

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

ANÁLISE DE SISTEMAS MISTOS DE CONCRETO ARMADO E ALVENARIA

RAFAEL SANTOS DE MORAES

São Carlos - SP
2012

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

ANÁLISE DE SISTEMAS MISTOS DE CONCRETO ARMADO E ALVENARIA

RAFAEL SANTOS DE MORAES

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

Área de concentração:
Sistemas Construtivos de Edificações.

Orientador:
Prof. Dr. Sydney Furlan Junior

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

M827as

Moraes, Rafael Santos de.

Análise de sistemas mistos de concreto armado e alvenaria / Rafael Santos de Moraes. -- São Carlos : UFSCar, 2012.

173 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2012.

1. Alvenaria. 2. Análise numérica. 3. Dimensionamento. 4. Construção civil. I. Título.

CDD: 693.1 (20^a)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
Programa de Pós-Graduação em Construção Civil
Rod. Washington Luís, Km 235
13565-905 – São Carlos – SP
Fone: (16) 3351-8261 Fax (16) 3351-8262
e-mail: ppgciv@ufscar.br site: www.ppgciv.ufscar.br

“ANÁLISE DE SISTEMAS MISTOS DE CONCRETO ARMADO E ALVENARIA”

RAFAEL SANTOS DE MORAES

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em vinte e oito de fevereiro de 2012.

Banca Examinadora constituída pelos membros:

Prof. Dr. Sydney Furlan Junior

Departamento de Engenharia Civil/PPGCiv/UFSCar
Orientador

Prof. Dr. Flávio Barboza de Lima

Departamento de Engenharia Civil/Universidade Federal de Alagoas/UFAL
Examinador Externo

Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza

Departamento de Engenharia Civil/PPGCiv/UFSCar
Examinador Interno

Aos meus pais, Domingos e Maria, por toda dedicação dispensada para minha formação e pela constante presença na minha vida.

À minha avó, Almira, exemplo de vida e dedicação à família. Certamente, um presente de Deus.

AGRADECIMENTOS

À Deus, fonte de toda vida e sabedoria, por me guiar e me dar discernimento para superar os momentos difíceis. Certamente, sem a Sua presença não teria tido condições de realizar mais esta etapa.

À Universidade Federal de São Carlos através do Programa de Pós-Graduação em Construção Civil (PPGCiv), por me dar a oportunidade de concretizar este objetivo.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Sydney Furlan Junior, por ter me permitido compartilhar um pouco da sua experiência. Muito obrigado pela atenção, compreensão, respeito e, sobretudo, a confiança. Esteve presente ao longo de todo trabalho, dando sugestões, me corrigindo quando necessário, mas sempre permitindo a minha autonomia e respeitando as minhas decisões.

Ao Prof. Dr. Flávio Barboza de Lima e Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza pelas contribuições feitas na defesa.

Ao Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza e Prof. Dr. Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho, pelas contribuições, sugestões e correções feitas no exame de qualificação.

Aos Professores da Pós-Graduação, Alex Sander Clemente de Souza, Sydney Furlan Junior, Maria Aridenise Macena Fontenelle, Guilherme Aris Parsekian e Roberto Chust Carvalho, pela oportunidade de participar de suas disciplinas que, sem dúvida, contribuíram para minha formação.

À minha orientadora na graduação, Prof^a. Dr^a. Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho, por me direcionar na busca pela carreira acadêmica. Muito obrigado!

Aos meus pais, Domingos e Maria, por todo sacrifício e dedicação em prol da minha formação. Muito obrigado por tudo que já me fizeram e por estarem ao meu lado em mais esta jornada.

Aos meus irmãos, Eduardo e Elaine, por me incentivarem a buscar meus objetivos.

Em especial a minha avó Almira, por todo carinho e amor.

Ao meu sobrinho, Pedro Henrique, por me trazer alegria com a sua pureza de ser criança.

Aos meus familiares, por sempre me incentivarem nos estudos.

Aos colegas da Pós-Graduação, pela convivência.

À secretária do PPGCiv, Solange Damha, pela gentileza e disposição em nos ajudar.

À CAPES, pela bolsa concedida durante a pesquisa.

“A mim, a imagem dos meus pecados me comove muito mais que essa imagem do Cristo crucificado. Diante dessa imagem do Cristo crucificado eu sou levado a ensoberbecer-me por ver o preço pelo qual Deus me comprou. Diante da imagem dos meus pecados é que eu me apequeno por ver o preço pelo qual eu me vendi. Por ver que Deus me compra com todo o seu sangue, eu sou levado a pensar que eu sou muito, que eu valho muito. Mas quando noto que eu me vendo pelos nadas do mundo, aí eu vejo que eu sou nada. Eu valho nada”.

(Sermão do 4º domingo da Ascensão do Padre Antonio Vieira).

RESUMO

MORAES, R. S. **Análise de sistemas mistos de concreto armado e alvenaria**. 2012. 174 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

Este estudo tem como objetivo analisar, a partir de análises numéricas em elementos finitos, o comportamento de paredes de alvenaria de tijolos e blocos de vedação em conjunto com elementos estruturais de concreto armado, em situações em que alvenaria e concreto colaboram no suporte da edificação. As análises foram feitas com base em diagramas de tensões, onde foi possível observar os locais com concentração de tensões e sua forma de distribuição, e os parâmetros com influência no comportamento da estrutura. Nessas análises foram estudados vários parâmetros envolvidos nos sistemas mistos de concreto armado e alvenaria: o módulo de deformação longitudinal da alvenaria; a presença e dimensões de aberturas, vergas e contravergas, vigas e pilares; e modelos com vínculos ideais e encontro de paredes. Além disso, foi feito o pré-dimensionamento da estrutura de concreto e alvenaria. Os resultados das análises indicaram que a presença de elementos de concreto junto com a alvenaria resulta em uma distribuição mais uniforme das tensões, além de ter sido constatada uma redução de 50% nas tensões de compressão na base da parede para o modelo com pilares de concreto. Verificou-se também que no modelo completo, com pilares e viga, a viga apresenta um comportamento diferente de uma estrutura reticulada, indicando que a parede acaba lhe servindo como um apoio distribuído. No pré-dimensionamento, verificou-se que, na ausência de pilares e viga, a resistência requerida de prisma é compatível apenas para componentes estruturais. Já no caso da viga, além de se constatar a diferença entre os modelos de cálculo usados e o comportamento real da estrutura, esse elemento pode não apresentar a resistência e/ou segurança necessária para a hipótese de viga biapoiada para as condições que aqui foram admitidas. Sobre este estudo, é importante destacar que não se tem a pretensão de defender esse tipo de estrutura, e sim analisar como ela se comporta frente às ações.

Palavras-chave: Alvenaria. Análise numérica. Dimensionamento.

ABSTRACT

MORAES, R. S. **Analysis of composite systems of reinforced concrete and masonry.** 2012
174 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Programa de Pós-Graduação em
Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

This study has the aim to analyze, from numerical analysis in finite elements, the behavior of masonry walls of bricks and closing blocks together with structural elements of reinforced concrete, in situations in which masonry and concrete collaborate in the support of the building. The analysis were made based on the diagram of tensions, where it was possible to observe the places with concentration of tensions and their form of distribution, and the parameters with influence on the behavior of the structure. On this analysis, several parameters involved in the composite systems of reinforced concrete and masonry were studied: the modulus of longitudinal deformation of the masonry; the presence and dimension of cracks, lintels and sills, beams and pillars; and models with ideal ties and where the walls join. Besides this, preliminary design of the concrete structure and masonry was carried out. The results of the analysis indicated that the presence of concrete elements together with the masonry results in a more uniform distribution of the tensions, besides having been observed a reduction of 50% in the compression tensions at the bottom of the wall for the model with concrete pillars. It was also verified that in the complete model, with pillars and beams, the beam presents a different behavior from a reticulated structure, indicating that the wall ends up serving it as a distributed support. In the preliminary design, it was noted that, without pillars and beam, the required resistance of the prism is compatible only for structural components. But in the case of beam, besides observing the difference among the models of calculation used and the real behavior of the structure, this element may not present the resistance and/or necessary security for the hypothesis of simply supported beam for the conditions that were admitted here. Regarding this study, it is important to emphasize that there is no intention of defending this type of structure, but rather analyse how it behaves before the actions.

Key-words: Masonry. Numerical analysis. Right sizing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Delineamento das etapas do método de pesquisa.	27
Figura 2.1 - Uso de bloco cerâmico de vedação com função resistente.....	44
Figura 2.2 - Uso de tijolo maciço e bloco cerâmico de vedação com função resistente.	45
Figura 2.3 - Uso de tijolo maciço cerâmico em conjunto com elementos de concreto.....	45
Figura 3.1 - Estratégias para modelagem de estruturas de alvenaria: (a) amostra de uma estrutura de alvenaria (b) Micro-modelagem detalhada (c) Micro-modelagem simplificada (d) Macro-modelagem.....	48
Figura 3.2 - Comportamento da estrutura sob o estado plano de tensões.	50
Figura 3.3 - Definição das faces e conectividade dos nós.....	51
Figura 3.4 - Malha de elementos finitos em parede com abertura de janela, laje e canaleta grauteada.....	53
Figura 3.5 - Diagrama de tensão principal máxima em parede com abertura de janela com verga e contraverga com valores entre 0 MPa e 0,40 MPa ($\times 10^{-3}$) – SAP2000.....	55
Figura 3.6 - Diagrama de tensão principal máxima em parede com abertura de janela com verga e contraverga com valores entre 0 MPa e 0,40 MPa – ANSYS.	56
Figura 4.1 - Malha de elementos finitos em parede com abertura de janela com verga e contraverga de concreto, submetida a carregamento vertical e vinculada em sua base.	58
Figura 4.2 - Pontos para teste de convergência da malha.....	61
Figura 4.3 - Malha de elementos finitos: (a) malha 10x10cm (b) malha 5x5cm (c) malha 1x1cm.	62
Figura 4.4 - Geometria da parede, da abertura e dos reforços de concreto	63
Figura 4.5 - Diagrama de tensões principais (MPa $\times 10^{-3}$).....	64
Figura 4.6 - Tensões principais máximas e mínimas nos reforços: (a) verga (b) contraverga.	65
Figura 4.7 - Diagrama de tensões principais para alvenaria com módulo de deformação longitudinal $E=400.f_{pk}$ (MPa $\times 10^{-3}$).....	69
Figura 4.8 - Diagrama de tensões principais da Estrutura de referência (MPa $\times 10^{-3}$).....	70
Figura 4.9 - Geometria da parede e abertura	72
Figura 4.10 - Diagrama de tensões principais de parede com abertura de janela (MPa $\times 10^{-3}$).....	73

Figura 4.11 - Diagrama de tensões principais de parede com abertura de janela (Estrutura de referência) (MPa x 10 ⁻³).	74
Figura 4.12 - Geometria da parede com abertura de porta	75
Figura 4.13 - Diagrama de tensões principais máximas de parede com abertura de porta (MPa x 10 ⁻³).	76
Figura 4.14 - Diagrama de tensões principais da Estrutura de referência (MPa x 10 ⁻³).	77
Figura 4.15 - Diagrama de tensões principais mínimas de parede com abertura de porta (MPa x 10 ⁻³).	78
Figura 4.16 - Geometria da parede: Modelo sem reforços de concreto	80
Figura 4.17 - Diagrama de tensões principais de parede com abertura sem verga e contraverga (MPa x 10 ⁻³).	81
Figura 4.18 - Diagrama de tensões principais da Estrutura de referência (MPa x 10 ⁻³).	82
Figura 4.19 - Configuração da parede com reforços: (a) Reforços com 0,40m além da abertura (b) Reforços com a extensão da parede	84
Figura 4.20 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços excedendo a abertura em 0,40m (MPa x 10 ⁻³).	85
Figura 4.21 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços excedendo a abertura em 0,20m (Estrutura de referência) (MPa x 10 ⁻³).	86
Figura 4.22 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços de mesmo comprimento da parede (3,00m) (MPa x 10 ⁻³).	88
Figura 4.23 - Configuração da parede com reforços: (a) Reforços com h=0,20m (b) Reforços com h=0,05m (c) Reforços com h=0,02m	89
Figura 4.24 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços com altura de 0,20m (MPa x 10 ⁻³).	91
Figura 4.25 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços com altura de 0,10m (Estrutura de referência) (MPa x 10 ⁻³).	92
Figura 4.26 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços com altura de 0,05m (MPa x 10 ⁻³).	93
Figura 4.27 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços com altura de 0,02m (MPa x 10 ⁻³).	94
Figura 4.28 - Configuração da parede com pilares de concreto nas extremidades	98
Figura 4.29 - Diagrama de tensões principais para parede com pilares nas extremidades (MPa x 10 ⁻³).	99

