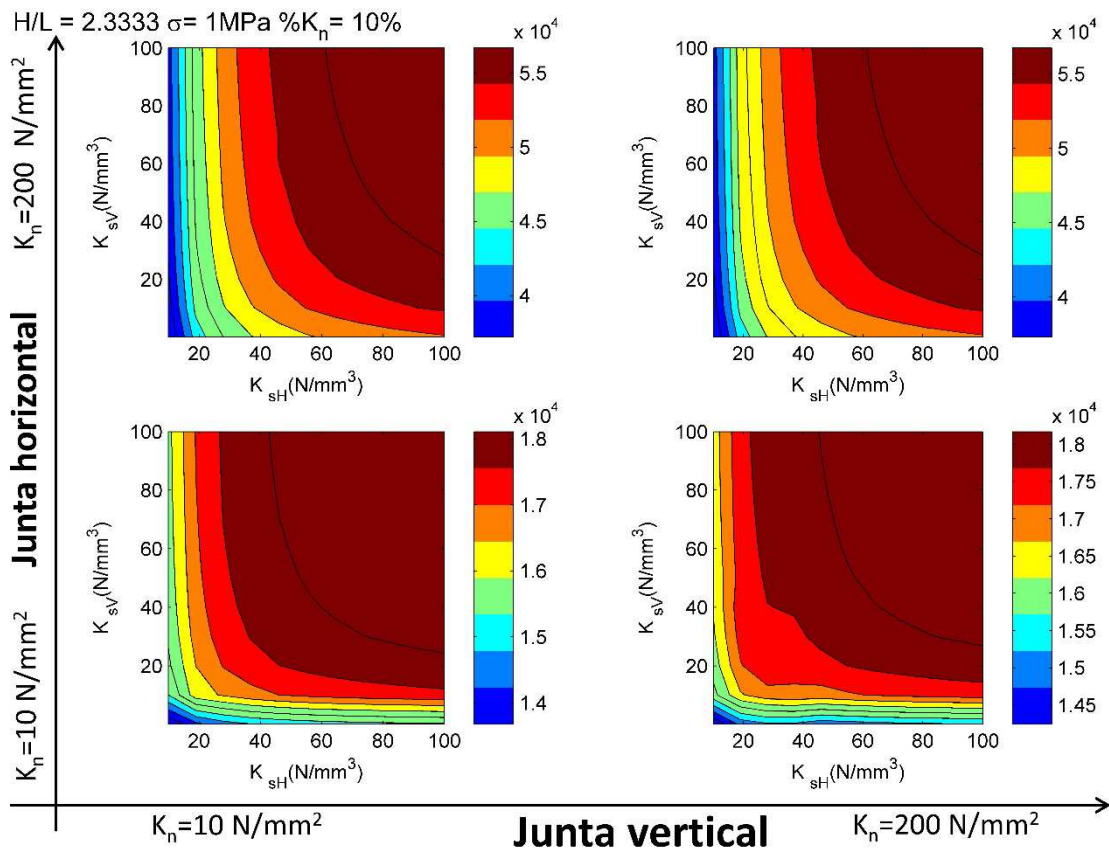


Figura F.7: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

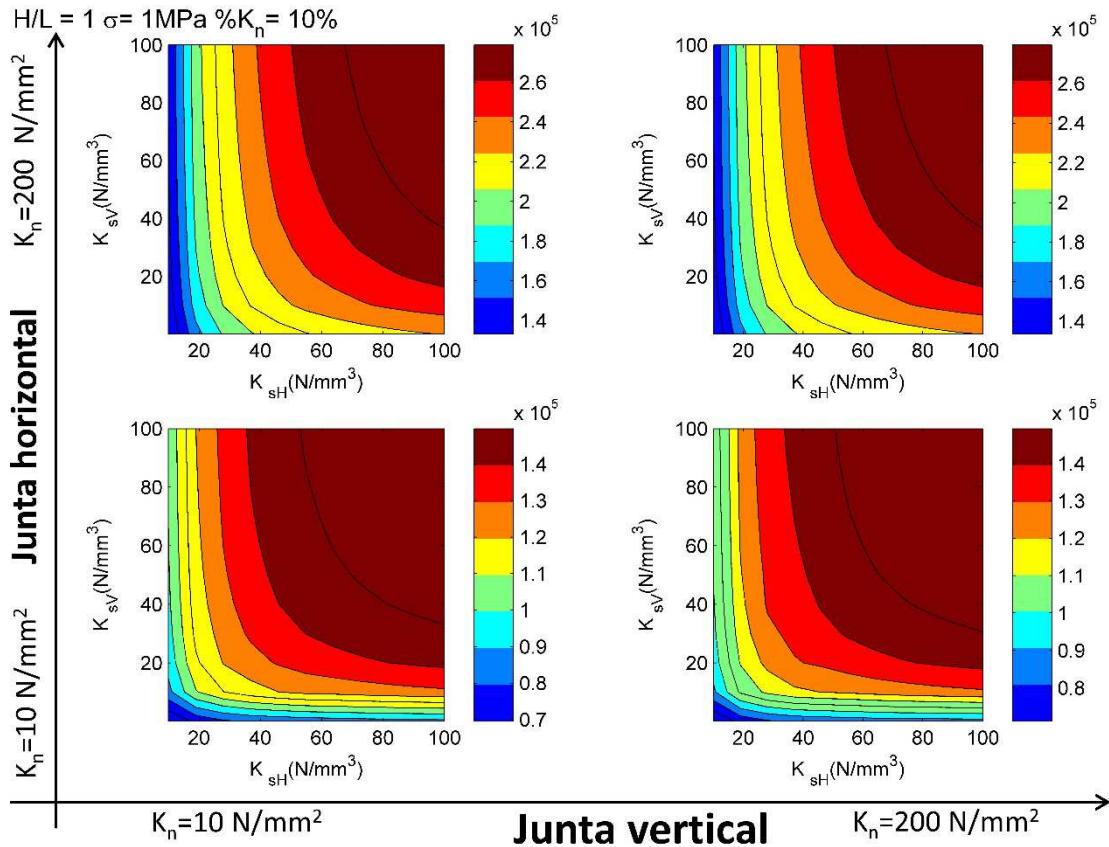


Figura F.8: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

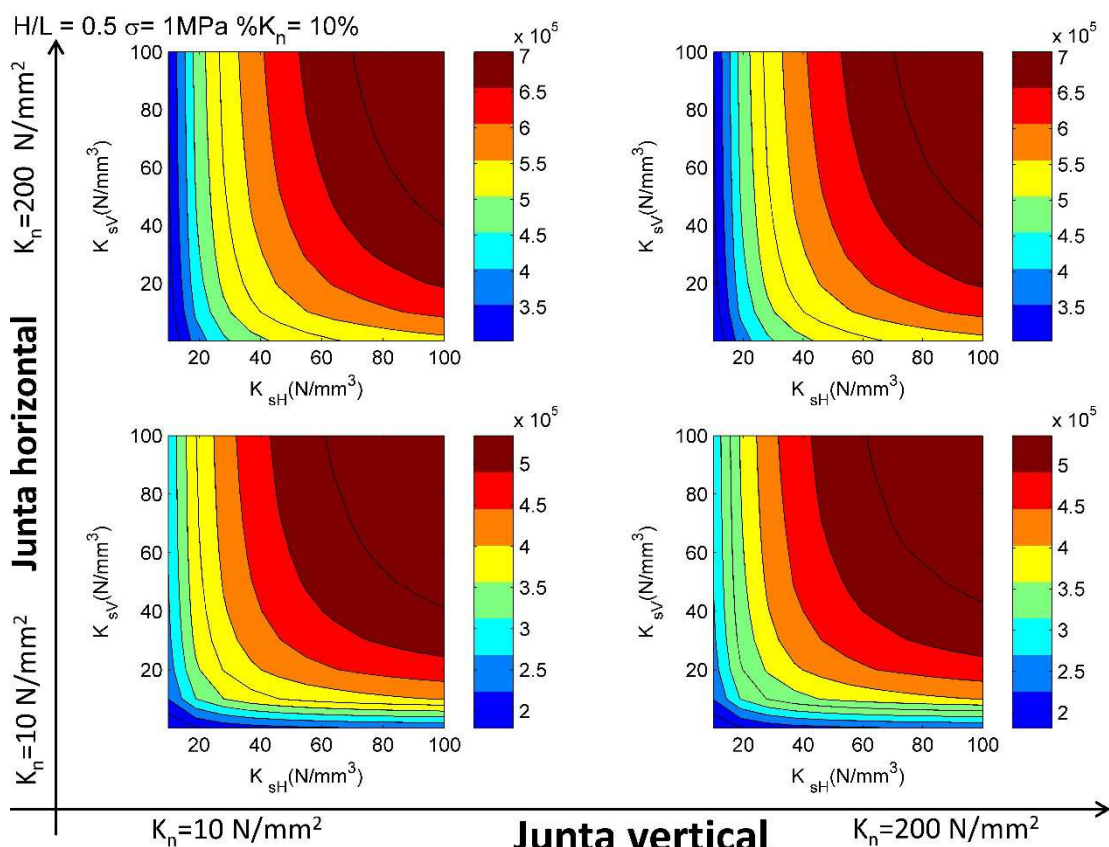


Figura F.9: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

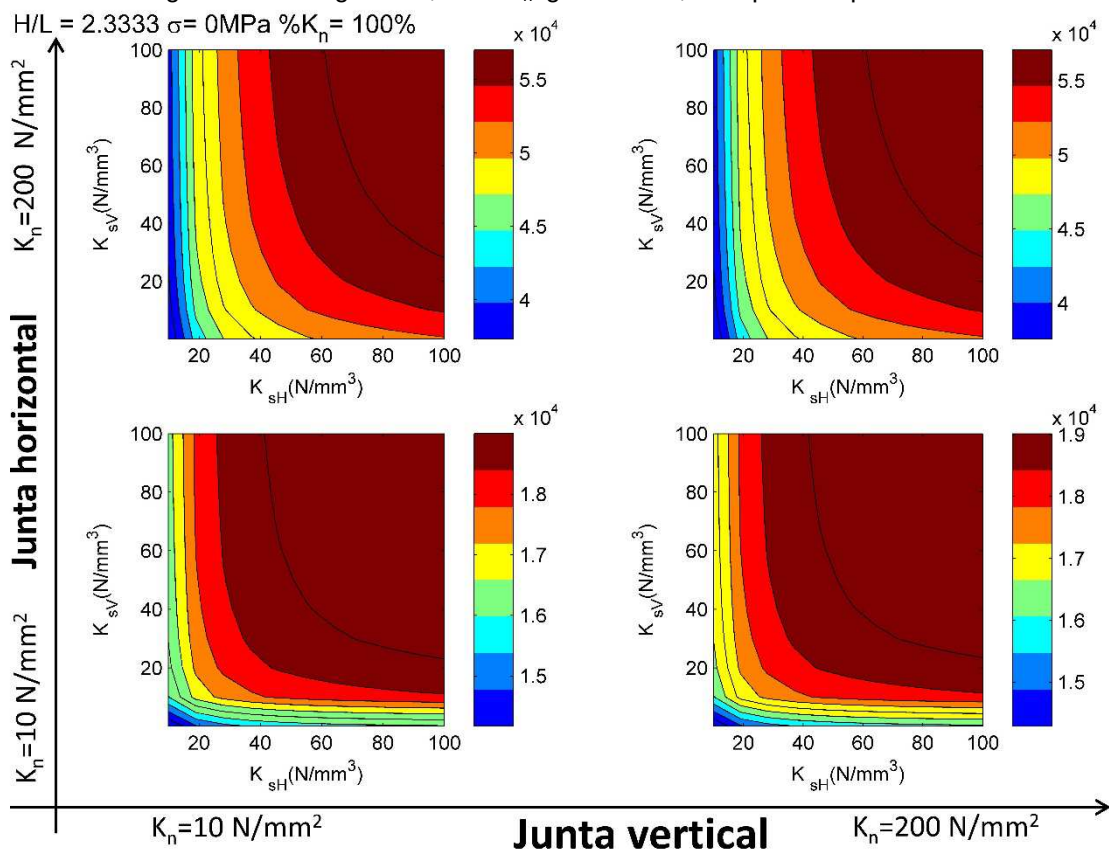


Figura F.10: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

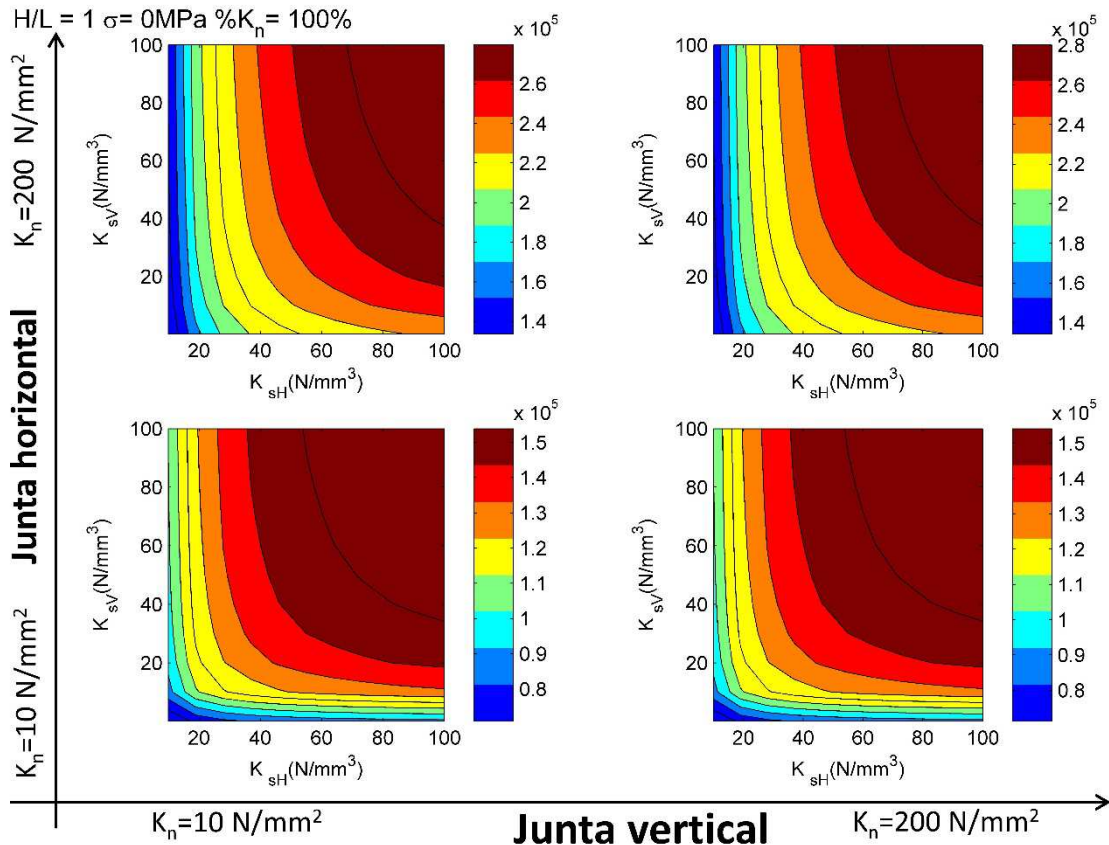


Figura F.11: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