Figura 4.30 - Diagrama de tensões principais para parede sem pilares (Estrutura de referência) (MPa x 10 ⁻³).	100
Figura 4.31 - Tensões principais máximas e mínimas na base do pilar.	101
Figura 4.32 - Configuração da parede com viga de concreto: (a) Viga com h=0,10m (b) viga com h=0,20m.....	103
Figura 4.33 - Diagrama de tensões principais em parede com viga com h=0,10m (MPa x 10 ⁻³).....	104
Figura 4.34 - Diagrama de tensões principais em parede sem viga (Estrutura de referência) (MPa x 10 ⁻³).....	105
Figura 4.35 - Dispersão de ações verticais.	105
Figura 4.36 - Diagrama de tensões principais em parede com viga com h=0,20m (MPa x 10 ⁻³).....	106
Figura 4.37 - Configuração da parede com viga e pilares de concreto: (a) viga com h=0,10m (b) viga com h=0,20m	108
Figura 4.38 - Diagrama de tensões principais em parede com pilar e viga com h=0,10m (MPa x 10 ⁻³).....	109
Figura 4.39 - Diagrama de tensões principais em parede sem viga e pilar (Estrutura de referência) (MPa x 10 ⁻³).	110
Figura 4.40 - Tensões principais máximas e mínimas no encontro entre viga e pilar.	111
Figura 4.41 - Diagrama de tensões principais em parede com pilar e viga com h=0,20m (MPa x 10 ⁻³).....	112
Figura 4.42 - Configuração da parede: (a) com travamento e (b) encontro de paredes	115
Figura 4.43 - Malha de elementos finitos do modelo com encontro de paredes.....	115
Figura 4.44 - Diagrama de tensões principais em parede com travamento lateral (MPa x 10 ⁻³).....	116
Figura 4.45 - Diagrama de tensões principais da Estrutura de referência (MPa x 10 ⁻³).....	117
Figura 4.46 - Diagrama de tensões principais máximas do modelo de encontro de paredes (MPa x 10 ⁻³).....	118
Figura 4.47 - Diagrama de tensões principais mínimas do modelo de encontro de paredes (MPa x 10 ⁻³).....	119
Figura 5.1 - Malha de elementos finitos para o sistema misto com abertura de janela, pilares, viga e verga e contraverga com 0,20m de altura.	126
Figura 5.2 - Configuração do sistema misto com verga e contraverga de: (a) concreto (b) argamassa.....	126

Figura 5.3 - Diagrama de tensões principais do sistema misto com verga e contraverga de concreto (MPa).	127
Figura 5.4 - Diagrama de tensões principais do sistema misto com verga e contraverga de argamassa (MPa x 10 ⁻³).	129
Figura 5.5 - Composição de carregamento na verga: (a) carga distribuída fora do triângulo de carga (b) carga distribuída dentro do triângulo de carga.	135
Figura 5.6 - Composição de carregamento na contraverga.	136
Figura 5.7 - Comportamento dos reforços de concreto: (a) verga (b) contraverga.	136

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Resultado da análise das malhas.	62
---	----

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Resistência mecânica dos componentes.....	36
Quadro 2.2 - Fator de eficiência para tijolos e blocos (parede-componente).	38
Quadro 2.3 - Resistência à compressão da argamassa e da alvenaria aos 28 dias.	40
Quadro 2.4 - Redução na resistência de prismas em função da espessura das juntas.....	41
Quadro 3.1 - Propriedades físicas empregadas nas análises.	54
Quadro 4.1 - Propriedades físicas empregadas nas análises	59
Quadro 4.2 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência.	66
Quadro 4.3 - Parâmetros de estudo.	67
Quadro 4.4 - Valores característicos da resistência à tração na flexão - f_{tk} (MPa).	81
Quadro 4.5 - Propriedades físicas da argamassa.	90
Quadro 5.1 - Propriedades físicas empregadas nas análises.	125

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 2.1 - Resistência da parede em função da resistência dos componentes.	34
Gráfico 4.1 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência.	67
Gráfico 4.2 - Deslocamento do painel na região da verga em função da variação do módulo de deformação longitudinal da alvenaria.	71
Gráfico 4.3 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e do modelo com $E=400.f_{pk}$	71
Gráfico 4.4 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e do modelo com abertura com 1,80m de largura.	74
Gráfico 4.5 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e do modelo com abertura de porta.	79
Gráfico 4.6 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e do modelo sem verga e contraverga.	83
Gráfico 4.7 - Deslocamento do painel na região da verga em função da consideração dos reforços.	83
Gráfico 4.8 - Deslocamento do painel na região da verga em função da variação de comprimento dos reforços.	87
Gráfico 4.9 - Envoltória de tensões dos diferentes modelos com variação de comprimento da verga e contraverga.	88
Gráfico 4.10 - Envoltória de tensões dos diferentes modelos com variação da altura da verga e contraverga.	96
Gráfico 4.11 - Deslocamento do painel na região da verga em função da variação de altura dos reforços.	96
Gráfico 4.12 - Deslocamento do painel na região da verga em função da presença dos pilares.	101
Gráfico 4.13 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e do modelo com pilares de concreto.	102
Gráfico 4.14 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e dos modelos com vigas de concreto.	107
Gráfico 4.15 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e dos modelos com vigas e pilares de concreto.	113

Gráfico 4.16 - Deslocamento do painel na região da verga em função da consideração dos pilares.	114
Gráfico 4.17 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e dos modelos com travamento e encontro de parede.	121
Gráfico 4.18 - Deslocamento do painel na região verga na Estrutura de referência e nos modelos com travamento e encontro de paredes.	121
Gráfico 5.1 - Envoltória de tensões para verga de concreto e argamassa do sistema misto..	130
Gráfico 5.2 - Deslocamento do painel na região da verga de concreto e argamassa no sistema misto.	131

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área bruta da seção transversal
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
A'_s	Área da seção da armadura longitudinal de compressão
E	Módulo de deformação longitudinal da alvenaria
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
E_s	Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva
I	Momento de inércia da seção
M_k	Momento fletor característico
M_d	Momento fletor de cálculo
$M_{d,mín}$	Momento fletor mínimo
N_{rd}	Força normal resistente de cálculo
P	Carga uniformemente distribuída
P_1	Carga uniformemente distribuída nas extremidades da contraverga
P_2	Carga uniformemente distribuída entre os apoios da contraverga
P_{total}	Carga concentrada total no pilar
R_v	Reação da verga
R_{viga}	Reação da viga
$S_{máx}$	Tensão principal máxima
$S_{mín}$	Tensão principal mínima
W_0	Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto relativo à fibra mais tracionada
b	Largura
b_w	Largura da alma de uma viga
d	Altura útil
e	Excentricidade
g	Ação permanente
g_{cv}	Peso próprio da contraverga
g_{laje}	Peso próprio da laje
g_{par}	Peso próprio da parede
g_{pilar}	Peso próprio do pilar
g_{viga}	Peso próprio da viga
g_{verga}	Peso próprio da verga

h	Altura
h_e	Altura efetiva
l	Comprimento/Vão
l_{ef}	Vão efetivo
t_e	Espessura efetiva
x	Altura da linha neutra
y_t	Distância da linha neutra à fibra mais tracionada
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
$f_{ct,m}$	Resistência média à tração do concreto
$f_{ctk,inf}$	Resistência característica inferior do concreto à tração
$f_{ctk,sup}$	Resistência característica superior do concreto à tração
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento do aço de armadura passiva
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva
f_{st}	Resistência à tração do aço de armadura passiva
f_p	Resistência média à compressão do prisma
f_{pk}	Resistência característica de compressão simples do prisma
f_{bk}	Resistência característica à compressão do componente
f_b	Resistência à compressão individual do componente
f_k	Resistência característica à compressão simples da alvenaria
f_d	Resistência à compressão de cálculo da alvenaria
γ	Peso específico
γ_f	Coefficiente de ponderação das ações
γ_m	Coefficiente de ponderação das resistências
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_s	Coefficiente de ponderação da resistência do aço
λ	Índice de esbeltez
η	Fator de eficiência
σ_{cd}	Tensão de compressão de cálculo no pilar
ϵ_c	Deformação específica do concreto
ϵ_s	Deformação específica do aço da armadura passiva
ϵ_y	Deformação específica de escoamento do aço
ϵ_{yd}	Deformação específica de escoamento de cálculo do aço
ν	Coefficiente de Poisson

$\rho_{\text{mín}}$ Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares

Φ Diâmetro das barras da armadura

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	Justificativa	25
1.2	Objetivos	25
1.2.1	Geral	25
1.2.2	Específicos	26
1.3	Método de Pesquisa	26
1.4	Estrutura do trabalho	29
2	ALVENARIA	31
2.1	Alvenaria Estrutural	32
2.3	Resistência mecânica dos componentes	34
2.4	Junta de argamassa	39
2.5	Sistema misto	42
2.6	Síntese	46
3	MODELAGEM NUMÉRICA	47
3.1	Modelagem numérica de alvenarias	47
3.2	Características do elemento	49
3.3	Modelagem e calibração	52
3.4	Síntese	56
4	ANÁLISE PARAMÉTRICA	57
4.1	Considerações para análise	57
4.2	Definição da malha	61
4.3	Estrutura de referência	63
4.4	Parâmetros analisados	67
4.4.1	Módulo de deformação longitudinal da alvenaria (E)	68
4.4.2	Influência do tamanho da abertura de janela	72
4.4.3	Abertura de porta	75
4.4.4	Consideração de verga e contraverga de concreto	79
4.4.4.1	Extensão da verga e contraverga	84
4.4.4.2	Altura da verga e contraverga	89
4.4.5	Parede de alvenaria com pilares de concreto nas extremidades	97
4.4.6	Parede de alvenaria com vigas de concreto	102

4.4.7 Parede de alvenaria com viga e pilar	108
4.4.8 Travamento e encontro de paredes	114
4.5 Síntese.....	122
5 ANÁLISE ESTRUTURAL	124
5.1 Considerações para análise.....	124
5.2 Pré-dimensionamento	131
5.2.1 Considerações para o pré-dimensionamento da alvenaria.....	131
5.2.2 Considerações para o pré-dimensionamento dos elementos de concreto.....	134
5.2.3 Pré-dimensionamento da alvenaria à compressão simples.....	139
5.2.4 Pré-dimensionamento dos elementos de concreto.....	141
5.3 Síntese.....	146
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	148
REFERÊNCIAS	151
APÊNDICE A – Resultados da análise paramétrica.....	154
APÊNDICE B – Resultados da análise estrutural.....	172

1 INTRODUÇÃO

A utilização de alvenarias pelo homem na construção de habitações, templos e obras de arte ocorre há muito tempo. Esse material surgiu juntamente com as primeiras civilizações por volta dos anos 9000 a 7000 a.C como uma técnica de construção, empregando-se pedras e tijolos de barro seco ao sol ou cozido, e nas juntas o material ligante utilizado era a cal, o saibro, o barro, o betume e o gesso (LOURENÇO, 2002).

Essas obras, assim como as construções feitas até a década de 1950, eram feitas a partir da aplicação de regras de natureza empírica e do conhecimento adquirido ao longo dos anos, sendo as mesmas resultado do adequado empilhamento de tijolos e blocos com algum material ligante. Devido a esse desconhecimento das potencialidades e limitações do material, aliado à falta de códigos de projeto, as paredes eram excessivamente espessas, o que levava ao desperdício de espaço, material e tempo de construção (HENDRY; SINHA; DAVIES, 2004).

A possibilidade de utilizar esses componentes para desempenhar variadas funções, tais como o isolamento acústico e térmico dos ambientes, proteção contra a ação do fogo, vedação de espaços, e para promover a segurança, estanqueidade, e ainda podendo ser utilizados como a própria estrutura, fez da alvenaria, segundo Camacho¹ (1986 *apud* ANDOLFATO, 2006), um dos principais materiais de construção utilizados pelo homem até o final século XIX.

Quando os blocos e tijolos são aplicados nas construções e se constituem na própria estrutura, com a finalidade de resistir ações além do seu peso próprio, como a ação de lajes, cargas acidentais e, eventualmente, cargas provenientes de pavimentos superiores ou ação do vento, e são concebidas a partir de cálculos racionais com segurança pré-estabelecida, o sistema construtivo é denominado alvenaria estrutural. Diferentemente desse sistema, quando são empregados para resistir somente ao peso próprio da alvenaria da qual faz parte e de pequenas cargas de ocupação, como a fixação de prateleiras, denomina-se alvenaria de vedação.

¹ CAMACHO, J. S. **Alvenaria estrutural não armada**: parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes. 1986. 180 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1986.

O método construtivo empregado em edificações residenciais térreas e até mesmo assobradadas pode condicionar componentes de vedação (blocos cerâmicos) a serem solicitados por ações além do seu peso próprio. Tal fato ocorre em situações em que lajes são apoiadas diretamente sobre as paredes, ou quando essas servem como fôrma para a concretagem de vigas e ficam solidarizadas aos elementos estruturais de concreto. Neste caso, ainda que exista um arranjo completo da estrutura de concreto (viga e pilar), a sequência de execução e as dimensões reduzidas dessa estrutura resultam num sistema resistente misto, em que tanto a alvenaria como o concreto são responsáveis pelo suporte da edificação.

Mesmo se tratando de uma prática sem o respaldo das normas técnicas, segundo Noboa Filho (2007), é comum a utilização de paredes de alvenarias como suporte para vigas, fazendo com que aquele elemento vertical de vedação fique aderido à estrutura de concreto, caracterizando-se dessa forma em um sistema misto. A exemplo disso, Roque (2009) afirma que esse tipo de estrutura foi e tem sido empregado de forma intensa em vários empreendimentos na construção de unidades habitacionais de padrão popular, eventualmente viabilizadas com recursos públicos.

Além disso, o fato da NBR 15270-1:2005 – Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação – Terminologia e requisitos, estabelecer a largura mínima nominal do bloco em 9cm, e também por essa ser a dimensão usual no mercado, os elementos estruturais de concreto acabam tendo suas dimensões limitadas à do componente, ainda que a norma de concreto não permita essa largura em vigas e pilares.

Segundo a NBR 6118:2007 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, a largura mínima para vigas é de 12cm, podendo-se ainda em casos excepcionais reduzir esse valor para 10cm, desde que sejam respeitadas algumas condições que a própria norma estabelece. Quanto aos pilares, a sua seção transversal não deve apresentar dimensão inferior a 19cm, sendo possível em casos especiais reduzir esse valor ao mínimo absoluto de 12cm, desde que seja feita a multiplicação dos esforços finais de cálculo por um coeficiente de majoração adicional γ_n (estabelecido em função da menor dimensão do pilar). De qualquer modo, a seção transversal mínima do pilar deve ser de 360 cm².

Assim, mesmo nas situações em que é executada uma estrutura de concreto armado (vigas e/ou pilares), a largura desses elementos condicionada pela largura dos componentes cerâmicos não atende às exigências da norma de concreto. Essa situação pode acarretar em algumas patologias, como a fissuração da alvenaria, destacamento de

revestimentos, rompimento dos componentes por compressão excessiva, fissuração da alvenaria provocada pela deformação excessiva da estrutura de concreto, entre outras.

No que se refere aos componentes, a NBR 15270-1:2005 define no item 3.5 o bloco cerâmico de vedação como sendo um componente da alvenaria de vedação que possui furos prismáticos perpendiculares às faces que os contêm. É observado ainda por uma das notas desse mesmo item, que esses blocos constituem as alvenarias externas e internas que não tenham a função de resistir a cargas verticais além do peso da alvenaria da qual faz parte.

Embora seja enfatizado pela norma que esse bloco tenha a função apenas de vedação, esse componente tem sido indevidamente empregado em construções com a finalidade de absorver cargas verticais além do seu peso próprio, constituindo-se dessa maneira em uma alvenaria resistente (CAVALHEIRO, 1991). O autor ainda chama a atenção para o fato de que esses componentes e os tijolos maciços têm sido usados em vários estados do país não apenas com a finalidade de vedação, mas também para fins estruturais, sendo encontrados até mesmo em estruturas de até cinco pavimentos.

Cabe ainda registrar que a NBR 8545:1984 – Execução de alvenaria sem função estrutural de tijolos e blocos cerâmicos, traz a informação no item 4.1.16 de que em obras que não tenham a necessidade de uma estrutura em concreto armado, as lajes não poderão se apoiar diretamente sobre as paredes, sendo necessário nesses casos a construção de cintas de amarração sobre todas as paredes em que a laje se apóia. E, no item 4.4 da mesma norma, há uma recomendação para se evitar que vigas com grandes cargas concentradas nos apoios incidam diretamente sobre a parede, devendo-se prever nessas situações a construção de coxins de concreto para que haja a distribuição das cargas. Portanto, a partir desses itens pode-se chegar à conclusão de que as alvenarias que são definidas como sendo de vedação são muitas vezes solicitadas por ações além do seu peso próprio, como a ação de lajes, e até mesmo cargas concentradas, embora só sejam permitidas quando construídos elementos estruturais de concreto que garantam a distribuição dos carregamentos.

É nesse contexto que este trabalho se insere, tendo como objeto de estudo a análise do comportamento conjunto da alvenaria com elementos de concreto empregados em edificações térreas de padrão popular e médio, para mensurar através de análises numéricas a contribuição de cada elemento (alvenaria e concreto) no sistema resistente da edificação.

1.1 Justificativa

Em relação aos estudos sobre alvenarias, a maioria concentra as pesquisas no sistema construtivo em alvenaria estrutural, sendo poucos os trabalhos sobre tijolos maciços e os blocos cerâmico de vedação, e quando se trata do emprego conjunto desses componentes com elementos de concreto armado, ainda pouco se conhece.

Fica, portanto, caracterizada a importância de se pesquisar sobre a utilização de alvenarias constituídas por tijolos cerâmicos maciços e blocos cerâmicos de vedação em conjunto com elementos de concreto armado, por se tratar de uma prática construtiva intensamente empregada na construção de edificações residenciais de um ou dois pavimentos.

Quanto às pesquisas consultadas que trataram sobre o tema, as mesmas não fazem a modelagem numérica de paredes de alvenaria em conjunto com os elementos de concreto, levando-se em consideração a quantificação das solicitações nas paredes e nesses elementos, investigando a contribuição de cada um nesse tipo de estrutura, em que tanto a alvenaria como as vigas e pilares de concreto são responsáveis por absorverem as ações.

Diante disso, torna-se necessário e importante o desenvolvimento de estudos sobre o assunto, por se tratar de um sistema construtivo (sistema misto) pouco estudado pelo meio acadêmico, e também pelo fato de que a inadequação desse tipo de estrutura quanto a sua capacidade resistente poder comprometer a segurança.

1.2 Objetivos

1.2.1 Geral

Analisar o comportamento dos elementos de concreto (vigas e pilares) e de alvenaria (sistema misto) empregados em edificações térreas de padrão popular e médio, em situações em que elementos estruturais de concreto e alvenaria trabalham conjuntamente no sistema resistente da edificação.

Nesses casos, verifica-se a influência dos principais parâmetros da alvenaria e dos elementos de concreto na distribuição de tensões: o módulo de deformação longitudinal da alvenaria, abertura de porta e janela, presença e características da verga, contraverga, viga e de travamento. Com esses resultados é possível compreender de forma adequada o comportamento da estrutura e identificar os parâmetros mais importantes.

É oportuno comentar que não se tem a pretensão de defender esse tipo de construção, e sim investigar como esse tipo de estrutura se comporta frente às ações.

1.2.2 Específicos

Quantificar as solicitações nas paredes e nos eventuais elementos de concreto através de modelagem numérica.

Analisar as tensões na alvenaria e nos elementos de concreto e conceber o pré-dimensionamento sob a ótica das respectivas normas.

1.3 Método de Pesquisa

Para se atingir os objetivos propostos, o método de pesquisa adotado no trabalho foi dividido em quatro etapas:

Etapa 1 – Planejamento;

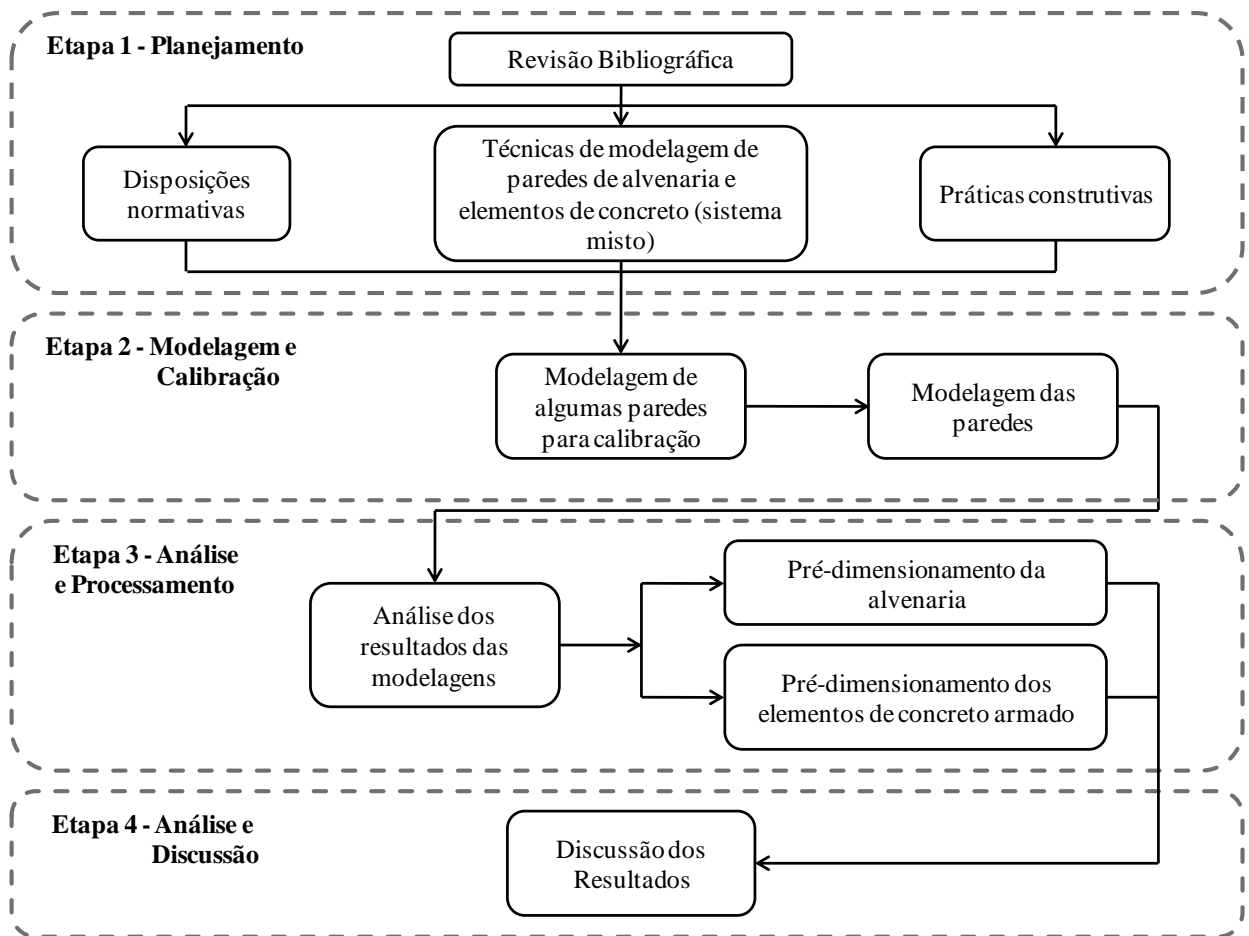
Etapa 2 – Modelagem e Calibração;

Etapa 3 – Análise e Processamento;

Etapa 4 – Análise e Discussão.

Essas etapas, assim como as atividades que são desenvolvidas em cada uma delas, estão apresentadas na Figura 1.1.

Figura 1.1 - Delineamento das etapas do método de pesquisa.



Fonte: Produção do próprio autor.

Etapa 1 – Planejamento

Esta etapa compreende o início da pesquisa através de uma revisão bibliográfica sobre o tema, buscando identificar as lacunas de conhecimento e a tipologia de edificação a ser estudada. Através dessa revisão foi detectada a importância desta pesquisa, assim como as práticas construtivas utilizadas, as disposições normativas e os estudos já realizados.

Em paralelo a esse levantamento bibliográfico, procedeu-se um estudo sobre os conceitos e técnicas de modelagem numérica de paredes de alvenaria e elementos de concreto no programa SAP2000. Para isso, utilizou-se do manual do programa e também de teses e dissertações que trabalharam com a modelagem aplicada em estruturas de alvenaria. Através dessa investigação, foi identificado no manual do programa e em trabalhos acadêmicos que as estruturas de alvenaria devem ser discretizadas através do elemento *SHELL* disponível na

biblioteca do software, pois esse é o elemento empregado para representar o comportamento de estruturas de pavimentos, paredes, tabuleiros de pontes, vigas e pilares. Além disso, identificou-se que diante dos objetivos deste trabalho e do enfoque dado nas análises das distribuições de tensões, a macro-modelagem atende às necessidades.

Etapa 2 – Modelagem e Calibração

Posteriormente a esses estudos, foram reproduzidas (calibragem) algumas paredes encontradas na literatura com o objetivo de garantir a confiabilidade dos resultados. Após essa etapa foram modeladas paredes de alvenaria representativas (dimensões, carregamentos, abertura, vergas e contravergas, vigas e pilares) das práticas construtivas empregadas nas edificações estudadas. Considerou-se nesses casos paredes com a presença de aberturas de janelas que se constituem no próprio sistema resistente da edificação, pois a laje se apóia diretamente sobre a parede; paredes em conjunto com vigas e pilares (sistema misto), mas com esses elementos com dimensões inferiores ao que a norma de concreto estabelece; parede com abertura de janela e sem reforços de verga e contraverga e parede com abertura e reforços. Também foram considerados modelos com abertura de porta e com travamento da parede através da inserção de vínculos ideais e de encontro entre paredes.

O objetivo de se analisar todos esses parâmetros foi investigar a influência de cada um na distribuição de tensões.

Quanto aos componentes estudados, tanto o tijolo cerâmico maciço como o bloco cerâmico de vedação são utilizados nas tipologias de edificações investigadas neste trabalho. Enquanto este último é geralmente aplicado em edificações residenciais de padrão popular, com vãos até 3,00m e 2,60m de pé direito, o tijolo normalmente é empregado em edificações de padrão médio, em que as dimensões das paredes e o pé direito são maiores, da ordem de 3,00m a 4,50m de extensão e pé direito de 2,80m.

Como na atual normalização de alvenaria estrutural os resultados de resistência de prisma e dos componentes são referidos à área bruta, isto é, a área total do componente sem descontar eventuais furos ou rebaixos, todas as análises numéricas são feitas para componentes maciços, não importando se é bloco ou tijolo. Deve-se ressaltar apenas que usualmente o tijolo possui maior resistência do que bloco. Portanto, quando considerado na análise um componente com resistência de prisma menor, o que se deseja é que esse modelo

represente o emprego de um bloco de vedação, embora essa também possa ser uma situação aplicável ao tijolo devido a sua variabilidade.

Na modelagem, no que diz respeito às ações, as paredes foram submetidas a carregamentos verticais condizentes com a tipologia de edificação em estudo, com a finalidade de investigar o comportamento das alvenarias e dos eventuais elementos de concreto (vigas e pilares).

Além disso, em função das simplificações que foram feitas para tornar possível o estudo dessas estruturas, não foram consideradas armaduras nos elementos estruturais de concreto. A inserção de armaduras ocorreu apenas na verga e contraverga nas análises do Capítulo 4. Nos demais modelos analisados, em nenhum desses reforços (verga e contraverga) a armadura foi considerada.

Etapa 3 – Análise e Processamento

Nessa etapa foi feita a análise das modelagens, quantificando-se as tensões nas paredes e no concreto (vigas, pilares, vergas e contravergas).

A partir dos resultados dessas análises procedeu-se o pré-dimensionamento das paredes e dos elementos de concreto, utilizando-se as normas de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos (fazendo-se os ajustes necessários) e a norma de concreto armado.

De posse desses resultados, avaliou-se a segurança desse sistema misto, mensurando a contribuição das paredes de alvenarias e dos elementos de concreto no suporte da estrutura.

Etapa 4 – Análise e Discussão

Nessa etapa foram apresentadas as considerações finais do trabalho, ressaltando-se aquelas observações que se mostraram mais importantes nos modelos analisados.