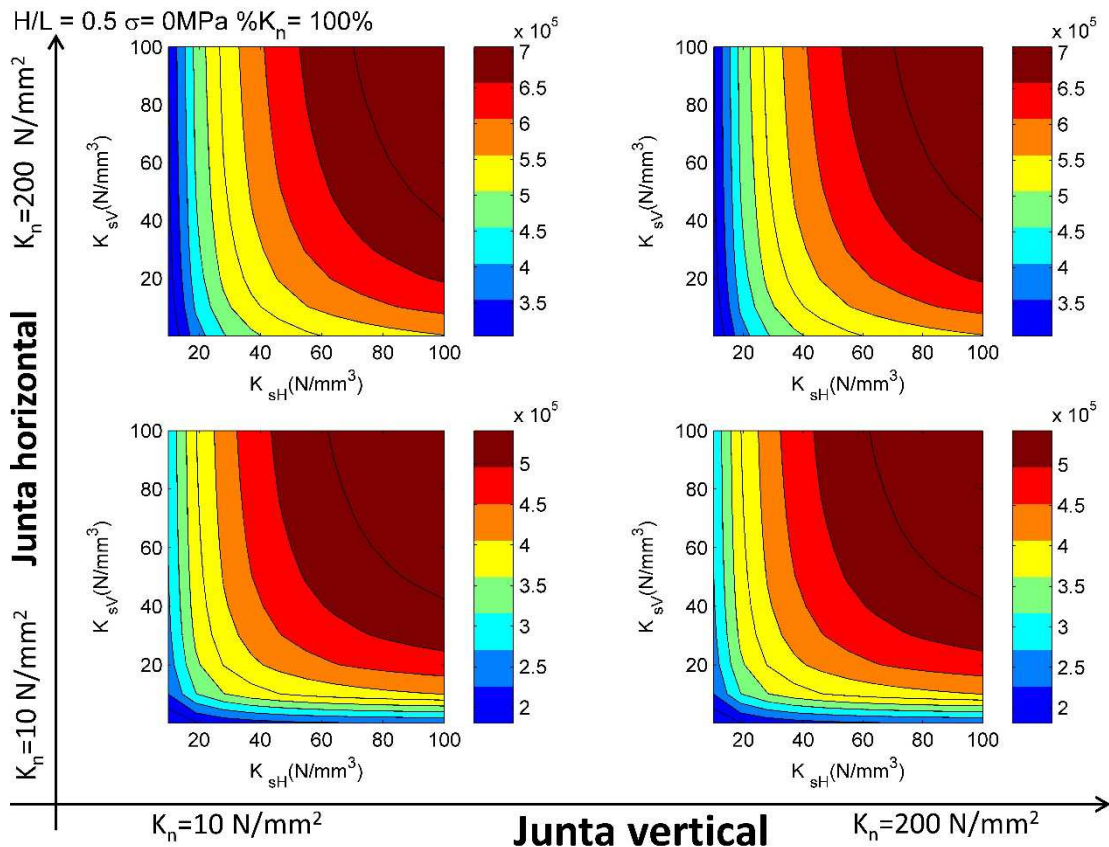


Figura F.12: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

Apêndice G

G.1 Resultados para $K_{sec}(K_{nH}, K_{sH})$ considerando a parede com extremidade restrita

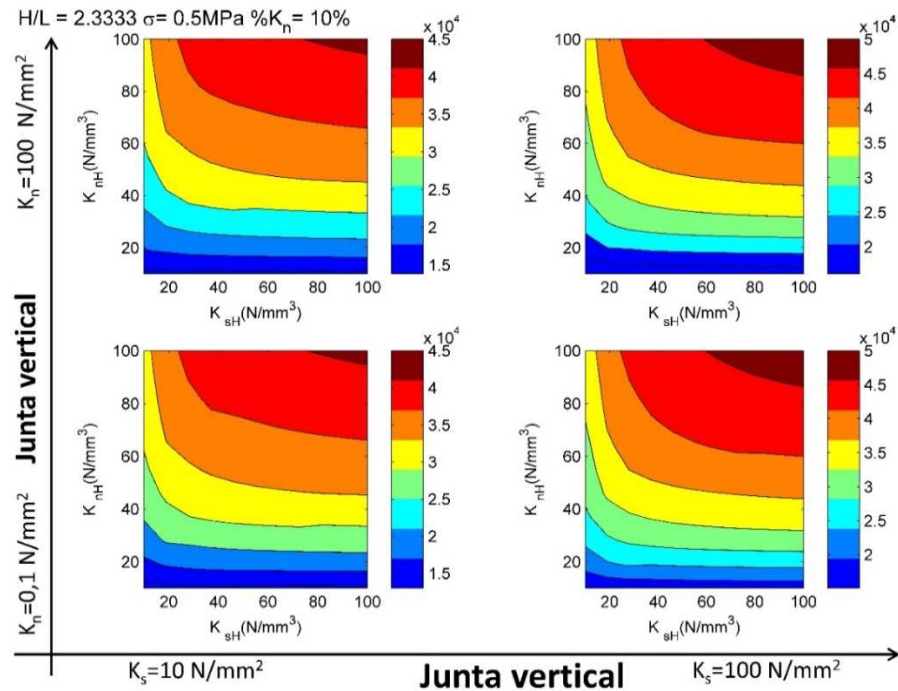


Figura G.1: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

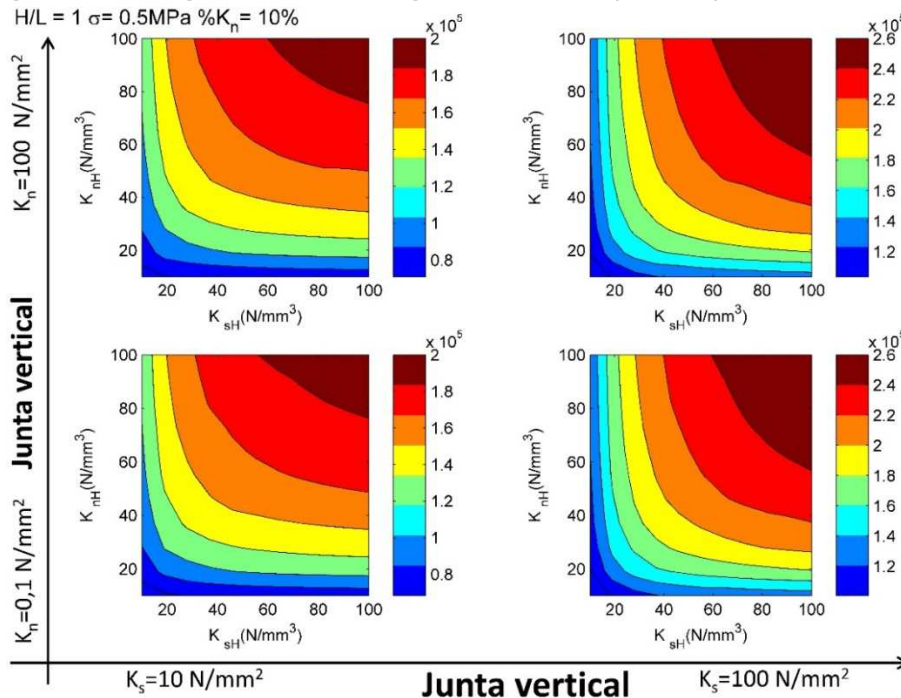


Figura G.2: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

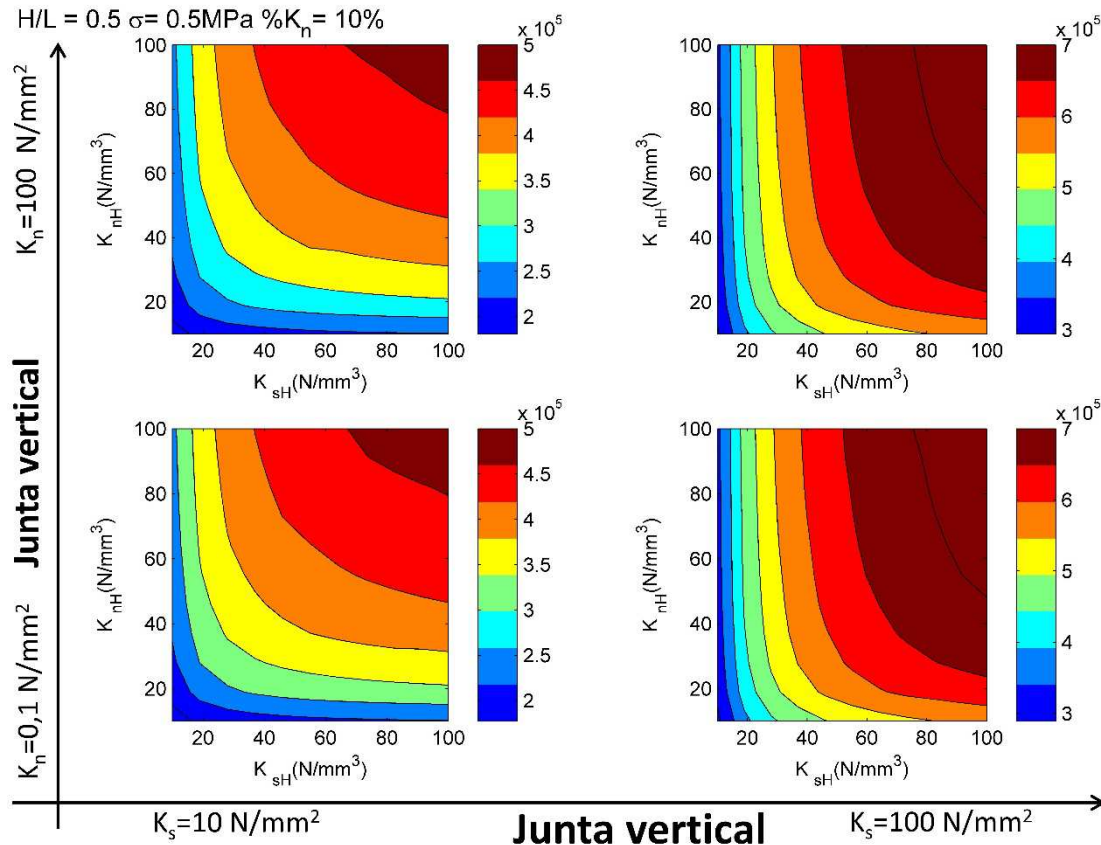


Figura G.3: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 0,5 MPa.

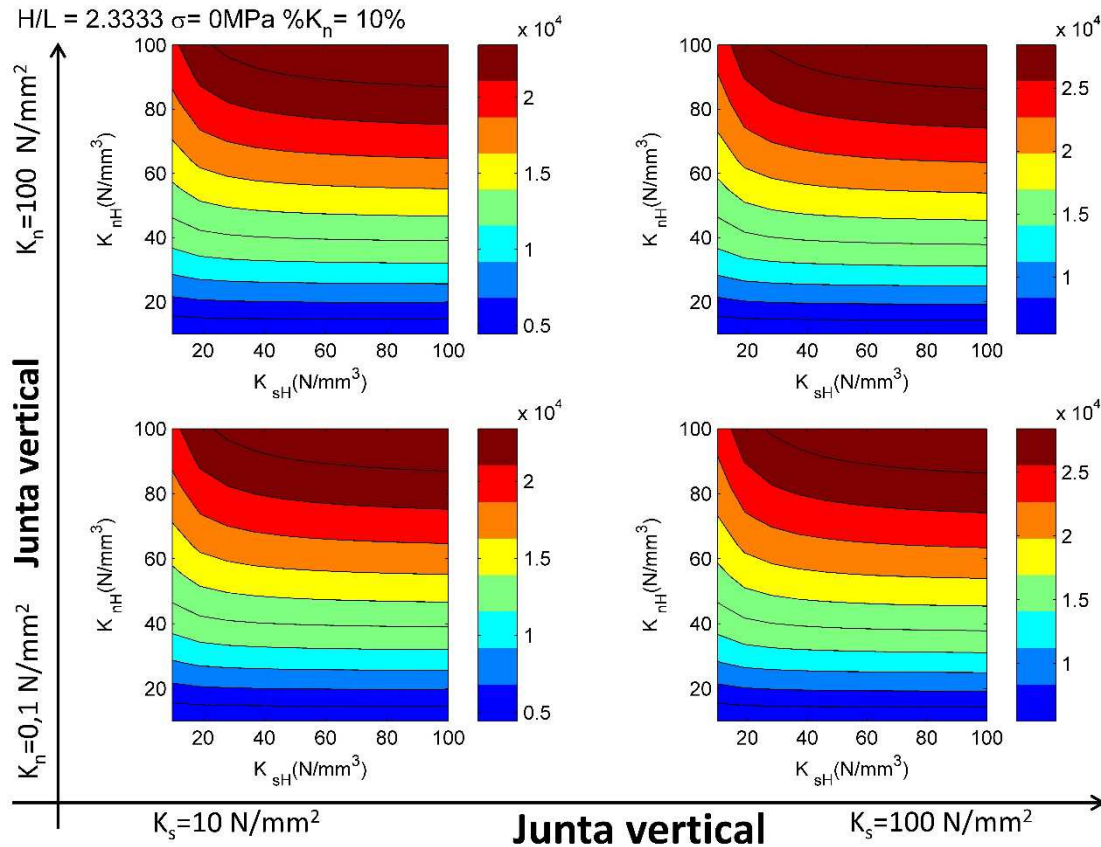


Figura G.4: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

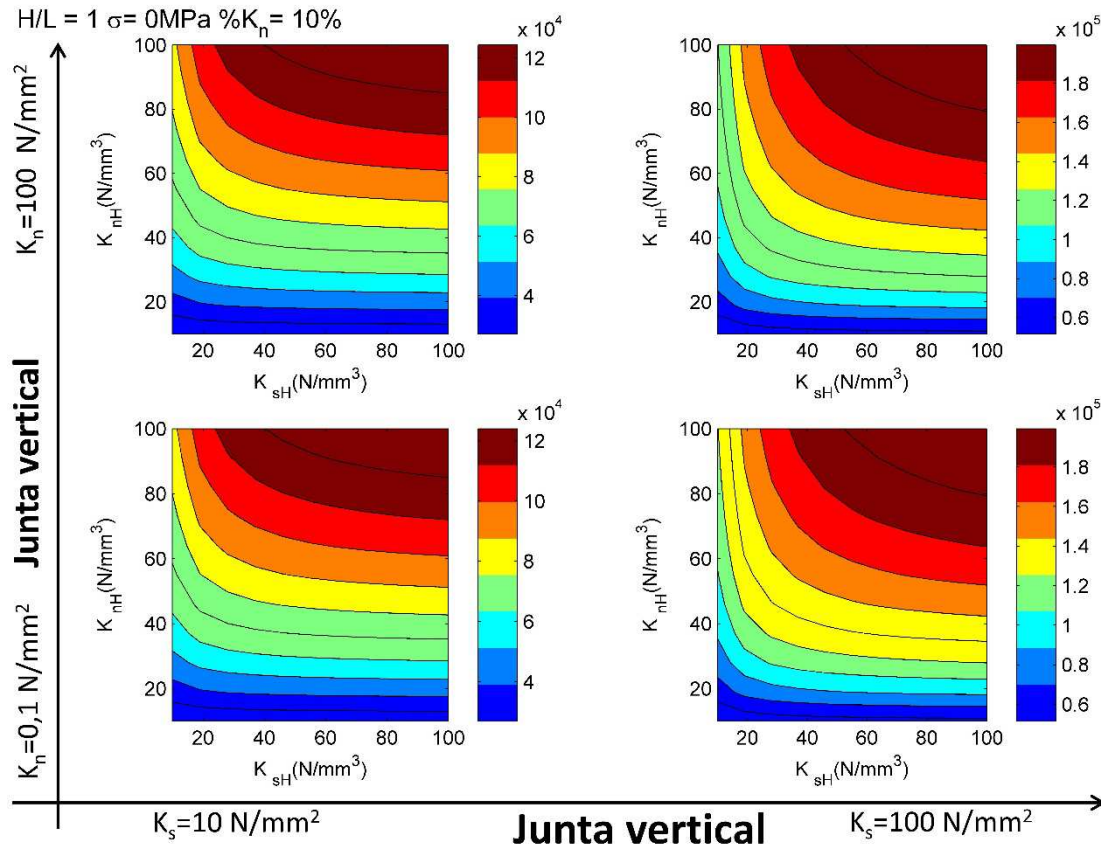


Figura G.5: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

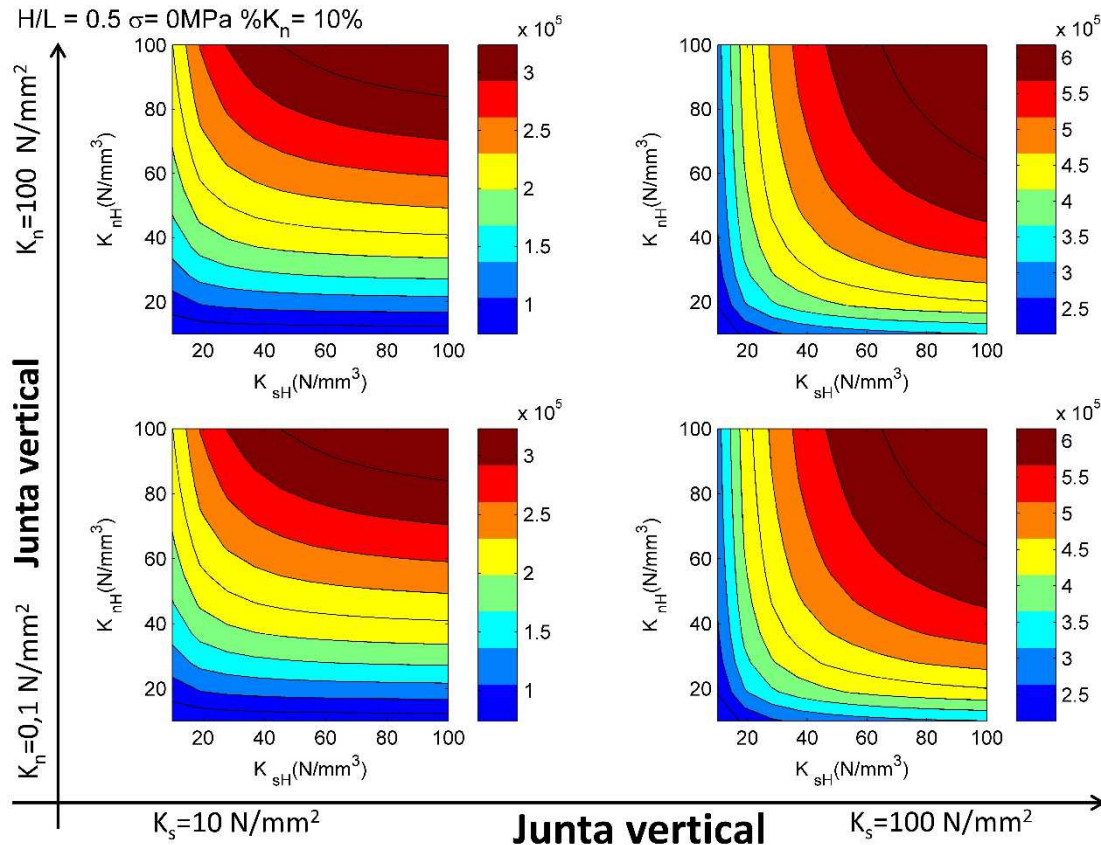


Figura G.6: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, sem pré-compressão.