1.4 Estrutura do trabalho

Neste capítulo inicial são apresentadas informações sobre a prática usada na construção de edificações para fins residenciais, o contexto da pesquisa, a sua relevância e justificativa, a delimitação do problema e os objetivos.

No capítulo 2 é apresentada uma introdução sobre a construção de alvenaria, as suas origens e aplicações. Em seguida, faz-se uma contextualização do sistema construtivo em alvenaria estrutural e os tipos de estruturas de alvenaria. Dentro desse contexto da construção em alvenaria, são feitas considerações sobre os componentes cerâmicos, fatores de eficiência e a argamassa de assentamento. A partir dessas considerações, é apresentada a tipologia das edificações estudadas (universo de estudo), assim como a sua forma de execução.

No capítulo 3 são apresentadas as estratégias de modelagem das estruturas de alvenaria, as características do elemento usado nas análises numéricas, as hipóteses simplificadoras e a calibragem do programa através da repetição de uma parede de alvenaria encontrada na literatura.

No quarto capítulo é feita a análise de diversos parâmetros envolvidos no estudo das estruturas de alvenarias, como o módulo de deformação longitudinal da alvenaria, influência da abertura, presença e dimensões de vergas e contravergas, sistema misto (alvenaria em conjunto com estruturas de concreto), encontro de paredes e travamento e as considerações admitidas para a análise (tipo de análise, elemento utilizado, carregamento e simplificações quanto à análise).

No quinto capítulo são analisados mais dois modelos representativos das edificações estudadas: Num sistema misto (com viga e pilar), com abertura de janela, aumentou-se a solicitação e diminuiu-se a resistência do componente, investigando-se vergas e contravergas de concreto e de argamassa. A partir desses resultados é feito o pré-dimensionamento da alvenaria e do concreto, utilizando-se para esse cálculo as normas de alvenaria estrutural em bloco cerâmico e a norma de concreto.

No sexto capítulo são apresentadas as considerações finais do trabalho, as sugestões para trabalhos futuros e, por fim, têm-se as referências consultadas e os apêndices.

2 ALVENARIA

Segundo Pestana (1994), alvenaria é definida como arte ou profissão de pedreiro (alvenel), ou ainda, um conjunto de pedras naturais ou artificiais ligadas ou não por argamassa.

Em uma definição mais atual, entende-se por alvenaria como sendo um conjunto de peças justapostas coladas em sua interface por uma argamassa apropriada, capaz de formar um elemento vertical coeso (TAUIL; NESE, 2010).

Apesar da sua aplicação intensa e do seu uso acontecer há muito tempo nas construções, somente a partir do início do século XX, entre as décadas de 1920 e 1940 na Europa e Estados Unidos, que as estruturas de alvenarias passaram a ser estudadas com bases científicas e experimentação em laboratórios, submetendo essas estruturas aos mais variados tipos de esforços, o que deu fundamentação à teoria de projetar (BUSSAB; CURY, 1990).

As construções dessa época resultavam em estruturas com grandes dimensões, pois além do desconhecimento das propriedades mecânicas dos materiais empregados, essas obras eram concebidas através do conhecimento empírico e intuitivo dos projetistas, que eram capazes de compreender o comportamento da estrutura, e a partir disso, criar condições para que as cargas fossem transmitidas até as fundações.

Uma característica marcante das alvenarias é que por serem feitas de materiais de natureza pétreo, em geral, apresentam bom comportamento às solicitações de compressão, não ocorrendo o mesmo para as solicitações de tração, cisalhamento, flexão, e sendo as tensões de tração e cisalhamento responsáveis pela quase totalidade do surgimento de fissuras (THOMAZ, 1990).

O fato de esse material possuir boa capacidade resistente às solicitações de compressão não significa que ele não possa ser solicitado à tração ou cisalhamento, sendo que nos casos em que estas solicitações excedam a tensão resistente limite dos componentes, deve-se prever a colocação de materiais capazes de atender a essa necessidade.

2.1 Alvenaria Estrutural

Entende-se por alvenaria estrutural como sendo um sistema construtivo concebido por cálculos racionais e com segurança pré-estabelecida, em que as paredes constituídas por componentes estruturais cumprem tanto a função de vedação dos espaços como se constituem na própria estrutura. Essa estrutura em conjunto ou não com outros componentes, como o graute e armaduras, é capaz de resistir a uma combinação de solicitações (compressão, flexo-compressão, tração, tração na flexão e cisalhamento).

A escolha por esse sistema construtivo em construções residenciais e comerciais tem sido crescente. A possibilidade de economia com o uso de fôrmas, o aumento da racionalização por empregar elementos pré-moldados e a rapidez com que as obras são executadas, tem despertado o interesse das construtoras, projetistas e investidores, pois além desses aspectos, a construção em alvenaria estrutural tem se mostrado competitiva em relação às estruturas convencionais de concreto armado.

Utilizada pelos Estados Unidos desde o final do século XIX com a construção do Edifício Monadnock Building entre 1889 a 1891, e pela Suíça na década de 1950, com a construção de um edifício de 13 pavimentos e 42m de altura, foi somente a partir do final da década de 1960 que surgiram os primeiros edifícios construídos no Brasil em alvenaria estrutural. A partir dessas experiências várias outras construções foram projetadas utilizando a alvenaria estrutural como sistema construtivo, podendo-se citar como exemplo o condomínio Central Parque Lapa em 1972, e um pouco mais tarde, em 1977, a construção do edifício Muriti em São José dos Campos com 16 pavimentos (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Nessa época, embora as construções de alvenaria estrutural começassem a se espalhar por algumas regiões do país, ainda não se dispunha de norma técnica que tratasse sobre o assunto, sendo que para o projeto dessas obras era preciso recorrer a normas internacionais. Diante da necessidade de se regulamentar e estabelecer parâmetros adequados às necessidades das estruturas de alvenaria estrutural executadas aqui no Brasil, em meados da década de 1980 foram publicadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) as primeiras normas sobre o assunto, que tratam sobre a execução, controle de obras e ensaios de paredes. Ainda assim ficava faltando uma norma sobre projeto. Foi somente no final dessa década, mais precisamente em 1989, que foi publicada a NBR 10837 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, que se encontra cancelada e substituída pela NBR 15961-1:2011 – Alvenaria estrutural: blocos de concreto – projeto e NBR 15961-2:2011 –

Alvenaria estrutural: blocos de concreto – execução e controle de obras. A partir dessas iniciativas da ABNT, os projetos concebidos em alvenaria estrutural passaram a contar com um código normativo próprio, adequado à realidade brasileira.

Em relação aos tipos de estruturas em alvenaria estrutural, a NBR 15812-1:2010 – Alvenaria estrutural de blocos cerâmicos – Projetos, apresenta as seguintes definições:

1 – Elemento de alvenaria não armado: elemento de alvenaria no qual a armadura é desconsiderada para resistir aos esforços solicitantes;

2 – Elemento de alvenaria armado: elemento de alvenaria no qual são utilizadas armaduras passivas que são consideradas para resistência dos esforços solicitantes;

3 – Elemento de alvenaria protendido: elemento de alvenaria no qual são utilizadas armaduras ativas impondo uma pré-compressão antes do carregamento.

Esse último tipo de alvenaria, segundo Parsekian e Franco (2002), é viável quando se tem paredes sujeitas a esforços laterais, como a construção de edifícios submetidos a esforços de vento preponderante, muros de arrimo, reservatórios de água, dentre outras estruturas.

Mesmo havendo a possibilidade de se utilizar outros componentes, como os blocos sílico-calcários, em sistemas construtivos em alvenaria estrutural há somente duas normas de projeto: a NBR 15961-1:2011 que trata sobre dimensionamento com blocos vazados de concreto e a NBR 15812-1:2010 que trata sobre o dimensionamento com blocos cerâmicos. Ou seja, as normas disponíveis de projeto não contemplam todos os materiais possíveis de serem utilizados para essa finalidade.

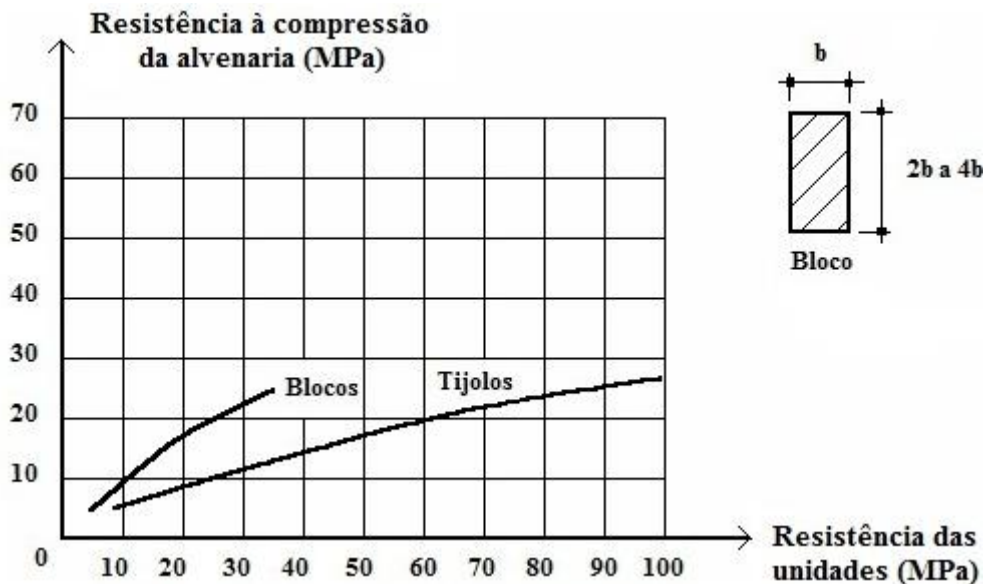
Como a alvenaria se constitui na reunião de alguns componentes, tais como os tijolos e blocos, junta de argamassa, e no caso da alvenaria estrutural acrescentam-se as armaduras e o graute, nos próximos itens serão feitas algumas considerações sobre o tijolo, bloco e a argamassa. Os outros dois componentes (armaduras e graute) não serão tratados, pois são aplicáveis em alvenaria estrutural e, portanto, fogem ao escopo das edificações objeto de estudo deste trabalho.

2.3 Resistência mecânica dos componentes

Das características dos componentes (tijolos e blocos), a sua resistência à compressão é reconhecida por ser a principal propriedade na definição da resistência à compressão da parede. Isso se torna compreensível ao se considerar que em uma parede de tijolos esses componentes representam aproximadamente 80,0% do seu volume (DUARTE, 1999).

Embora essa seja a principal característica na definição da resistência à compressão da parede, observa-se através do Gráfico 2.1 que não há uma relação linear entre o incremento de resistência dos componentes e o incremento de resistência da parede.

Gráfico 2.1 - Resistência da parede em função da resistência dos componentes.



Fonte: SUTHERLAND² (1981 *apud* CAMACHO, 1995).

Quanto à forma, eles podem ser classificados como maciços ou vazados. Tradicionalmente, segundo Drysdale e Hamid (2008), os componentes ou as unidades, como também são conhecidos, são denominados maciços quando possuem mais de 75,0% de sólidos, isto é, possuem um índice de vazios de no máximo 25,0%. Caso esse índice seja

² SUTHERLAND, R. J. M. Brick and block masonry in engineering. In: INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, 1., 1981, London. **Proceedings...** London: Institution of civil engineers, 1981. p. 31-63.

excedido, o componente é classificado como vazado. Para os componentes maciços dá-se o nome de tijolo e bloco para os vazados.

Como já comentado em parágrafos anteriores, os componentes podem ser classificados para fins de vedação ou estrutural. Os de vedação são aqueles que não têm a função de resistir a outras cargas verticais além do seu peso próprio ou de pequenas cargas de ocupação, como a fixação de prateleiras, pias. Já os componentes estruturais são aqueles que têm a função de resistir cargas além do seu peso próprio, como por exemplo, a ação de outros pavimentos. Quando vazado, este componente deve ter seus furos obrigatoriamente dispostos na vertical. Isso ocorre, pois quando especificado em projeto, esses furos poderão ser preenchidos com graute e/ou armaduras para conferir a resistência necessária ao elemento³.

No caso dos tijolos maciços fabricados especificamente para uso em alvenaria estrutural, eles são destinados apenas para elementos de alvenaria não armados. Para essa situação, os componentes devem possuir uma resistência mínima à compressão (f_{bk}) de 3,00 MPa, valor duas vezes maior do que a resistência especificada para fins de vedação, Quadro 2.1.

A razão de ser especificado que os blocos com furos horizontais devem ser aplicáveis apenas em alvenarias de vedação, e que na alvenaria estrutural os blocos obrigatoriamente terão que ter seus furos dispostos na vertical, segundo Duarte (1999), está relacionada às diferenças entre aos mecanismos de ruptura desses componentes. No caso dos blocos e tijolos com furos horizontais, o colapso pode ocorrer sem qualquer evidência prévia que possa ser visualizada, como a formação de fissuras. Essa condição (que permite identificar se o colapso está para ocorrer) é necessária para qualquer material estrutural. Já nos tijolos maciços e blocos com furos verticais essa condição é atendida, com a formação de fissuras que antecedem a sua ruptura.

Tal fato foi observado por Noboa Filho (2007) em seu trabalho. Nos ensaios de prismas de blocos cerâmicos com furos na horizontal foi percebida uma ruptura brusca, com poucos sinais externos de fissuras. Já nos prismas de tijolos maciços, foi observado o surgimento de fissuras na face transversal dos prismas.

³ Entende-se por elemento, segundo a NBR 15812-1:2010, como sendo parte da estrutura suficientemente elaborada constituída da reunião de dois ou mais componentes.

Segundo essa norma, o componente é definido como a menor parte constituinte dos elementos da estrutura. Os principais são: bloco, junta de argamassa, graute e armadura.

Quanto às resistências para os componentes cerâmicos aplicáveis à vedação e para fins estruturais eles devem obedecer aos limites mínimos indicados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Resistência mecânica dos componentes.