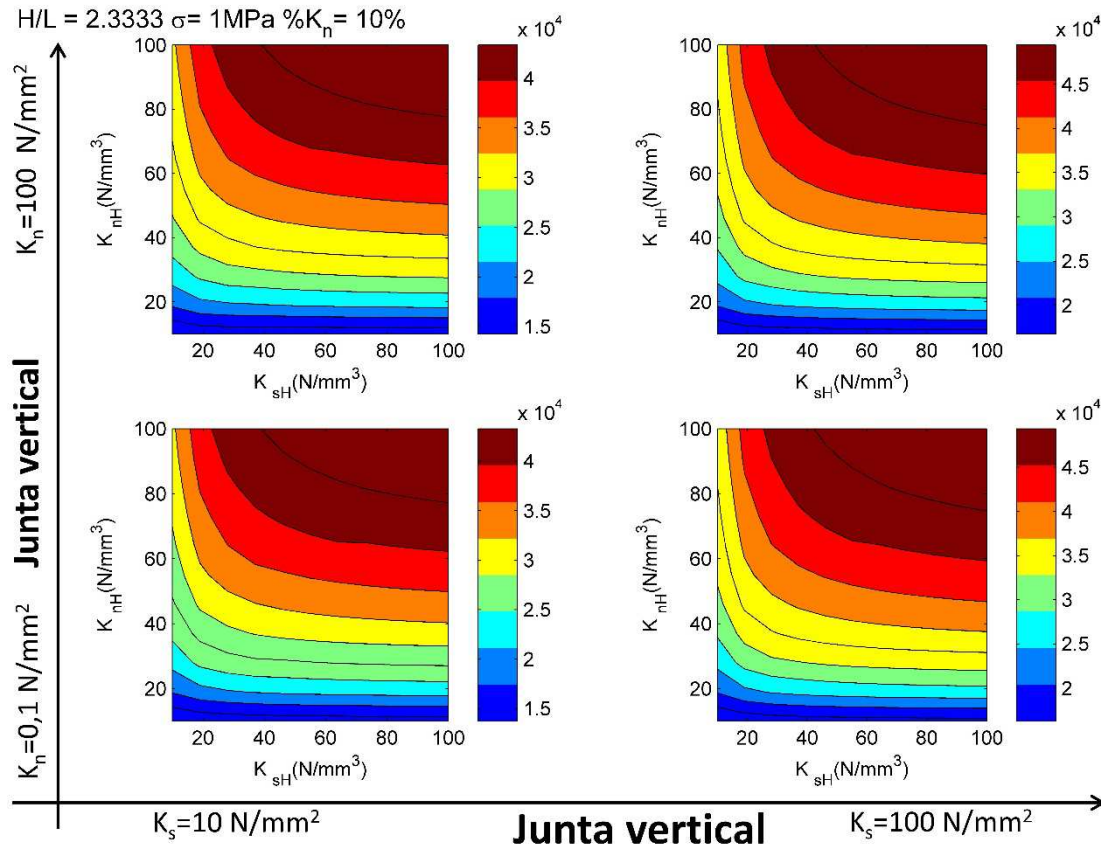


Figura G.7: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

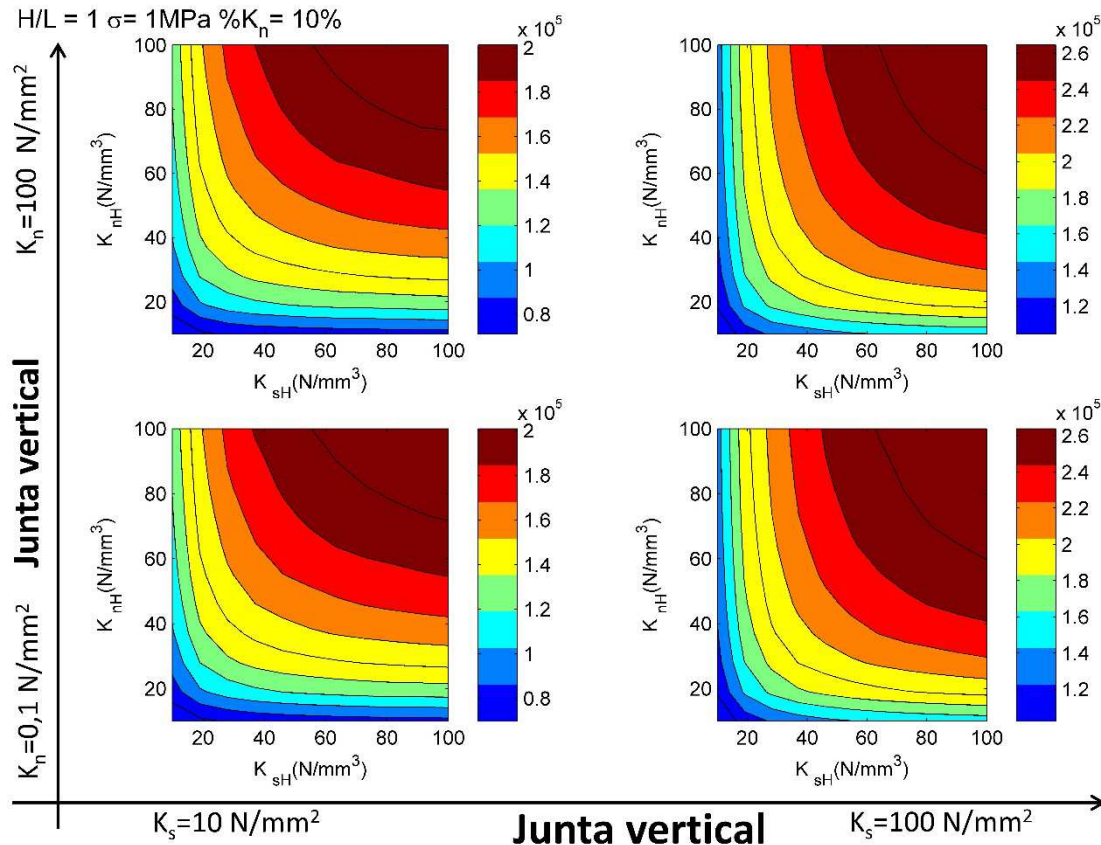


Figura G.8: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

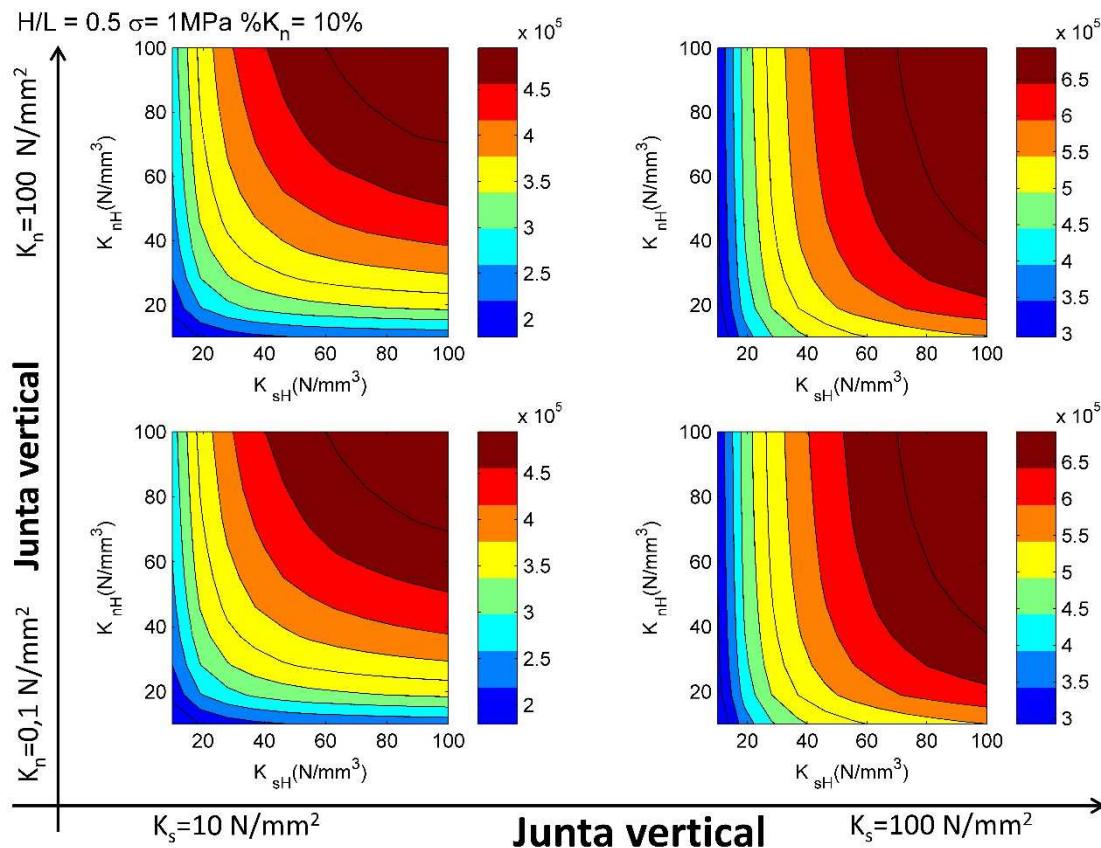


Figura G.9: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 10%, com pré-compressão de 1 MPa.

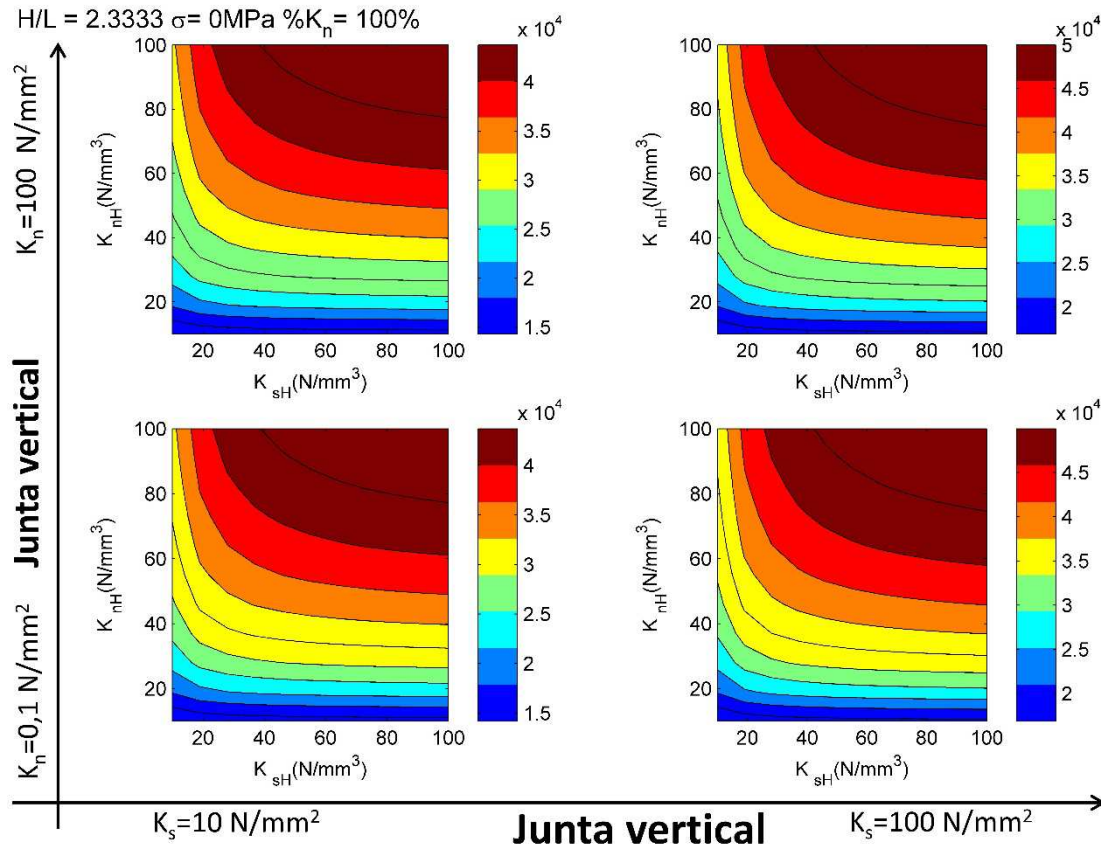


Figura G.10: H/L igual a 2,33 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

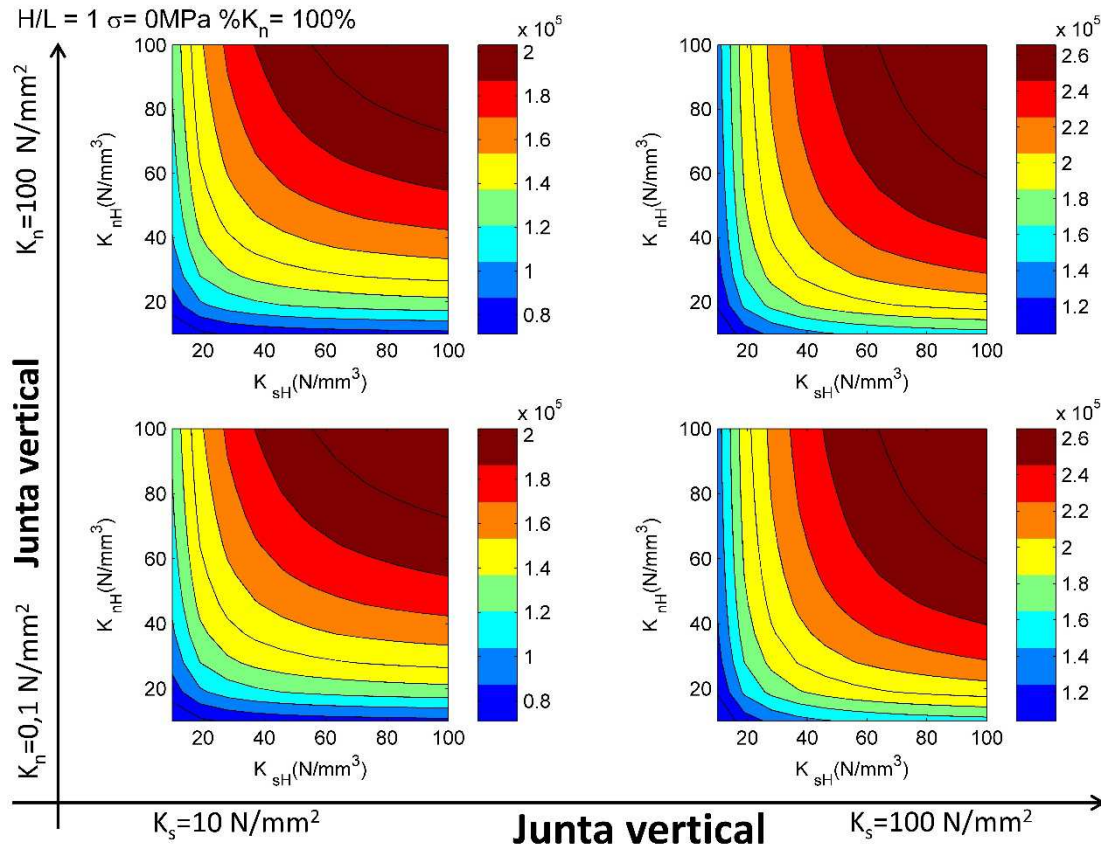


Figura G.11: H/L igual a 1,0 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

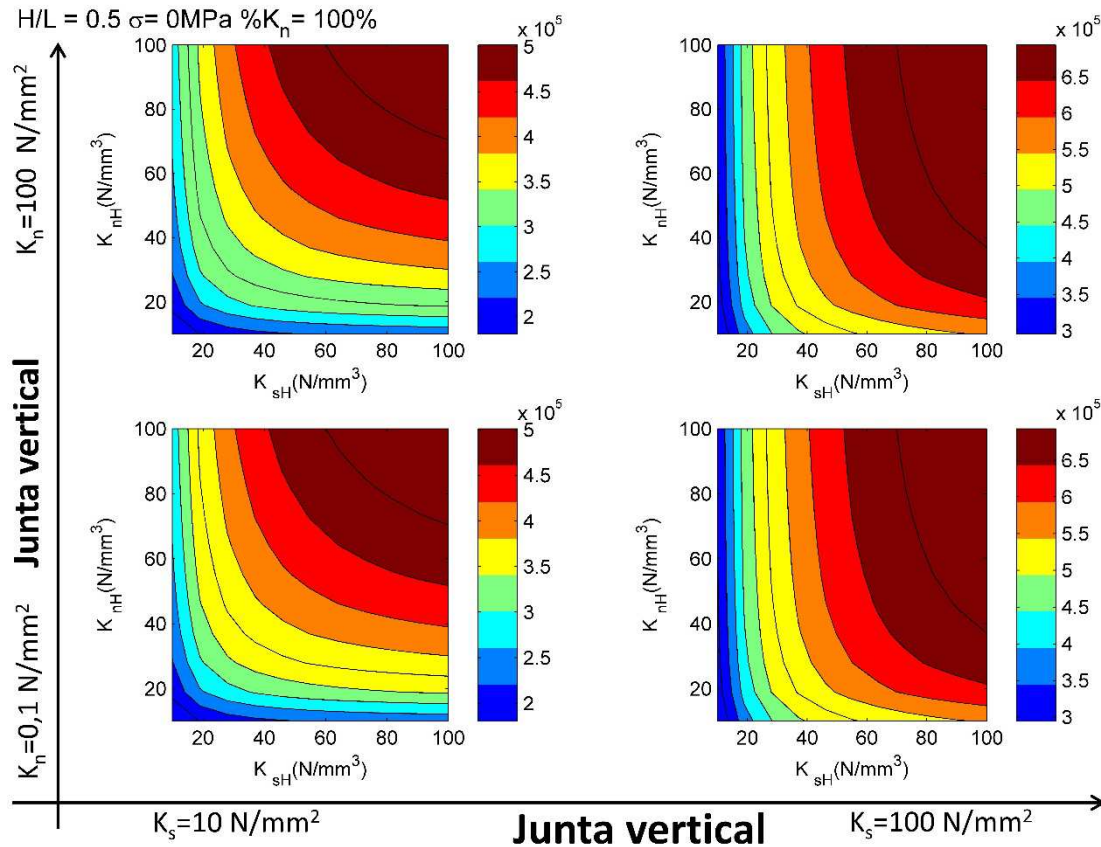


Figura G.12: H/L igual a 0,5 e $\%K_n$ igual a 100%, sem pré-compressão.

Apêndice H

F.1 Planta baixa da edificação

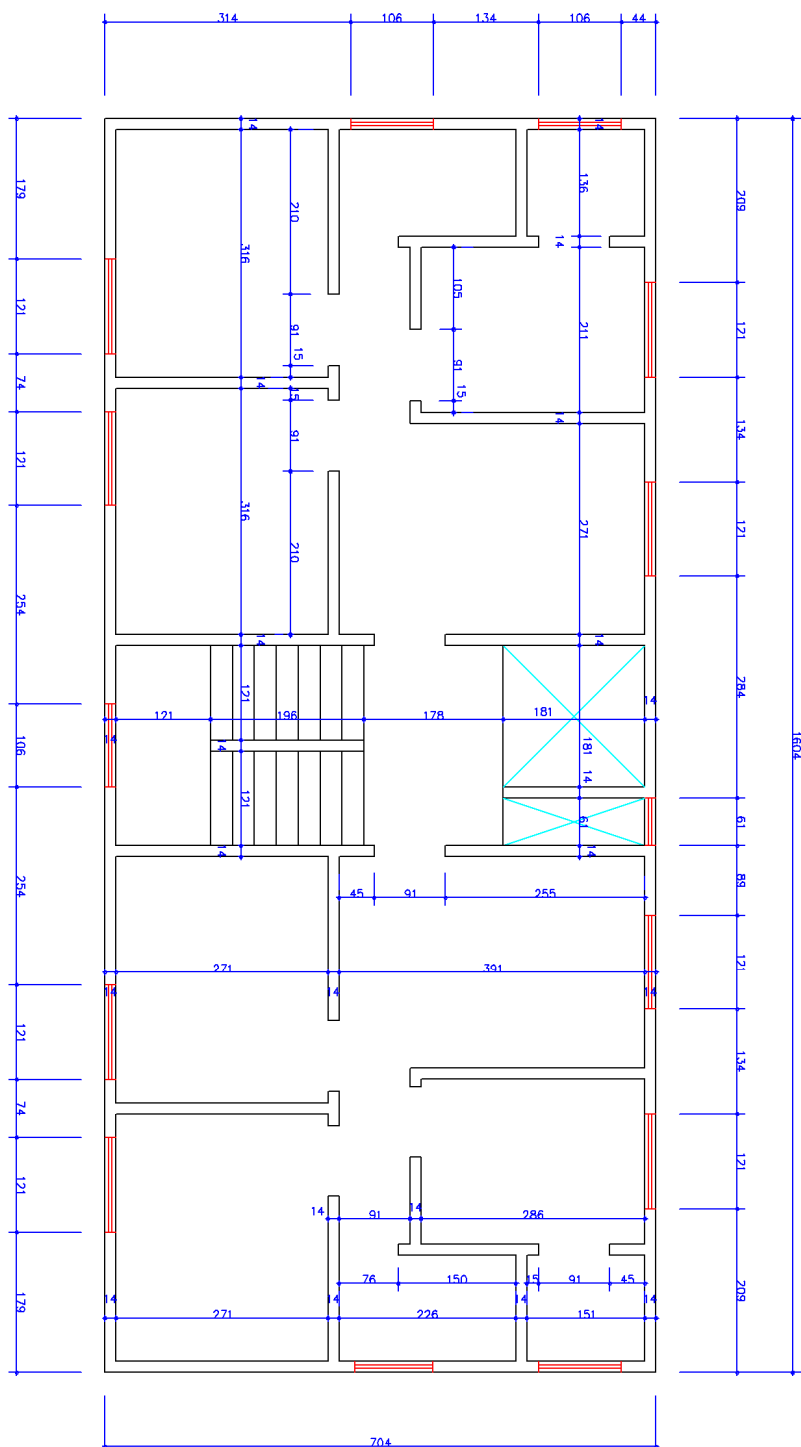


Figura H.1: Planta do edifício estudado.

Apêndice I

I.1 Diferença relativa da força cortante em relação ao modelo isotrópico

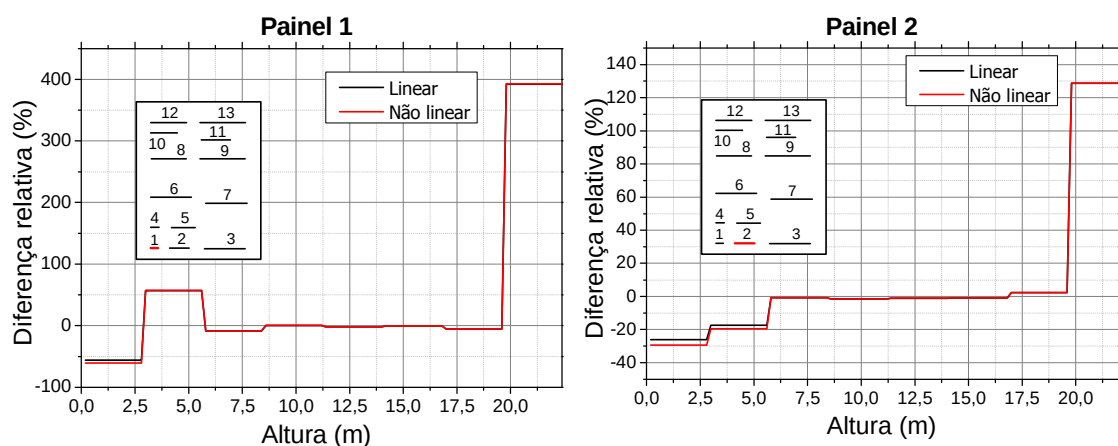


Figura I.1: Resultados para os painéis 1 e 2.

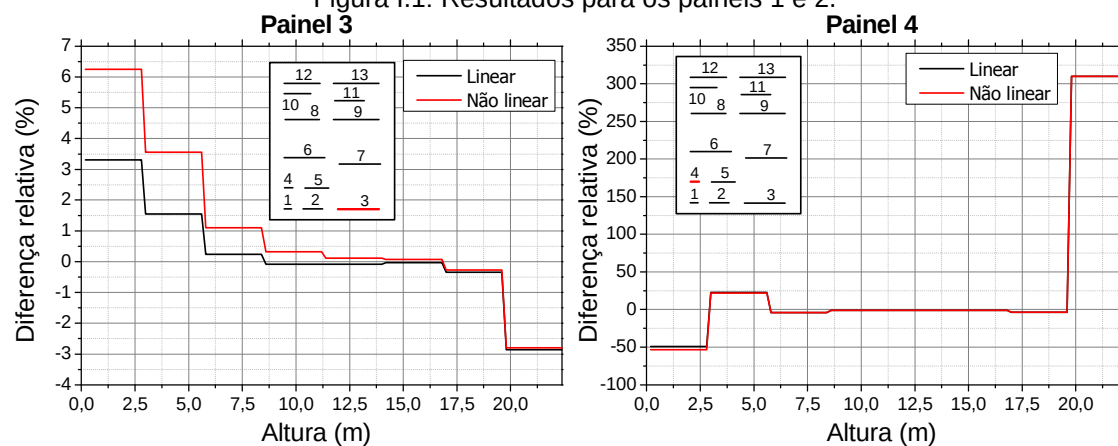


Figura I.2: Resultados para os painéis 3 e 4.

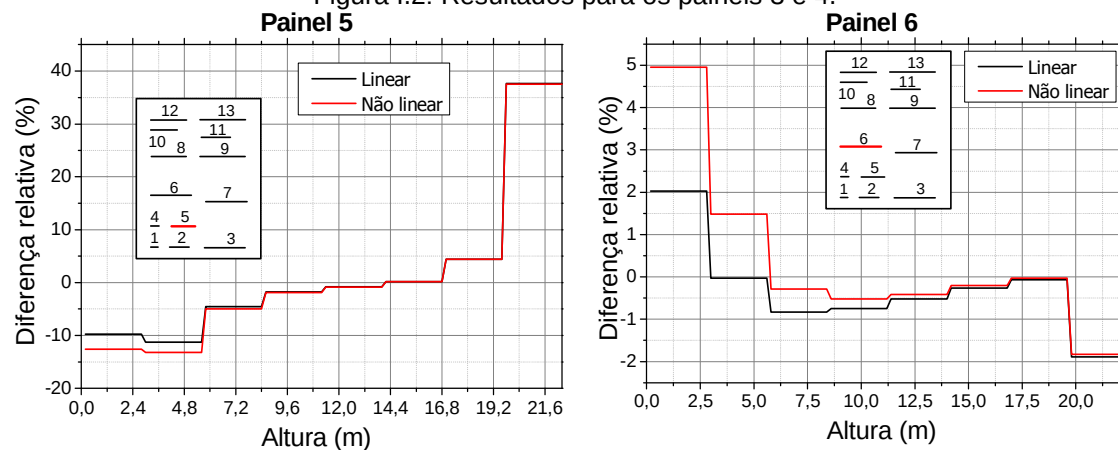


Figura I.3: Resultados para os painéis 5 e 6.

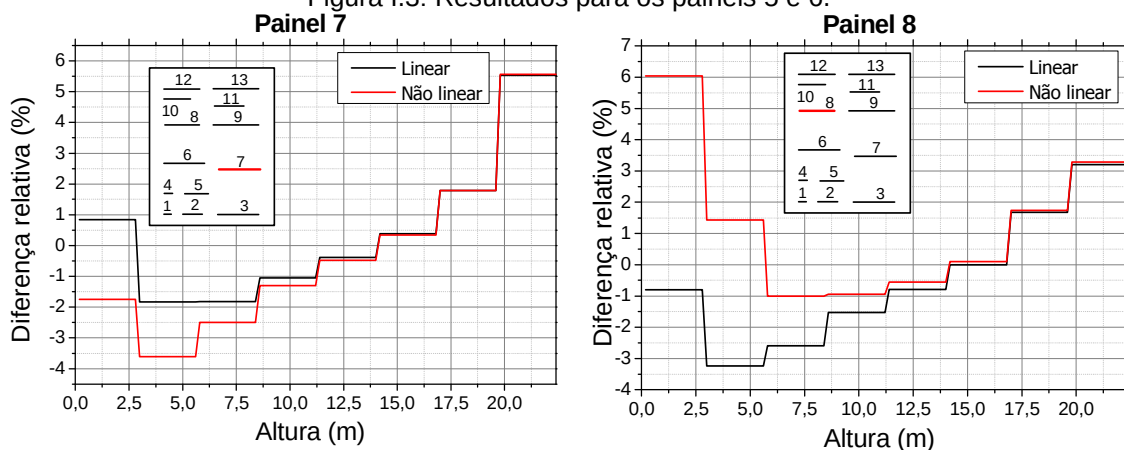


Figura I.4: Resultados para os painéis 7 e 8.

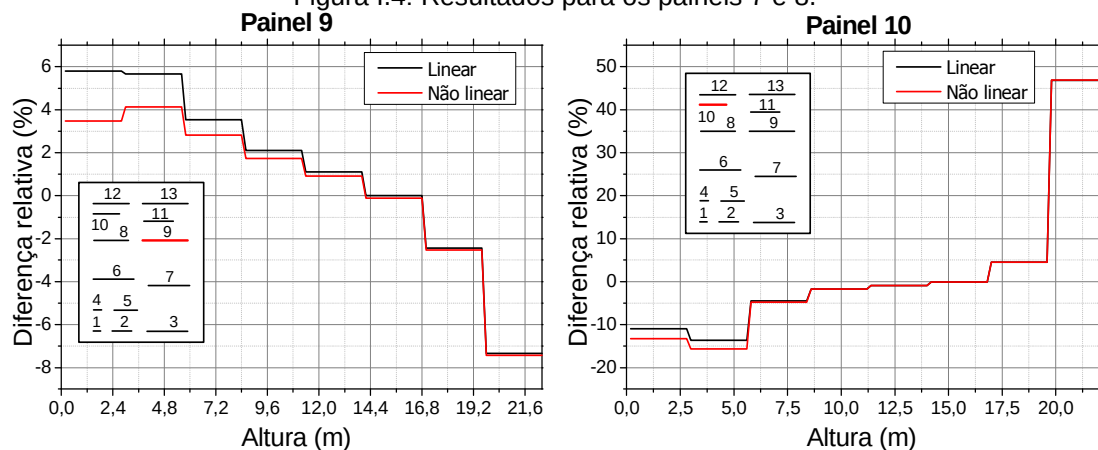


Figura I.5: Resultados para os painéis 9 e 10.

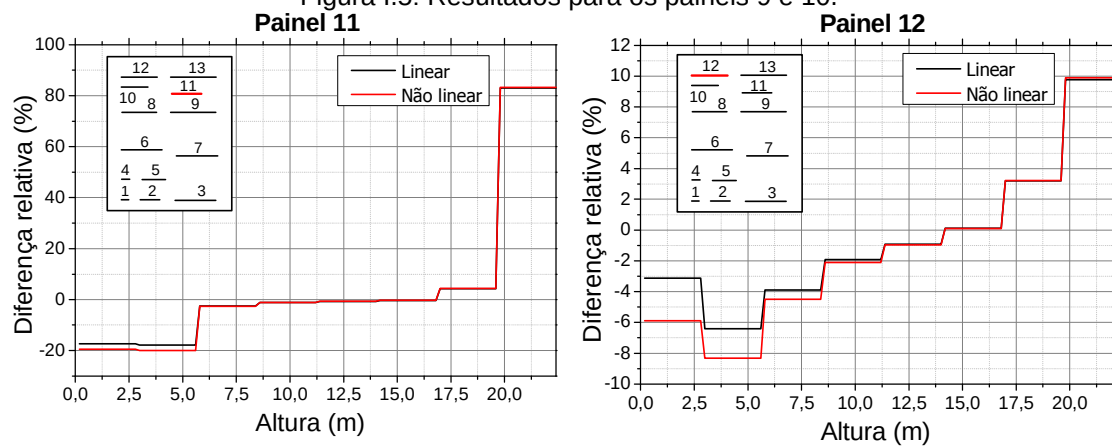


Figura I.6: Resultados para os painéis 11 e 12.