Forma	Descrição	Resistência à compressão (MPa)
Tijolo maciço cerâmico (NBR 7170:1983)	Tijolos maciços comuns classificados em três categorias (A, B e C) conforme sua resistência à compressão	$A \geq 1,50$
		$B \geq 2,50$
		$C \geq 4,00$
Tijolos cerâmicos para alvenaria de vedação e estrutural (ABNT:2011)	Tijolos maciços ou perfurados com furos na horizontal para uso em alvenaria de vedação	$f_b \geq 1,50$
	Tijolos maciços ou perfurados com furos na vertical para uso em alvenaria estrutural	$f_{bk} \geq 3,00$
Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação (NBR 15270-1:2005)	Blocos para uso em alvenaria de vedação com furos na horizontal	$f_b \geq 1,50$
	Blocos para uso em alvenaria de vedação com furos na vertical	$f_{bk} \geq 3,00$
Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural (NBR 15270-2:2005)	Blocos para uso em alvenaria estrutural com furos na vertical	$f_{bk} \geq 3,00$

Fonte: NBR 7170:1983; ABNT:2011; NBR 15270-1:2005; NBR 15270-2:2005.

Sobre essas resistências, deve ser ressaltado que está previsto o cancelamento e a substituição da NBR 7170:1983. Conforme indicado no Quadro 2.1, apenas duas resistências para o tijolo maciço serão preconizadas. Uma para uso em vedação, que deve possuir resistência mínima de 1,50 MPa e outra para fins estruturais, com resistência característica à compressão maior ou igual a 3,00 MPa.

A incorporação desse componente como sendo aplicável em alvenaria estrutural representa um avanço, já que as obras que fazem o seu uso para essa finalidade passam a ter o respaldo de norma. No entanto, é importante lembrar que a simples aplicação

de um componente para fins estruturais em uma estrutura não se configura em uma alvenaria estrutural, já que para se conceber esse sistema construtivo são feitos cálculos racionais, empregam-se coeficientes de segurança e há um controle dos materiais empregados.

Em relação à resistência da parede, idealmente a forma de se avaliar a sua resistência à compressão seria através da realização de ensaios em escala real, já que na verdade são construídas paredes. Entretanto, esses ensaios possuem como inconvenientes o seu custo e a necessidade de equipamentos mais complexos. Por outro lado, o uso de apenas componentes para se prever a resistência da parede também não é representativo, já que na estrutura real estão presentes outros materiais, como as juntas de argamassa. Assim, o ensaio realizado para estimar a resistência à compressão de paredes é feito normalmente através do rompimento de prismas, que é um corpo de prova obtido pela superposição de componentes unidos por juntas de argamassa. Esse é o método adotado pela NBR 15812-1:2010, que trata sobre o dimensionamento de alvenaria estrutural com blocos cerâmicos e pela NBR 15961-1:2011, que trata sobre o dimensionamento de alvenaria estrutural com blocos de concreto. Para ambas as normas, a resistência característica à compressão simples da alvenaria (f_k) é tomada como 70,0% da resistência característica de compressão simples do prisma (f_{pk}).

Tal fato de se admitir que a resistência da parede (f_k) corresponde a 70,0% da resistência de prisma (f_{pk}) advém de um amplo conjunto de ensaios já realizados no Brasil que indicaram uma relação de resistência parede-prisma, tanto para blocos de concreto como para blocos cerâmicos, igual a $0,70 = \frac{f_k}{f_{pk}}$ (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Da mesma forma que há uma correlação entre a resistência da parede (f_k) e a resistência de prisma (f_{pk}), há também uma relação entre a resistência da parede e a resistência do componente (f_{bk}), denominada fator de eficiência⁴ – $\eta = \frac{f_k}{f_{bk}}$, embora nesse caso os valores obtidos sejam bastante variáveis para cada uma das características analisadas, como espessura de junta, resistência do componente, tipo de material (concreto ou cerâmico) e mão de obra. No Quadro 2.2 estão indicados alguns valores de eficiência (parede-componente) segundo

⁴ O fator de eficiência (FE) exprime a relação entre a resistência à compressão da parede e a resistência à compressão do componente – $\eta = \frac{f_k}{f_{bk}}$

resultados de vários autores.

Outra possibilidade de previsão da resistência à compressão da parede (f_k) é através do uso da resistência do componente (f_{bk}). Esse método é utilizado por normas internacionais, como a BS 5628, que nem se refere a prismas (RAMALHO; CORRÊA, 2003). Os autores afirmam que se trata de um procedimento bom, mas chamam a atenção para o fato de se ter uma falta de uniformidade para os componentes produzidos em diferentes regiões do país. Seria preciso uma boa padronização dos componentes para que o número de ensaios necessários para se fazer essa estimativa fosse razoável.

Embora essa afirmativa esteja relacionada a blocos de concreto ou blocos cerâmicos estruturais, é possível extrapolar essa ideia para os componentes tratados neste trabalho. Segundo Cavalheiro (1991), uma palavra que pode caracterizar um dos principais atributos dos tijolos e blocos cerâmicos de vedação é a palavra variabilidade.

Quadro 2.2 - Fator de eficiência para tijolos e blocos (parede-componente).

Componente	Fator de eficiência	Fonte
Tijolo cerâmico	0,25 a 0,50	Sahlin ⁵ (1971 <i>apud</i> CAMACHO, 1995)
	0,10 a 0,40	Monk Jr. ⁶ (1967 <i>apud</i> CAMACHO, 1995)
	0,17 a 0,28	Prudêncio Jr. ⁷ (1986 <i>apud</i> CAMACHO, 1995)
Bloco cerâmico	0,16 a 0,39	Gomes ⁸ (1984 <i>apud</i> CAMACHO, 1995)
	0,11 a 0,13	Muller ⁹ (1989 <i>apud</i> CAMACHO, 1995)

Fonte: CAMACHO, 1995.

⁵ SAHLIN, S. **Structural Masonry**. Englewood Cliffs - New Jersey: Prentice-Hall, 1971. 289 p.

⁶ MONK Jr., C. B. **A historical survey and analysis of the compressive strength of brick masonry**. Geneva: Structural Clay Products Research Foundation, 1967. 19 p.

⁷ PRUDÊNCIO Jr., L. R. **Resistência à compressão da alvenaria e correlação entre a resistência de unidades, prismas e paredes**. 1986. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1986.

⁸ GOMES, N. S. **A resistência das paredes de alvenaria**. 1983. 190 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1983.

⁹ MULLER, M. S. K. **Estudo das correlações entre resistência de paredes e prismas de alvenaria estrutural cerâmica não armada submetidos a esforços de compressão axial**. 1989. 246 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1989.

Sobre o fator de eficiência, vários pesquisadores como Camacho (1995), Duarte (1999) e Ramalho e Corrêa (2003) afirmam que ele normalmente diminui com o acréscimo de resistência do componente. Ou seja, o aumento da resistência dos componentes não resulta em incrementos proporcionais de resistência da alvenaria.

Isso ocorre devido ao aumento do número de juntas e da diferença entre a resistência à compressão dos componentes e da argamassa empregada (DUARTE, 1999).

2.4 Junta de argamassa

Parte dos materiais que compõem o elemento parede, a argamassa possui um importante papel na execução da alvenaria. É o material responsável por unir os diversos componentes de forma a constituir uma estrutura monolítica.

Além dessa função de ligação entre os componentes, a argamassa deve distribuir de forma uniforme as cargas atuantes na parede por toda a área resistente dos componentes, selar as juntas garantindo a estanqueidade da parede e absorver deformações naturais, como as de origem térmica e as de retração por secagem (CARASEK, 2010).

Quanto à sua contribuição para resistência à compressão da parede, a argamassa possui papel secundário. Como esse material ocupa um volume aproximado de 20,0% na parede, qualquer acréscimo na sua resistência à compressão apenas irá incidir sobre esse percentual de 20,0% do total da parede (DUARTE, 1999).

Resultados de ensaios realizados por Gomes¹⁰ (1983 *apud* RAMALHO; CORRÊA, 2003) corroboram com essa afirmativa. Ao variar a resistência da argamassa em torno de 135,0% para uma parede construída com blocos de 7,50 MPa, o autor obteve como aumento da resistência à compressão das paredes apenas 11,5%.

O mesmo se constata nos resultados apresentados no Quadro 2.3. Para um aumento de dez vezes na resistência à compressão da argamassa, obteve-se um acréscimo de apenas 80,0% na resistência à compressão da parede.

Embora esse parâmetro não tenha reflexos significativos na resistência à compressão da parede, o conhecimento da sua resistência média à compressão é de

¹⁰ GOMES, N. S. **A resistência das paredes de alvenaria**. 1983. 190 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1983.

fundamental importância para o projeto de estruturas em alvenaria estrutural, já que os limites de resistência à tração e ao cisalhamento são definidos em função dessa propriedade.

Quadro 2.3 - Resistência à compressão da argamassa e da alvenaria aos 28 dias.

Traço da argamassa (traço em volume)	Resistência à compressão da argamassa (MPa)	Resistência à compressão da alvenaria (MPa)
1:3	13,30	15,80
1:1:6	3,09	11,46
1:2:9	1,33	8,78

Fonte: DUARTE, 1999.

A partir desses resultados, fica claro que não há uma proporcionalidade linear entre o incremento de resistência da argamassa com o incremento de resistência à compressão da parede. Além disso, deve-se observar que argamassas ricas em cimento poderão causar problemas de trabalhabilidade, retração excessiva e fissuração.

Já a espessura da junta é apontada pelos pesquisadores como um fator que possui interferência direta na resistência à compressão da parede. Para cada acréscimo de 3,2mm na espessura da argamassa de assentamento, Sahlin¹¹ (1971 *apud* DUARTE, 1999) admite como razoável que a resistência à compressão da alvenaria diminua em 15,0%, e vice-versa.

Através do Quadro 2.4 é possível constatar esse efeito na redução de resistência do prisma. Observa-se que para uma junta reduzida (6,0mm) não houve nenhuma redução de resistência. No entanto, é importante destacar que juntas de pequena espessura podem não ser suficientes para acomodar possíveis imperfeições dos componentes, além do que, por uma falha na execução, isso poderia possibilitar o contato entre os componentes, o que levaria a uma concentração de tensões. Em contrapartida, é observado também que juntas de maior espessura conduzem a uma elevada redução de resistência. Para uma junta de 20,0mm há uma redução de 52,0% em relação ao prisma com juntas de 6,0mm.

¹¹ SAHLIN, S. **Structural Masonry**. Englewood Cliffs - New Jersey: Prentice-Hall, 1971. 289 p.

Essa redução de resistência decorre do fato de que com juntas mais espessas há uma diminuição do confinamento da argamassa. Além disso, como a argamassa é a parte mais fraca da alvenaria, ao aumentar a sua espessura também está se aumentando a sua proporção no volume da parede, e por consequência reduzindo a sua resistência à compressão.

Daí o fato das normas de alvenaria estrutural estabelecerem que as juntas de argamassa devem ter espessura igual a 10,0mm, exceto nas juntas da primeira fiada, onde se admite uma maior espessura a fim de se corrigir possíveis irregularidades no local do assentamento.

Quadro 2.4 - Redução na resistência de prismas em função da espessura das juntas.

Espessura da junta (mm)	Fator de redução
06	1,00
10	0,89
13	0,75
16	0,62
20	0,48

Fonte: Monk Jr.¹² (1967 *apud* CAMACHO, 1995).

Além dos parâmetros citados com influência na definição da resistência à compressão da parede, é fácil compreender que a qualidade da mão de obra também pode modificar o seu comportamento mecânico. Fatores como a garantia do prumo, o alinhamento dos componentes, o tempo de espera para o assentamento, o retempero e o tempo útil da argamassa, a uniformidade das espessuras das juntas, são dependentes da qualidade da mão de obra.

Gross, Dikkers e Grogan¹³ (1969 *apud* DUARTE, 1999) obtiveram resultados que indicam esse efeito. Os autores registraram uma redução de até 35,0% na resistência à

¹² MONK Jr., C. B. **A historical survey and analysis of the compressive strength of brick masonry.** Geneva: Structural Clay Products Research Foundation, 1967. 19 p.

¹³ GROSS, J. G.; DIKKERS, R. D.; GROGAN, J. C. **Recommended practice for engineered brick masonry.** McLean-Virginia: Structural Clay Products Institute, 1969.

compressão de paredes de tijolos maciços devido à falta de fiscalização na elevação da alvenaria, quando comparadas com paredes executadas em obras regularmente inspecionadas.

Sobre esse dado é importante destacar que ele serve apenas para ilustrar a importância de se fazer o acompanhamento do serviço de elevação das paredes, já que esse estudo tem como variável a habilidade do profissional.

Após serem apresentados os componentes que fazem parte das alvenarias, assim como os fatores que interferem na definição da sua resistência à compressão, no próximo item será apresentada a tipologia de obra investigada neste trabalho (universo de estudo).

2.5 Sistema misto

Na concepção deste trabalho entende-se por sistema misto as estruturas de alvenaria e concreto que, dada a sequência de execução e/ou as dimensões insuficientes dos elementos estruturais de concreto (vigas e/ou pilares), alvenaria e concreto trabalham conjuntamente no sistema resistente da edificação.

As edificações que são objeto de estudo deste trabalho são construções residenciais térreas de padrão popular e médio, executadas a partir de práticas construtivas que, em muitos casos, não possuem o respaldo das normas técnicas, pois empregam indevidamente componentes, como os blocos cerâmicos de vedação com função resistente, assim como o tijolo cerâmico maciço, embora no caso deste componente, na maioria dos casos, ele tenha resistência característica à compressão superior a 3,00 MPa ($f_{bk} \geq 3,0$ MPa), o que o caracteriza como estrutural segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2011) que trata sobre os requisitos mecânicos, dimensionais e físicos exigíveis para tijolos cerâmicos maciços usados para fins de vedação ou estrutural.