I.2 Diagramas da força cortante para os três modelos e o analítico

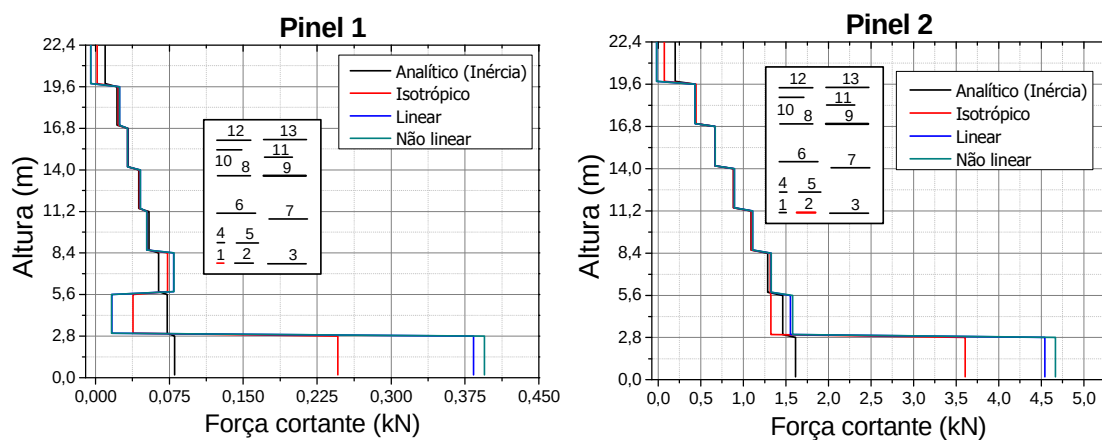


Figura I.6: Resultados para os painéis 1 e 2.

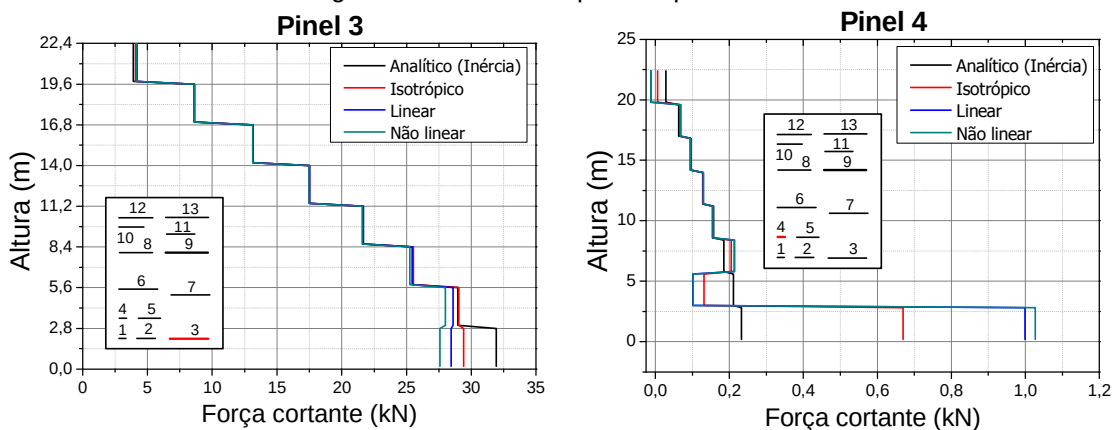


Figura I.7: Resultados para os painéis 3 e 4.

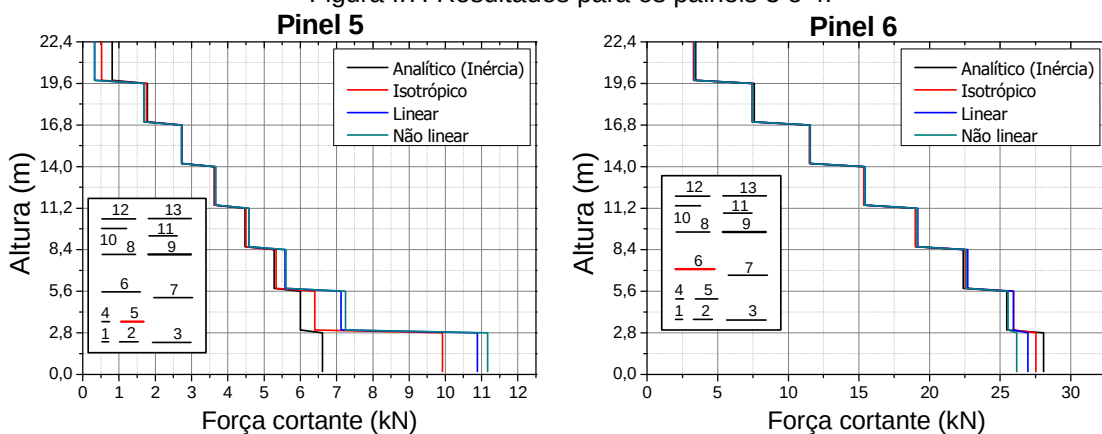


Figura I.8: Resultados para os painéis 5 e 6.

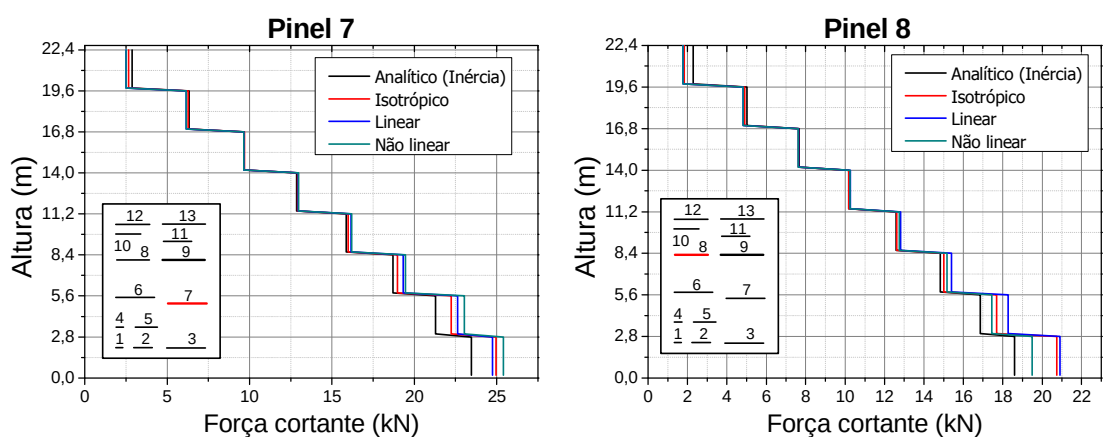


Figura I.9: Resultados para os painéis 7 e 8.

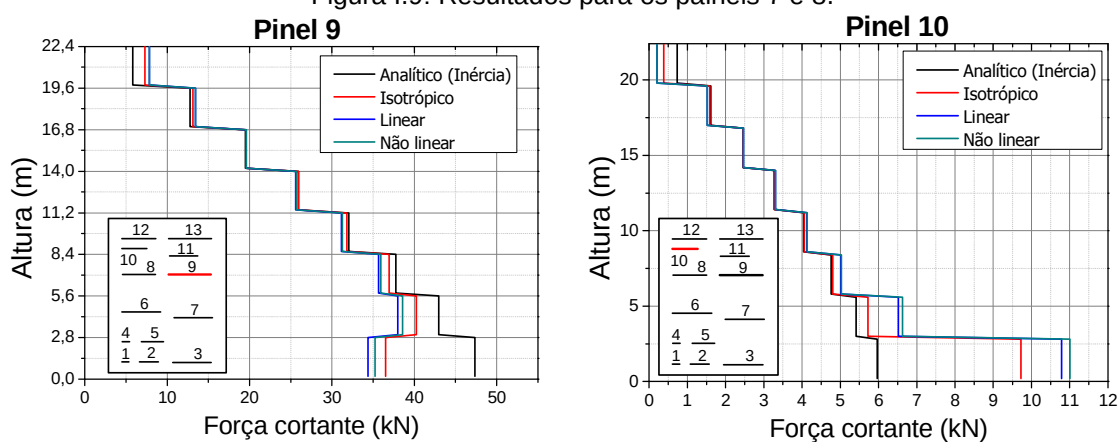


Figura I.10: Resultados para os painéis 9 e 10.

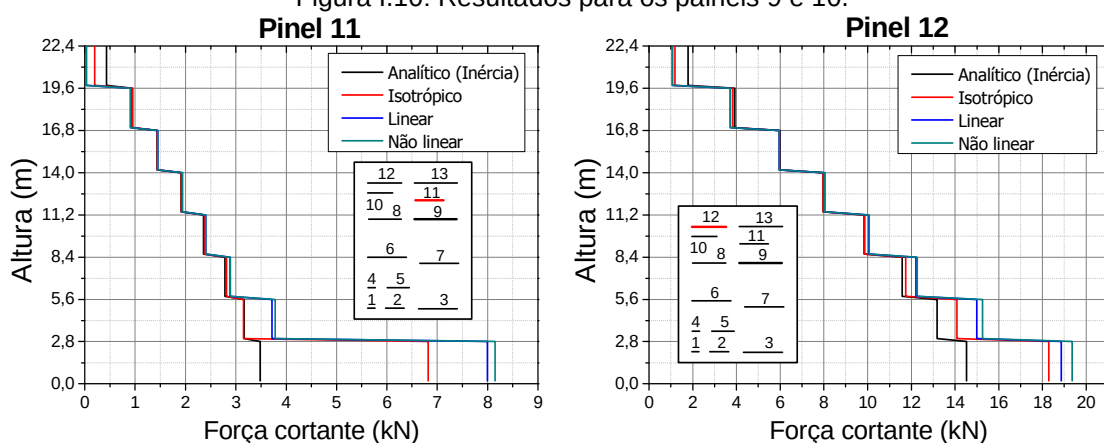


Figura I.11: Resultados para os painéis 11 e 12.

I.3 Diagramas do momento fletor para os três modelos e o analítico

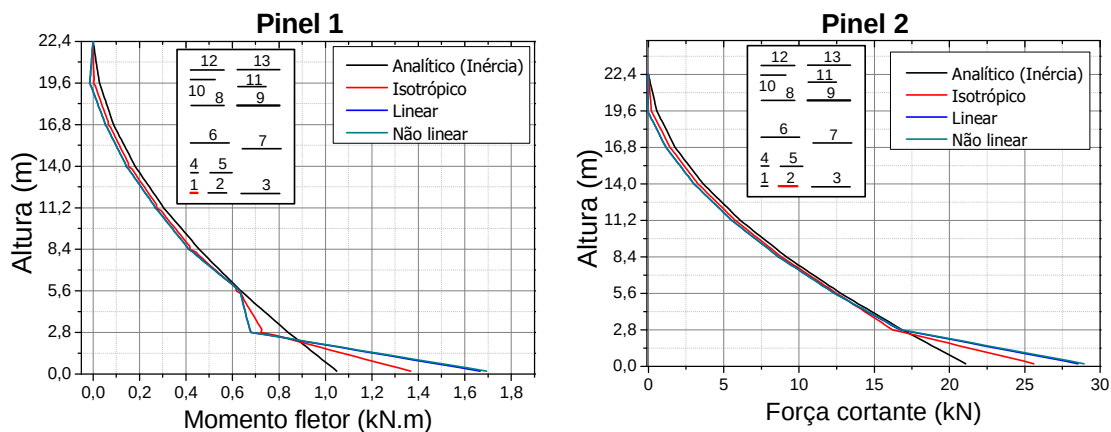


Figura I.12: Resultados para os painéis 1 e 2.

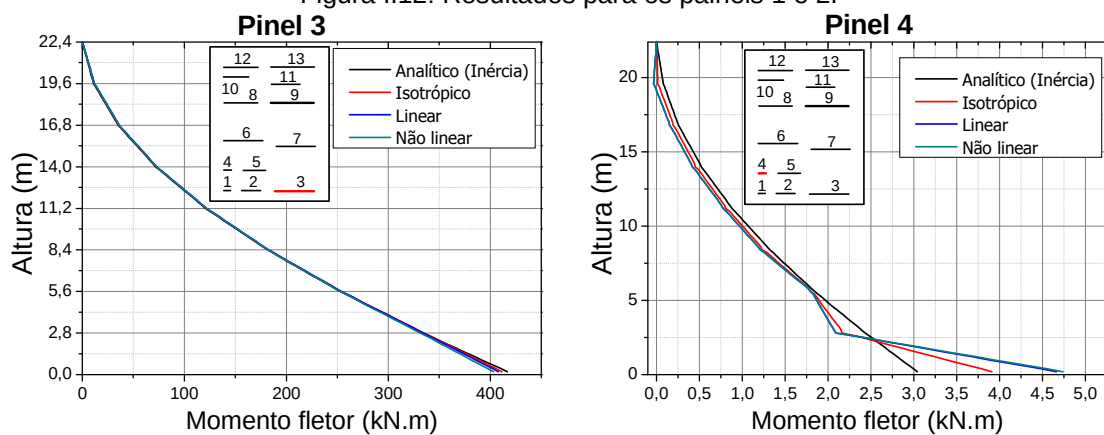


Figura I.13: Resultados para os painéis 3 e 4.

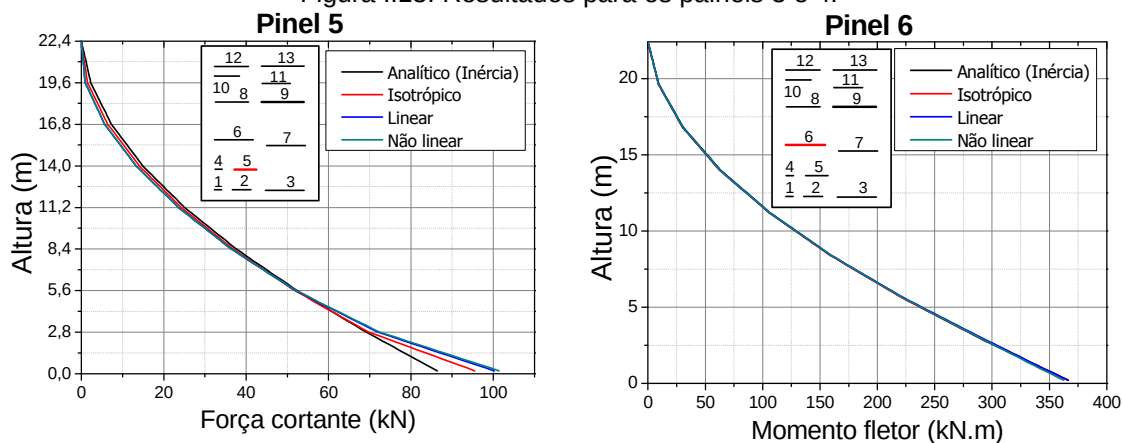


Figura I.14: Resultados para os painéis 5 e 6.

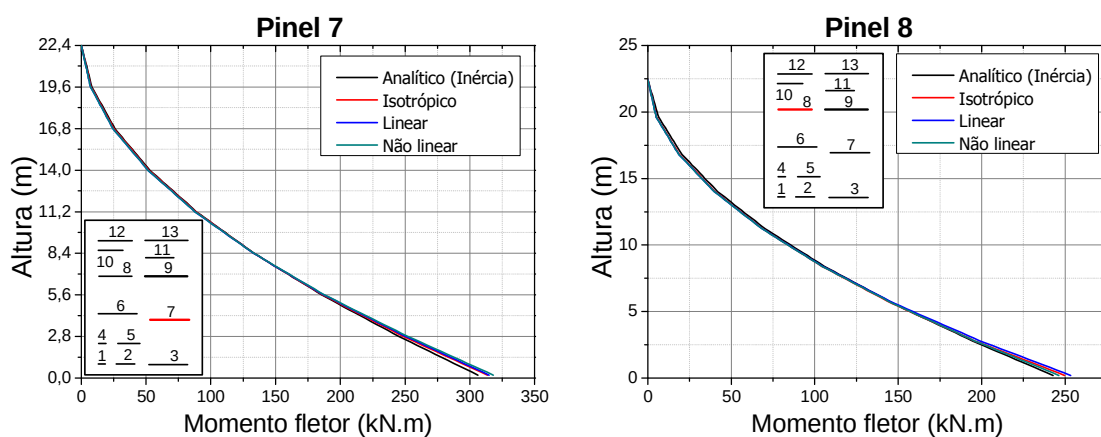


Figura I.15: Resultados para os painéis 7 e 8.

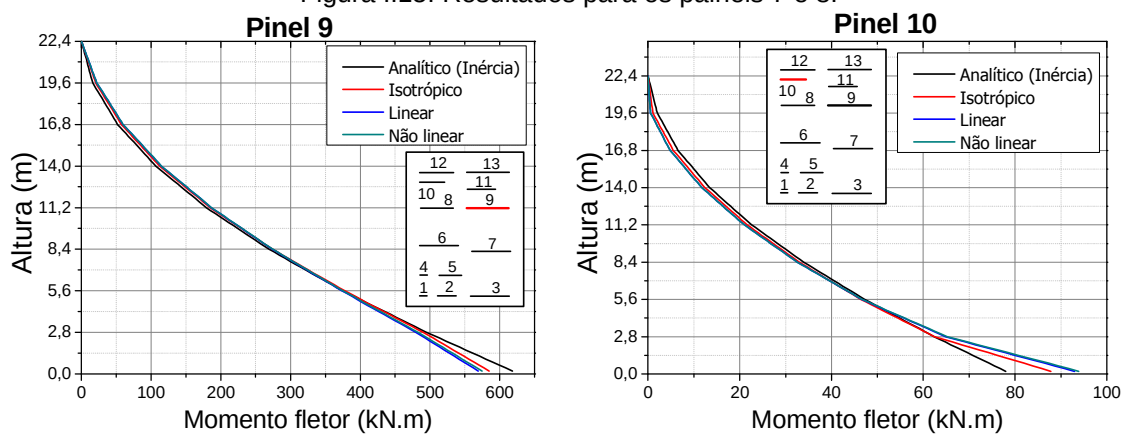


Figura I.16: Resultados para os painéis 9 e 10.

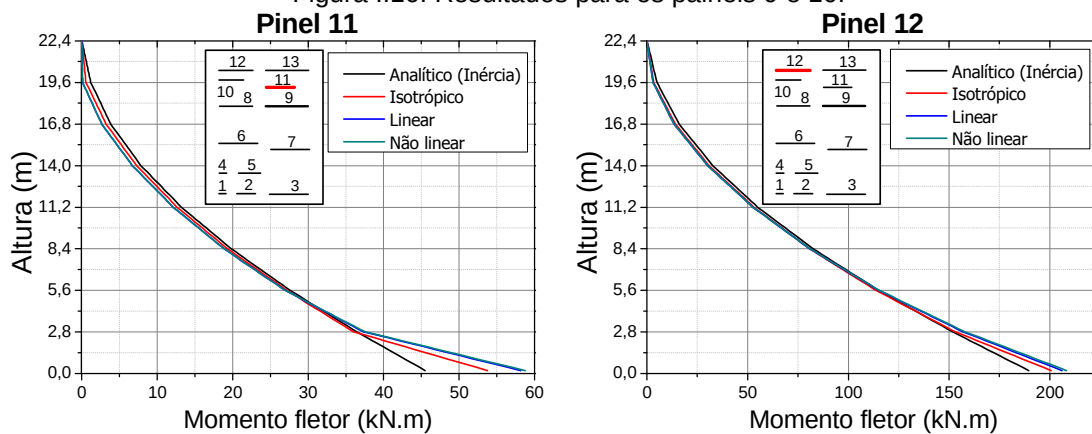


Figura I.17: Resultados para os painéis 11 e 12.

Apêndice J

J.1 Diagramas da força cortante para os três modelos e o analítico

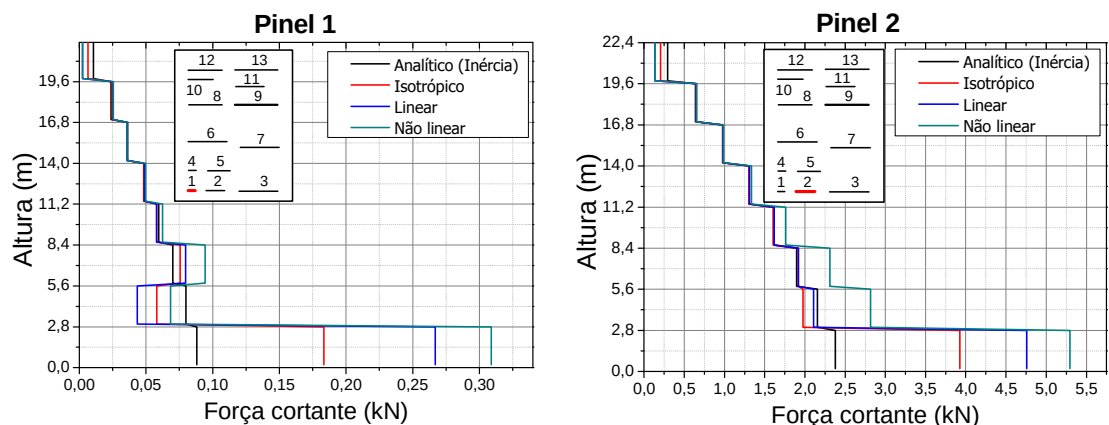


Figura J.1: Resultados para os painéis 1 e 2.

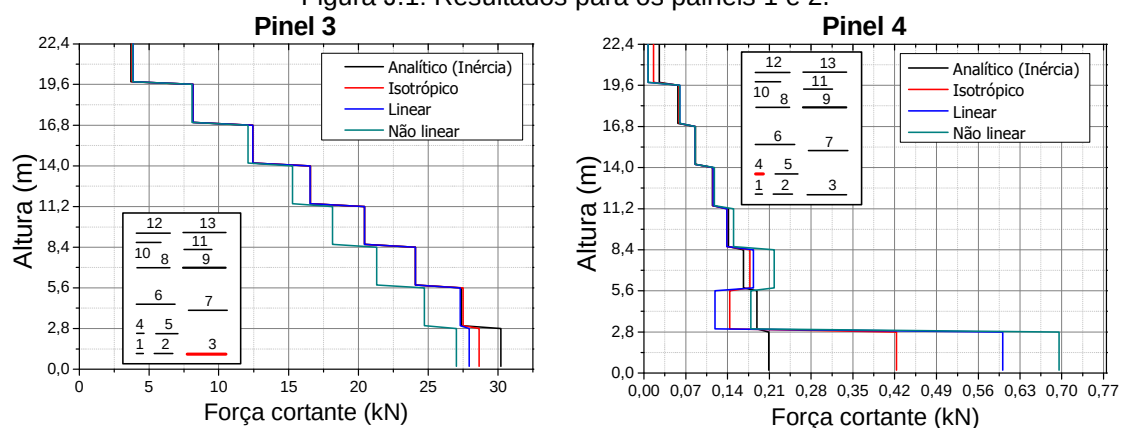


Figura J.2: Resultados para os painéis 3 e 4.

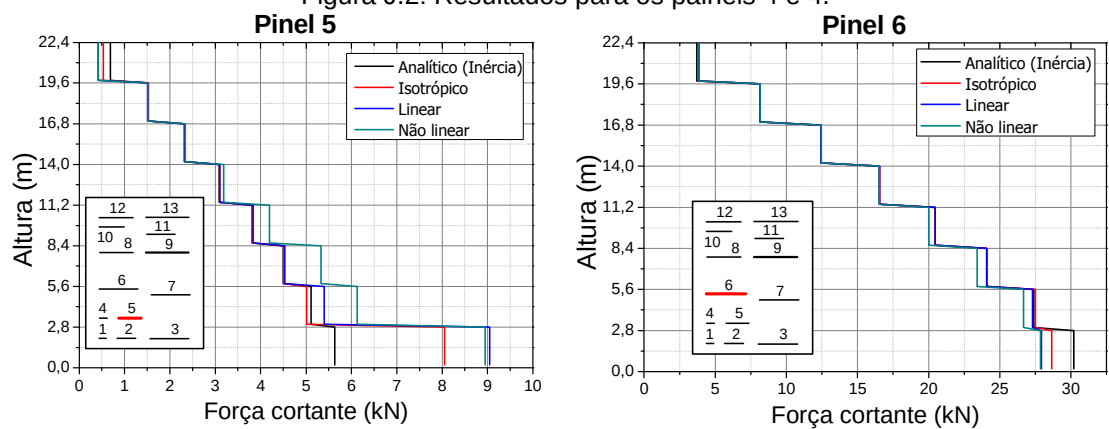


Figura J.3: Resultados para os painéis 5 e 6.

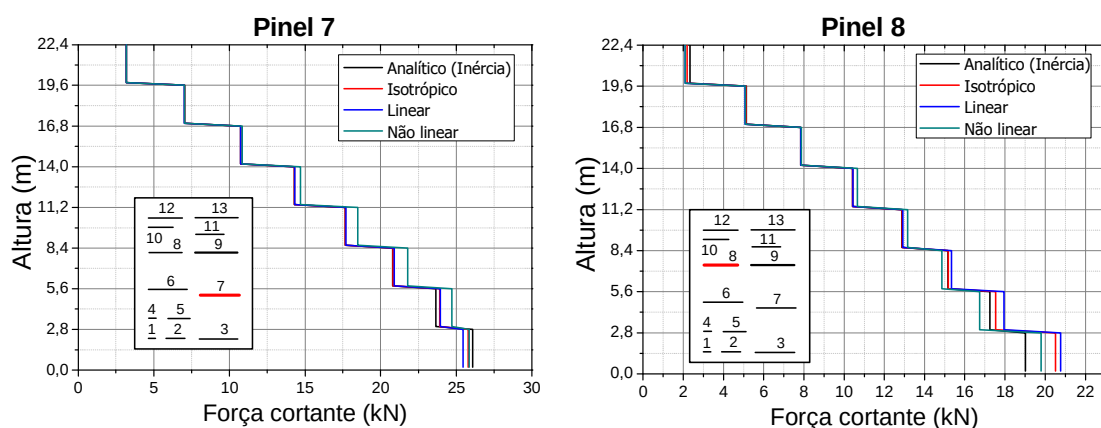


Figura J.4: Resultados para os painéis 7 e 8.