O fato de esses componentes serem empregados com funções estruturais resulta numa similaridade com o sistema construtivo em alvenaria estrutural, com a diferença marcante de que o projeto em alvenaria estrutural é feito através de cálculos racionais que levam em consideração coeficientes de segurança e empregam componentes fabricados especificamente para essa finalidade, ao passo que nessas obras a forma de se construir se alicerça em regras empíricas. Além disso, nessas construções também não são atendidos os requisitos de compatibilização entre o projeto de alvenaria e de instalações elétricas e

hidráulicas, não há o controle dos materiais empregados (blocos, tijolos, argamassas) nem a especificação da resistência mecânica dos componentes.

Quanto aos blocos de vedação, eles são impróprios para qualquer outra finalidade que não seja a de vedação, embora seja comum o seu emprego para fins estruturais. Alguns resultados de ensaios realizados por Noboa Filho (2007) mostram que apenas uma das amostras ensaiadas (11,5x14x24) apresentou resistência à compressão acima do limite mínimo estabelecido por norma, que é de 1,50 MPa. As demais amostras com dimensões de 9x19x19, 14x19x19 e 14x11,5x24cm apresentaram valores inferiores ao mínimo estabelecido por norma ($f_{bk} \geq 1,50$ MPa), o que os inviabiliza até mesmo para vedação. Já com relação ao tijolo maciço, o autor obteve maiores resistências à compressão do que a maior resistência prevista pela NBR 7170:1983 – Tijolo maciço cerâmico para alvenaria, que é de 4,00 MPa. Observa-se ainda em relação a esta norma (NBR 7170:1983) que está previsto o seu cancelamento e substituição. A nova norma, segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2011), prevê apenas duas classes de resistência para o tijolo, quais sejam: tijolos com resistência característica à compressão superior a 3,00 MPa (para uso em alvenaria estrutural), e tijolos com resistência superior a 1,50 MPa (para fins de vedação).

Em relação à aplicação desses componentes nas edificações, no caso das residências de padrão popular, normalmente são usados blocos cerâmicos de vedação de 8 furos com dimensões de 9x19x19cm ou blocos de 9 furos de 11,5x14x24cm, empregando a alvenaria como a própria estrutura ou em conjunto com elementos de concreto armado com a largura desses elementos limitada à largura dos componentes empregados. Já no caso das residências de médio padrão, é comum o uso de alvenarias de tijolos cerâmicos maciços como a própria estrutura ou em conjunto com vigas e pilares (sistema misto).

Quando há a presença de uma estrutura de concreto armado (vigas e/ou pilares), as seções desses elementos normalmente são menores que o limite estabelecido pela norma de concreto, devido à largura dos próprios componentes. Além disso, a concretagem de vigas diretamente sobre as paredes acaba transferindo para este elemento vertical as ações que atuam sobre a viga pela sua deformação.

Bussab e Cury (1990) ainda registram que numa estrutura reticulada de concreto armado, quando as paredes são executadas após os elementos de concreto, elas podem ser encunhadas na interface com esses elementos (faces inferiores das vigas ou lajes) através da aplicação de blocos cerâmicos ou tijolos maciços assentados inclinados. Os autores

salientam que quando se tiver dúvida sobre a rigidez do elemento estrutural acima da parede, não se deve executar o encunhamento para que não haja a transferência de carga da viga ou da laje pelo efeito de flexão, devendo-se nesse caso prever a colocação de um material mais deformável nessa interface. Ou seja, dependendo a forma como foi executada a viga ou a laje, as alvenarias acabam sendo solicitadas pela deformação das estruturas de concreto.

A seguir, são apresentados alguns exemplos que retratam a prática construtiva comentada anteriormente. Na Figura 2.1 são ilustradas as edificações de padrão popular, e que normalmente fazem uso de blocos cerâmicos de vedação para fins estruturais. É observado na Figura 2.1 (a) que a laje se apóia diretamente sobre a parede, sem a presença de um elemento estrutural de concreto que distribua de maneira uniforme o carregamento ao longo de sua extensão. Nesse caso, a alvenaria é responsável pela sustentação da edificação.

Figura 2.1 - Uso de bloco cerâmico de vedação com função resistente.



Fonte: Produção do próprio autor.

Na Figura 2.1 (b) mostra-se uma residência também construída com blocos cerâmicos, tendo como fundação um radier. Observa-se que na altura do peitoril, assim como acima das aberturas, foi assentada uma fiada de tijolo maciço com o intuito de que a mesma trabalhe como sendo uma verga e contraverga. Nessa edificação não há elementos de concreto, sendo os carregamentos absorvidos unicamente pela própria alvenaria.

Na Figura 2.2 são apresentados dois exemplos do emprego de tijolos cerâmicos maciços, em que a laje se apóia diretamente sobre a parede, não havendo a presença de uma estrutura de concreto. A utilização desse componente é comum em edificações de médio padrão.

Figura 2.2 - Uso de tijolo maciço e bloco cerâmico de vedação com função resistente.



Fonte: Produção do próprio autor.

Na Figura 2.3 (a) é mostrada uma estrutura com elementos de concreto em conjunto com a alvenaria. Nota-se, neste caso, que a viga de concreto se apóia diretamente sobre a parede de tijolos, constituindo essa estrutura em um sistema misto. Observa-se também que a largura da viga foi limitada à dimensão do tijolo (9cm).

Figura 2.3 - Uso de tijolo maciço cerâmico em conjunto com elementos de concreto.



Fonte: Produção do próprio autor.

Na Figura 2.3 (b) observa-se que, além da laje estar apoiada diretamente sobre as paredes de tijolos, o pilar teve sua largura limitada à largura do componente, que no caso é de 9cm. Essa é uma das situações analisadas no Capítulo 4, parede com pilares de concreto nas suas laterais.

2.6 Síntese

De uma forma geral, pôde-se constatar os principais fatores que influenciam na definição da resistência à compressão das paredes. Foi discutido que o principal parâmetro na sua definição é a resistência do componente, já que ele representa grande parte do volume das paredes.

Ficou claro também que a espessura da junta deve respeitar certos limites, pois o seu aumento pode acarretar em reduções consideráveis de resistência da parede. Paredes com espessuras de juntas maiores conduzem a um maior consumo de material e uma redução de resistência da parede.

Um outro fator a ser analisado é o da mão de obra, pois como se constatou, esse também possui influência na definição da resistência da parede. Essa variável deve ser analisada caso a caso, pois essa é uma característica que depende da habilidade do profissional.

Além dessas considerações foi apresentada a tipologia de obra (sistema misto) investigada neste trabalho, a forma como a estrutura é executada e as suas consequências na estrutura de concreto.

3 MODELAGEM NUMÉRICA

A aplicação de análises numéricas no estudo das estruturas tem sido cada vez mais crescente. A possibilidade de se investigar o comportamento de estruturas complexas, grandes, como é o caso de paredes de alvenaria, em um tempo menor do que o despendido na realização de ensaios é uma das vantagens. Mesmo assim, a realização de experimentos é de fundamental importância para a validação dos resultados e dos comportamentos observados nessas análises.

Como na maioria das vezes essas análises são feitas em estruturas em que os resultados são desconhecidos, normalmente, uma das etapas quando se faz o seu uso é a repetição ou a reprodução de modelos já estudados por outros autores, em que as respostas do problema são conhecidas. Essa etapa consiste em uma calibragem.

Dessa forma, neste capítulo são apresentadas algumas considerações importantes para uma análise numérica em elementos finitos, como a definição do elemento adequado, as hipóteses admitidas nas análises, o tipo de modelagem adotada e também a calibração do programa através da repetição de um modelo feito por outro autor.

Deve-se destacar que essa calibração foi feita a partir da repetição de um modelo em alvenaria estrutural, sendo que a extrapolação para este trabalho foi feita através da adoção das características próprias dos componentes aqui investigados (tijolos maciços e blocos cerâmicos de vedação).

3.1 Modelagem numérica de alvenarias

Tendo em vista o uso disseminado das alvenarias, seja com a função de vedação ou como estrutural (sistema construtivo em alvenaria estrutural), é compreensível que o interesse por conhecer o seu comportamento seja grande. Obviamente que esses esforços têm sido, em grande parte, voltados para o tratamento da alvenaria estrutural, já que nesse sistema construtivo os componentes empregados se constituem na própria estrutura da edificação.

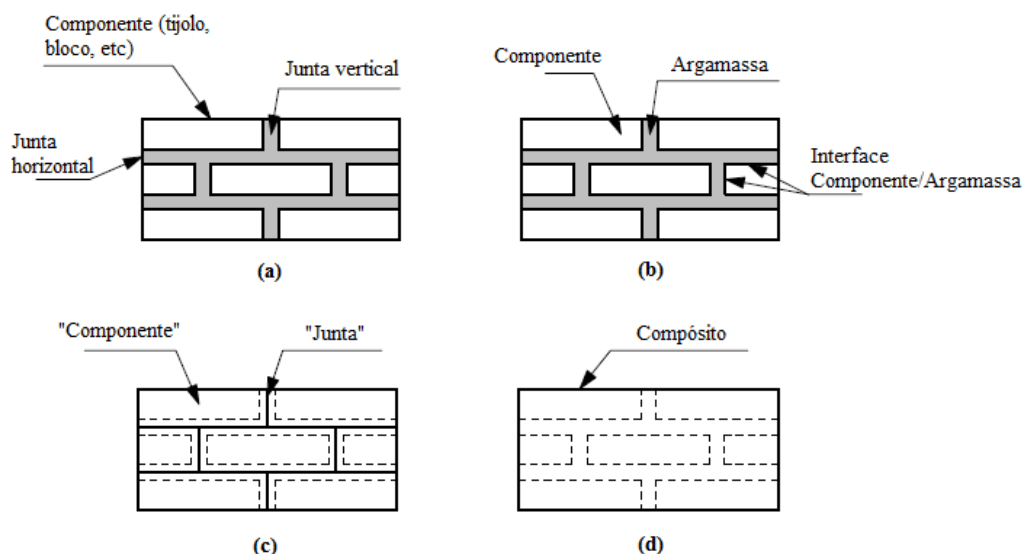
Além de se utilizar para essa investigação ensaios de paredes, prismas, componentes e de alguns edifícios em escala real, também tem sido recorrente o uso de análises numéricas em elementos finitos. Através desse procedimento aproximado é possível

analisar estruturas complexas que dificilmente poderiam ser tratadas de forma analítica, e também simular situações variadas de carregamento, vinculações da estrutura, material constituinte, dimensões dos componentes (tijolos e blocos), não linearidades, entre outros aspectos. Além disso, essas análises têm sido usadas com o objetivo de prever possíveis comportamentos na análise experimental, de tal forma que quando esse for ensaiado possa ser instrumentado de maneira adequada, ou extrapolar as análises a partir da comparação com os resultados de experimentos.

Contudo, para o uso dessas análises é necessário a aplicação de algumas técnicas de discretização que estão diretamente ligadas com o tipo de estrutura, de análise, as simplificações e os objetivos da análise.

Segundo Lourenço (1996), a modelagem de alvenarias pode ser classificada em três tipos básicos: micro-modelagem detalhada, micro-modelagem simplificada e a macro-modelagem, Figura 3.1. Uma análise mais minuciosa, denominada micro-modelagem detalhada, consiste na discretização isolada das juntas e componentes. Nesse caso os componentes e as juntas são modelados por elementos contínuos, enquanto que a interface com a argamassa é representada por elementos descontínuos. Esse tipo de modelagem permite levar em consideração as propriedades físicas tanto das juntas como dos componentes (módulo de deformação, coeficiente de Poisson e, opcionalmente, suas propriedades inelásticas).

Figura 3.1 - Estratégias para modelagem de estruturas de alvenaria: (a) amostra de uma estrutura de alvenaria (b) Micro-modelagem detalhada (c) Micro-modelagem simplificada (d) Macro-modelagem.



Fonte: Adaptada de LOURENÇO, 1996.

Na micro-modelagem simplificada são utilizados elementos contínuos para os componentes e elementos descontínuos para a interface, sendo considerada a alvenaria como um grupo de unidades elásticas, de modo que toda não linearidade é atribuída às juntas.

Uma outra possibilidade de modelagem das alvenarias é a macro-modelagem, que consiste em considerar uma porção de alvenaria por um único elemento finito contínuo. É adotado um material homogêneo e um único elemento contínuo capaz de representar o comportamento médio da alvenaria.

Em relação aos tipos de modelagens, o autor salienta que não é possível afirmar qual é a mais vantajosa, pois cada uma delas possui vantagens e desvantagens e variadas possibilidades de aplicação. A escolha de qual modelagem vai ser utilizada no estudo depende do que vai ser analisado.

Acrescenta-se ainda em relação aos tipos de modelagens que as micro-modelagens são aplicáveis em detalhes ou em elementos estruturais de pequenas dimensões, nos casos em que a interação entre os componentes e as juntas condiciona a resposta. Já no caso dos macro-modelos, eles são empregados em painéis grandes e quando um comportamento local pode ser desconsiderado. Além disso, este tipo de modelagem é mais prática por empregar uma malha mais simples, e também por demandar um menor tempo de processamento.

Diante dessas considerações e dos objetivos deste trabalho, será adotada a macro-modelagem em todas as análises numéricas.

3.2 Características do elemento

Uma das etapas mais importantes em uma análise numérica em elementos finitos consiste na escolha do elemento que irá representar a estrutura. Dentre os vários elementos normalmente disponíveis nas bibliotecas dos programas, deve-se escolher aquele elemento que representa o comportamento da estrutura a ser analisada. Essa seleção, muitas vezes, não é feita de forma automática, devendo-se, inicialmente, selecionar alguns elementos com comportamentos compatíveis e, então, reproduzir estruturas que já foram analisadas por outros autores e fazer a comparação entre os resultados. A partir dessas simulações e identificada a precisão entre os modelos, parte-se para as análises.