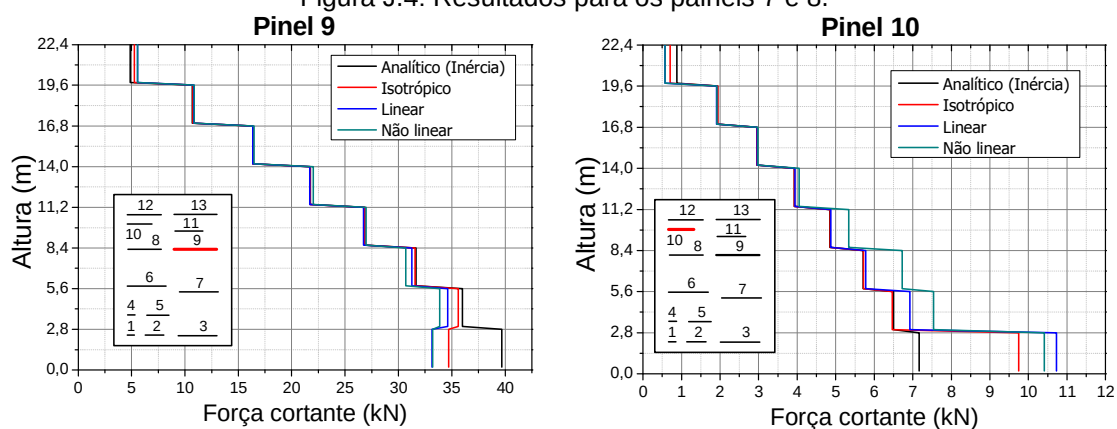


Figura J.5: Resultados para os painéis 9 e 10.

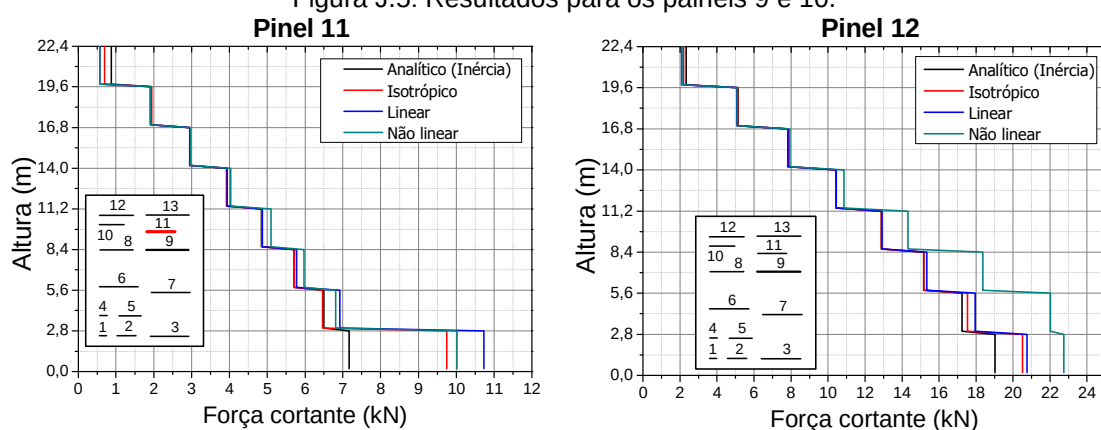


Figura J.6: Resultados para os painéis 11 e 12.

J.1 Diagramas de momento fletor para os três modelos e o analítico

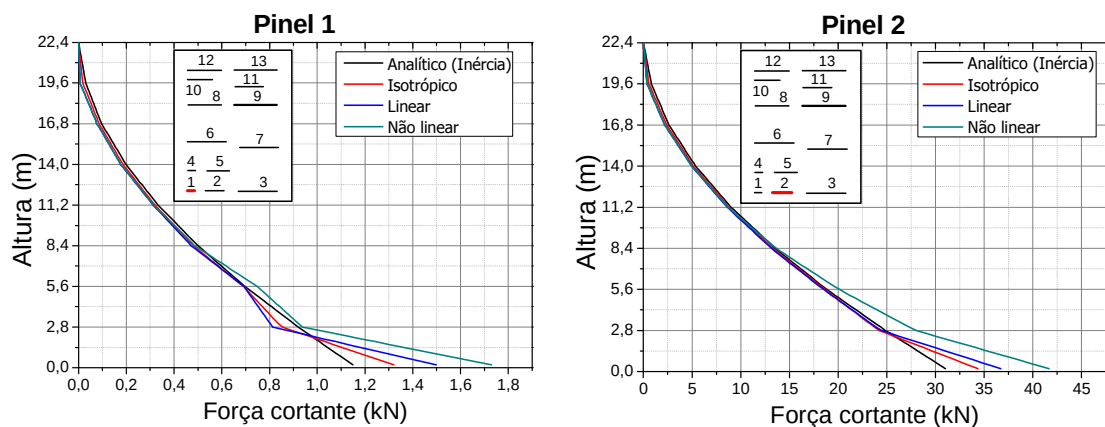


Figura J.7: Resultados para os painéis 1 e 2.

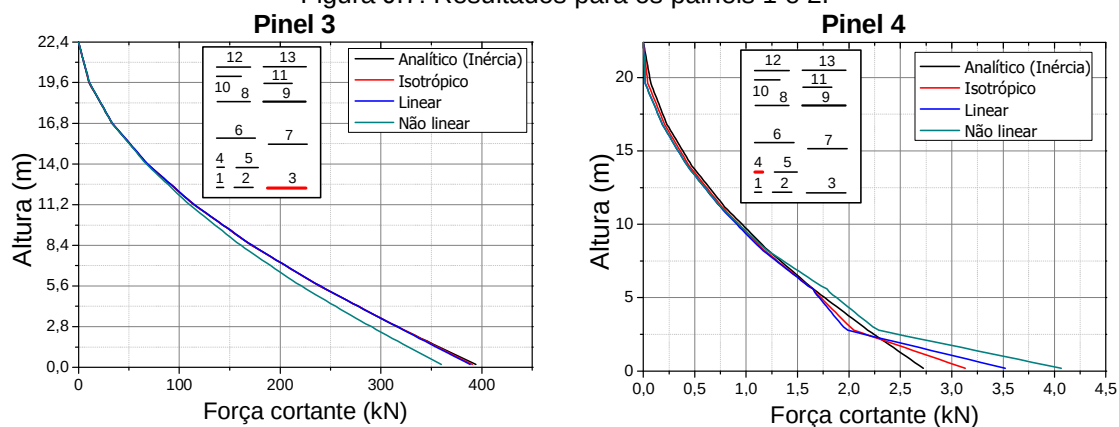


Figura J.8: Resultados para os painéis 3 e 4.

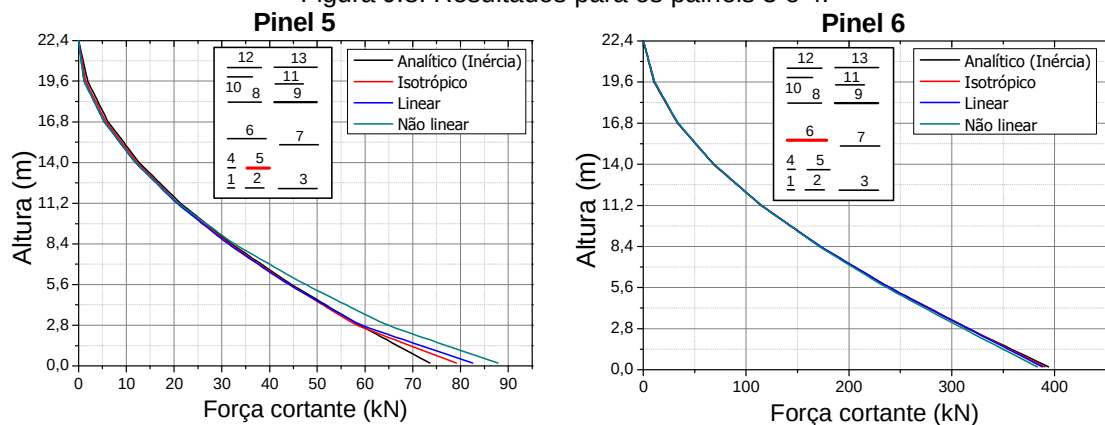


Figura J.9: Resultados para os painéis 5 e 6.

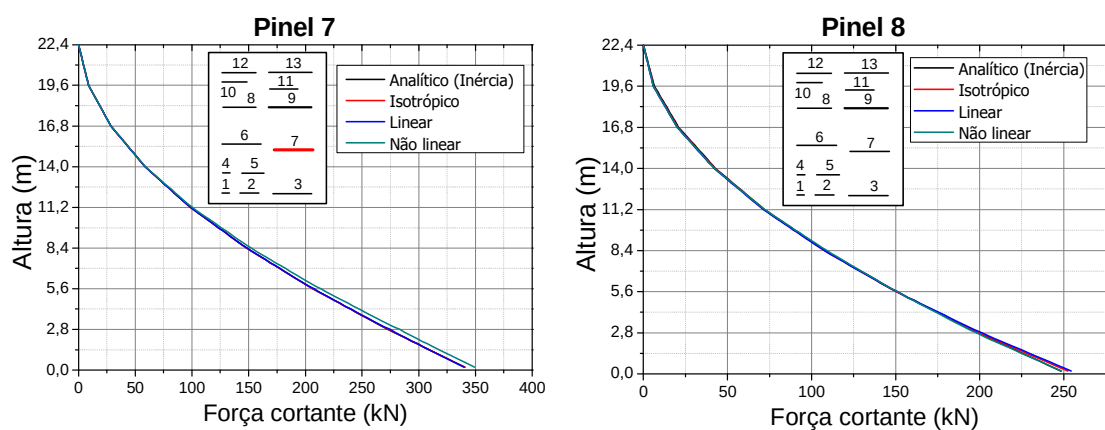


Figura J.10: Resultados para os painéis 7 e 8.

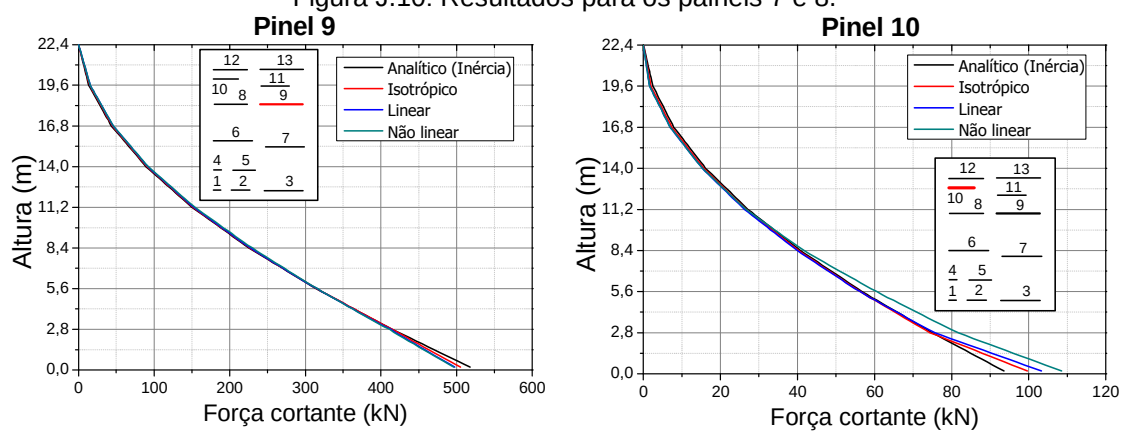


Figura J.11: Resultados para os painéis 9 e 10.

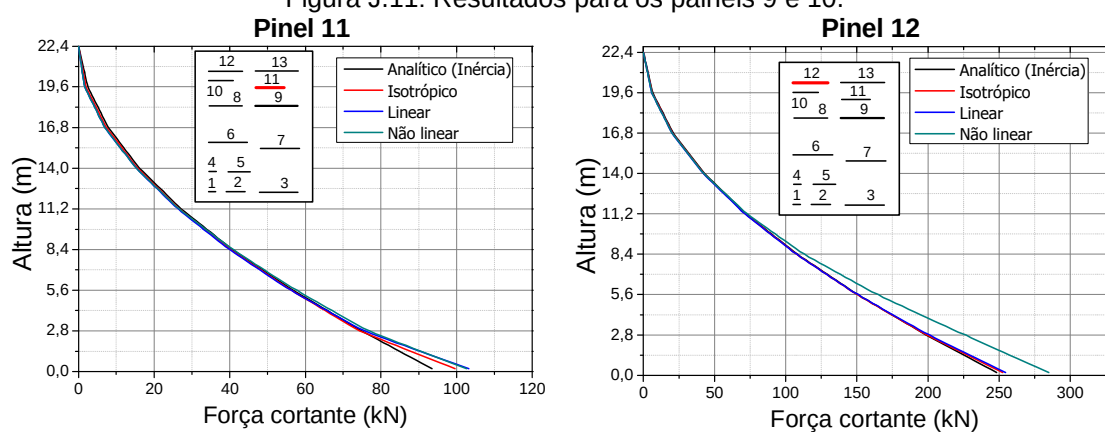


Figura J.12: Resultados para os painéis 11 e 12.