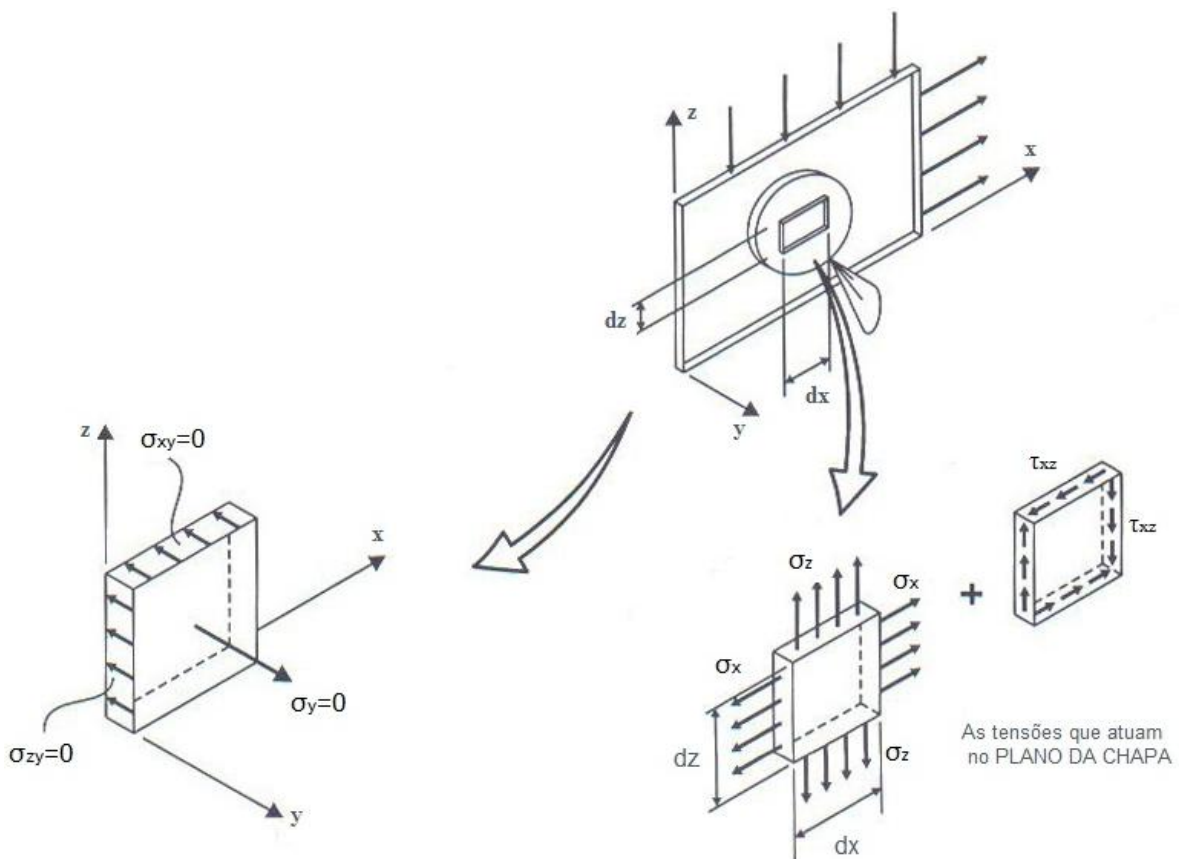
No caso deste trabalho, esse processo de escolha foi feito a partir do manual do programa e de teses e dissertações que já utilizaram o SAP2000 em análises de estruturas de

alvenaria e concreto. Assim, para representar o comportamento físico da alvenaria e dos elementos de concreto será utilizado o elemento *SHELL* (elemento de casca) disponível na biblioteca do programa, pois segundo o manual do usuário, esse é o elemento empregado para modelar estruturas de pavimentos, paredes, tabuleiros de pontes, vigas e pilares.

Esse elemento de casca, segundo Soriano (2003), é um sólido que se caracteriza por possuir a espessura muito menor do que as dimensões de sua superfície média e por se submeter aos efeitos de flexão e membrana. O efeito de flexão apresentado é semelhante ao de placa e o efeito de membrana se refere a deformações da superfície média da casca nessa mesma superfície.

Nesse elemento, por ser a espessura muito menor do que as outras duas dimensões, é usual considerar nula a componente de tensão normal transversal. As tensões que atuam na direção perpendicular ao plano da parede, eixo Y, são desconsideradas e, segundo a nomenclatura adotada pelo programa, se resumem em duas tensões normais S11 e S22 e uma tensão de cisalhamento S12, atuando todas no plano XZ, Figura 3.2

Figura 3.2 - Comportamento da estrutura sob o estado plano de tensões.

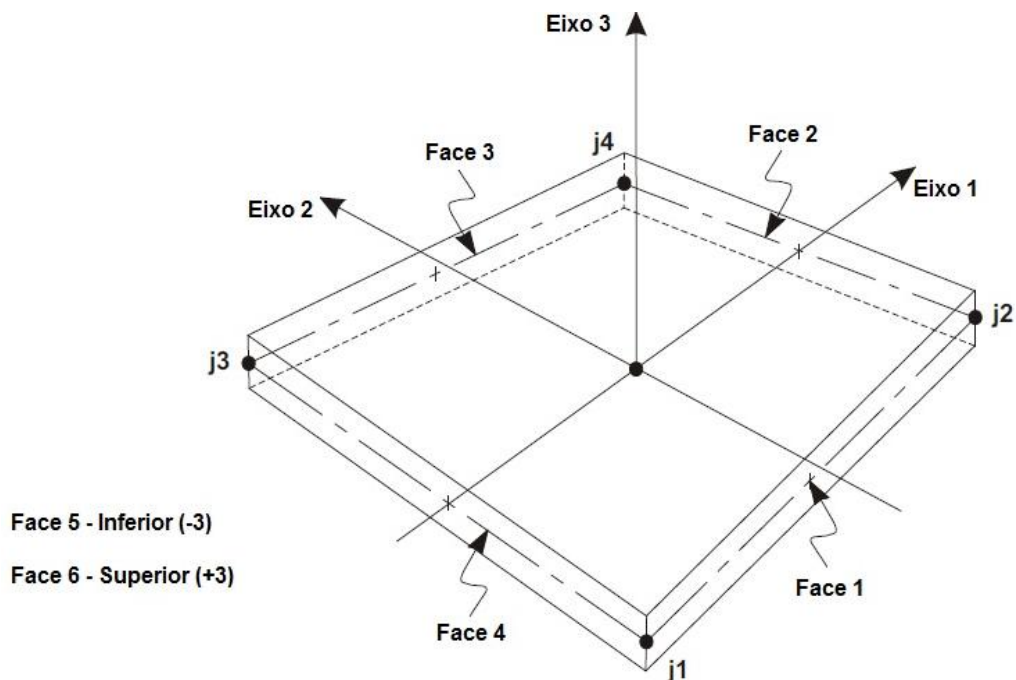


Fonte: Adaptada de ALVES FILHO, 2011.

Em todos os modelos analisados neste trabalho as vergas, contravergas, vigas, pilares e a alvenaria são discretizados por elementos de área *SHELL* quadrangulares com quatro nós (j_1 , j_2 , j_3 e j_4) e 6 graus de liberdade por nó, Figura 3.3. A diferenciação entre eles é feita através da atribuição das propriedades físicas com que cada um é constituído, ou seja, nos trechos em que há verga, contraverga, viga e pilar utilizam-se as propriedades do concreto. O mesmo é feito para a parede atribuindo-se as características da alvenaria.

Embora os elementos estruturais de concreto e a verga e contraverga pudessem ser discretizados por elementos lineares, elemento *FRAME*, não se escolheu essa alternativa, pois a comparação de resultados entre a alvenaria e o concreto se tornou difícil, já que os resultados no elemento linear são dados em forças e momentos fletores e no elemento de área são obtidas tensões. É oportuno comentar que alguns modelos foram discretizados considerando o uso do elemento *FRAME*, mas em virtude dessa dificuldade de comparação do grau de tensões na alvenaria e no concreto, esse modelo foi abandonado.

Figura 3.3 - Definição das faces e conectividade dos nós.



Fonte: Adaptada de SAP2000, 2005.

Quanto ao tipo de análise adotada, neste trabalho os materiais são considerados como elásticos lineares e isotrópicos. Essas simplificações, segundo Savassi (2000), são necessárias a fim de tornar as estruturas tratáveis de tal forma a se obter um modelo idealizado no qual seja possível conseguir a resposta.

Em razão do tipo de análise (análise linear), não são consideradas armaduras nos elementos estruturais de concreto (vigas e pilares). Deve-se observar que alguns modelos de vigas foram estudados com a presença de armadura, mas em virtude da análise adotada, as distribuições de tensões e os deslocamentos ficaram praticamente inalterados em relação ao modelo sem armadura.

Quanto a sua consideração na verga e contra-verga, salienta-se que, assim como nos elementos de concreto, não se observou nenhuma mudança significativa devido a sua presença, motivo pelo qual optou-se por mantê-la na análise paramétrica (Capítulo 4). Nas demais análises deste trabalho a armadura não é considerada.

Sobre isso, deve-se salientar que em uma análise em regime linear a consideração de armadura normalmente não é necessária, embora seja essencial em uma análise não linear (SAP2000, 2005).

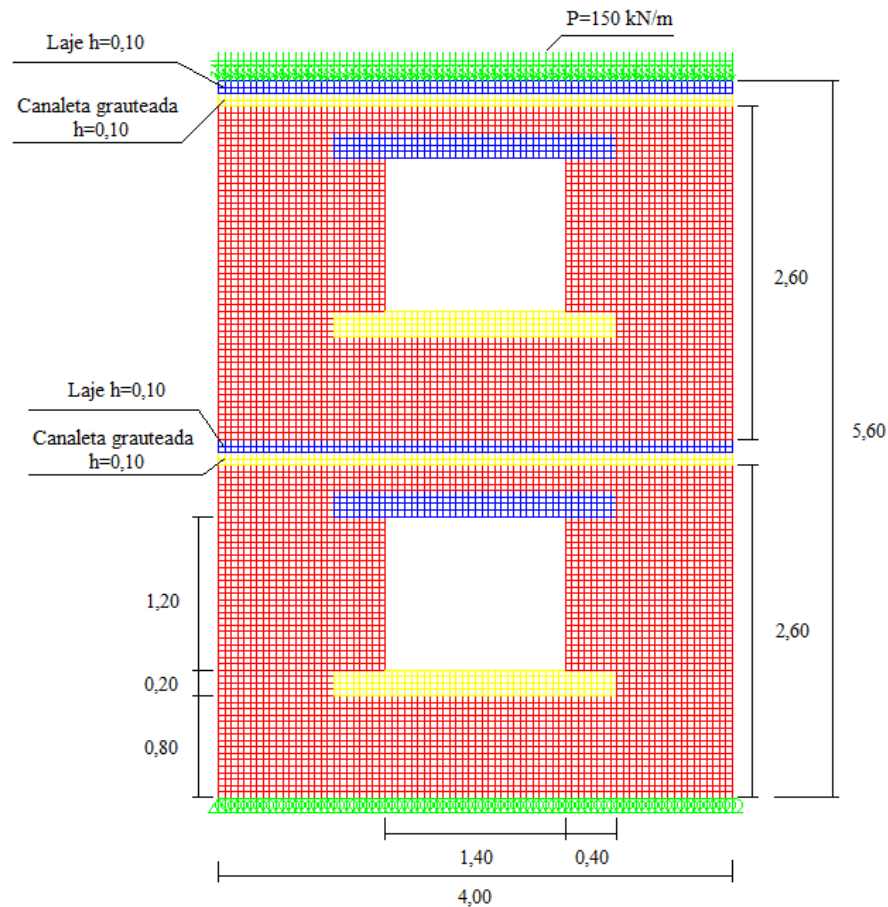
Para se considerar a armadura nas seções de concreto foram estudadas duas hipóteses, quais sejam: a atribuição de armadura através da modificação das propriedades físicas dos elementos e a inserção através de uma camada (*layered section*) no interior das seções de concreto. Em relação a essas alternativas, a primeira se mostra menos realista, pois dessa forma se considera uma área de armadura muito maior do que acontece na prática. Isso ocorre, pois as seções definidas como alvenaria passam a ser de armadura. Já a segunda alternativa permite considerar a real quantidade de armadura. Nas análises do Capítulo 4 a consideração de armadura na verga e contra-verga foi feita através deste modelo (*layered section*).

3.3 Modelagem e calibração

Após serem definidos os parâmetros (elemento, tipo de análise, tipo de modelagem e as hipóteses simplificadoras) da análise numérica, partiu-se para a modelagem de uma estrutura de alvenaria cujo resultado numérico é conhecido. Para essa análise foi usado o trabalho de Sampaio (2010).

A Figura 3.4 ilustra a malha utilizada e os detalhes da parede estudada.

Figura 3.4 - Malha de elementos finitos em parede com abertura de janela, laje e canaleta grauteada (medidas em metro).



Fonte: Adaptada de SAMPAIO, 2010.

As análises feitas por Sampaio (2010) têm o objetivo de identificar os locais e as prováveis causas de fissuras em edifícios residenciais em alvenaria estrutural. Para isso, a autora estudou vários modelos com aberturas (portas e janelas), vergas e contravergas. Um dos modelos analisados é o que está ilustrado na Figura 3.4.

Embora nessa estrutura estejam representados dois pavimentos, a análise de resultados foi feita somente no pavimento inferior. O pavimento superior foi considerado pela autora, e reproduzido nesta análise, para se evitar possíveis perturbações na distribuição de tensões no pavimento analisado (inferior).

Para essas análises foi utilizada a técnica da macro-modelagem considerando-se a alvenaria como material isotrópico, homogêneo e elástico-linear. Nesses modelos foram utilizadas as propriedades físicas indicadas no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Propriedades físicas empregadas nas análises.

	Propriedade	Valor
ALVENARIA	Módulo de deformação longitudinal (E)	6 400 MPa
	Coeficiente de Poisson (ν)	0,20
GRAUTE	Módulo de deformação longitudinal (E)	22 400 MPa
	Coeficiente de Poisson (ν)	0,20
ALVENARIA GRAUTEADA	Módulo de deformação longitudinal (E)	14 400 MPa
	Coeficiente de Poisson (ν)	0,20
CONCRETO	Módulo de deformação longitudinal (E)	28 000 MPa
	Coeficiente de Poisson (ν)	0,20
AÇO	Módulo de elasticidade do aço (E_s)	205,0 GPa
	Coeficiente de Poisson (ν)	0,30

Nota:
1,0 MPa = 1 000 kN/m².

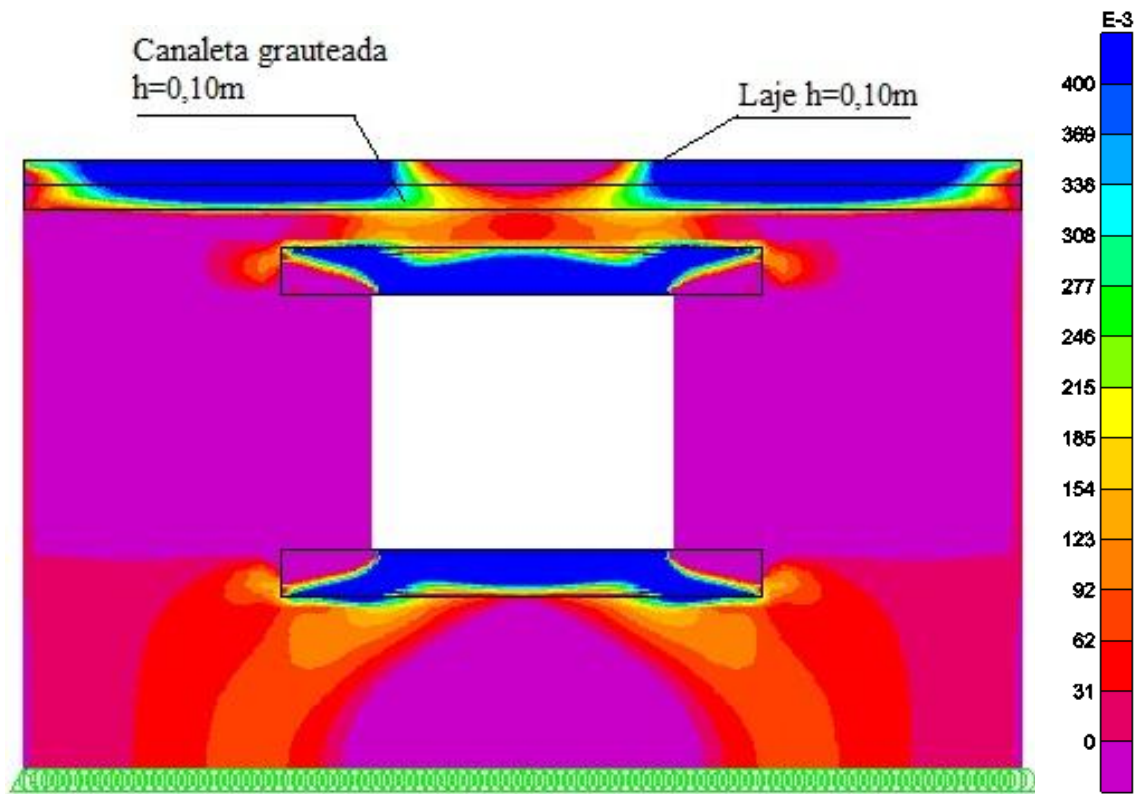
Fonte: SAMPAIO, 2010.

Dentre os modelos que foram reproduzidos do trabalho de Sampaio (2010), escolheu-se analisar a parede ilustrada na Figura 3.4. Na malha dessa estrutura foram considerados elementos *SHELL* quadriláteros com dimensões de 0,05x0,05m.

Em todas as seções de verga e contraverga a autora considera armadura, no entanto não indica a área atribuída. Dessa forma, admitiu-se que nesses reforços há uma área de armadura de 1,00cm², equivalente a duas barras de 8,0mm. Essa armadura foi escolhida por ser comum nesse tipo de reforço (verga e contraverga).

Os diagramas de tensões da estrutura estão ilustrados pelas Figura 3.5 e Figura 3.6. Em ambos, a envoltória de tensões varia de 0 (zero) MPa até 0,40 MPa para as tensões principais máximas (máximas tensões de tração ou a mínima de compressão).

Figura 3.5 – Diagrama de tensão principal máxima em parede com abertura de janela com verga e contra-verga com valores entre 0 MPa e 0,40 MPa ($\times 10^{-3}$) – SAP2000.



Fonte: SAP2000.

Comparando-se os resultados dos diagramas (Figura 3.5 e Figura 3.6) é possível constatar muitas semelhanças entre eles. Em ambos os casos a laje e a canaleta grauteada estão predominantemente tracionadas, com tensões máximas de 0,40 MPa. Apenas no meio desses elementos é que surgem tensões de compressão.

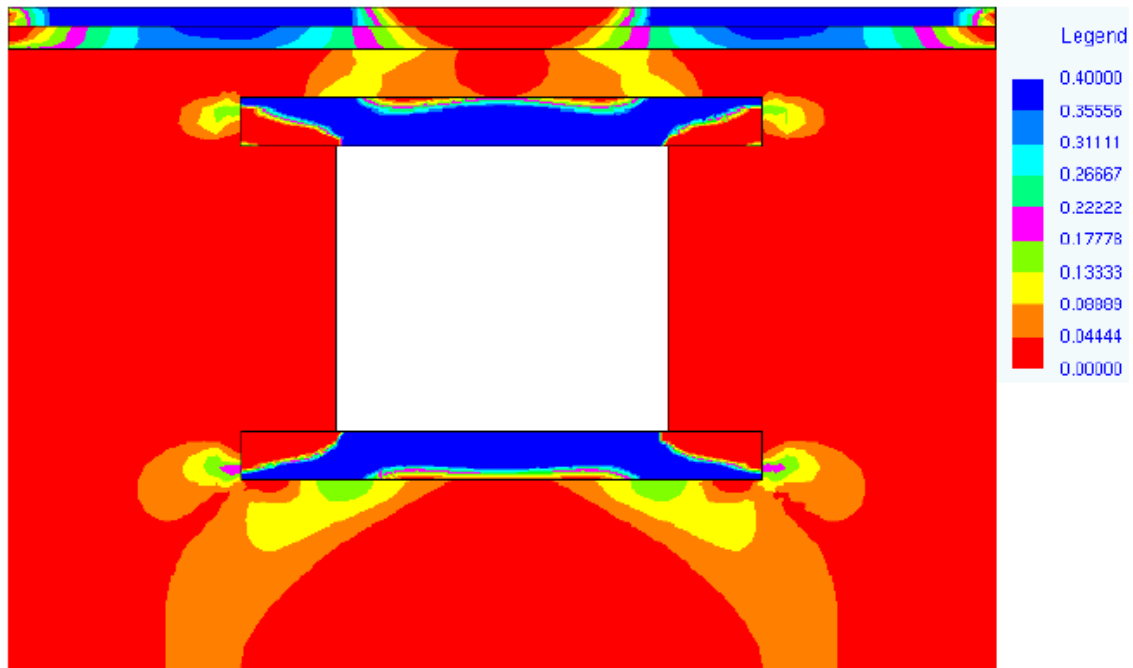
Acima da abertura há uma região de alvenaria com tensões de tração que variam de 0,031 MPa até 0,062 MPa. Para essa mesma região na Figura 3.6 são obtidos valores de 0 (zero) MPa até 0,044 MPa.

Em ambos os casos é observada a concentração de tensões nas extremidades da verga e contra-verga. Nas extremidades da verga são obtidas tensões de compressão em torno de 0,12 MPa.

Embora se perceba algumas mudanças abaixo da contra-verga, de uma forma geral os diagramas apresentam distribuições de tensões muito semelhantes. O mesmo se observou nos demais modelos que foram analisados.

Essas pequenas diferenças podem ser atribuídas aos programas usados na análise (SAP2000 e ANSYS) e a área de armadura considerada. A autora pode ter atribuído uma área de armadura diferente nas vergas e contraverga do que aqui foi admitido. Mesmo com essas diferenças, pode-se considerar que os resultados são satisfatórios.

Figura 3.6 – Diagrama de tensão principal máxima em parede com abertura de janela com verga e contraverga com valores entre 0 MPa e 0,40 MPa – ANSYS.



Fonte: SAMPAIO, 2010.

3.4 Síntese

Neste capítulo foram apresentados alguns aspectos importantes a serem considerados em uma análise numérica, como o tipo de análise (linear, não linear), a estratégia de modelagem (modelos de análise das estruturas de alvenaria), tipo de elemento e as hipóteses da análise.

Um outro ponto destacado foi a importância de se validar os modelos estudados através da repetição de estruturas já discutidas por outros autores. Através dessa reprodução foi constatado que os resultados obtidos são bem satisfatórios, tendo em vista as variáveis envolvidas (programa de análise, elementos e área de armadura considerada na verga e contraverga).

4 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Com a finalidade de analisar a influência de alguns parâmetros envolvidos no estudo das estruturas de alvenaria e definir as variáveis a serem utilizadas nas análises, apresentam-se neste capítulo algumas modelagens de paredes em que foi feita a variação do módulo de deformação longitudinal da alvenaria, da dimensão da abertura de janela, a consideração de abertura de porta, de verga e contraverga, o travamento da parede e a inserção de vigas e pilares em conjunto com a alvenaria (sistema misto). A partir desses resultados, é feita uma análise da interferência dessas variáveis na distribuição de tensões e fixadas as características que são utilizadas nos próximos modelos. Diante disso, procedeu-se com a modelagem de paredes de alvenaria submetidas a carregamento vertical no software SAP 2000.

Em todos os casos analisados são discretizados componentes cerâmicos maciços e é utilizada uma malha de elementos finitos quadrada de 1x1cm, por ser aquela que apresentou melhores resultados.

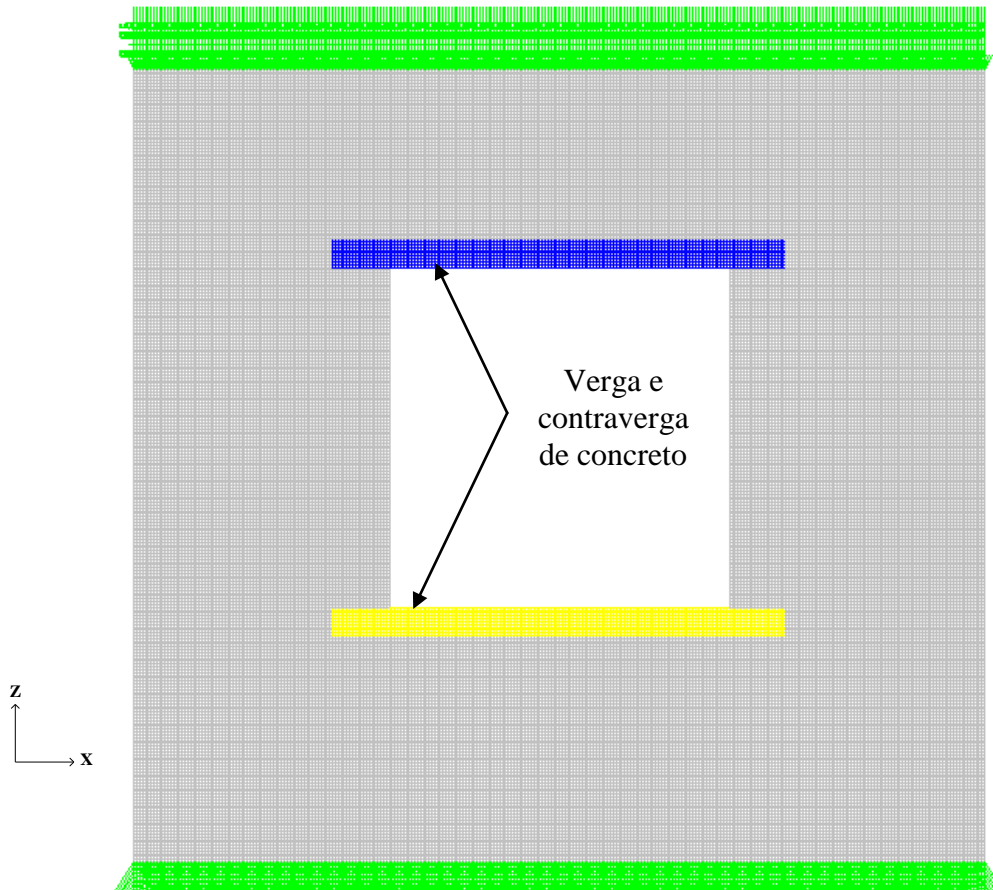
4.1 Considerações para análise

Como o objetivo das análises é avaliar a distribuição de tensões na alvenaria e nos elementos de concreto sob um aspecto global, optou-se por utilizar a técnica da macro-modelagem, isto é, não há diferença entre a discretização das juntas de argamassa e os componentes cerâmicos, pois a alvenaria é considerada como um material homogêneo.

Tendo em vista a quantidade de parâmetros analisados e a necessidade de comparar os resultados entre os diferentes modelos, tomou-se como estrutura de referência uma parede constituída por componentes cerâmicos maciços com dimensões e carregamento compatíveis com o tipo de edificação em estudo. Nesse modelo, admitiu-se a presença de uma abertura representativa de janela e que a parede está submetida a um carregamento vertical de 5,0 kN/m, sendo essa ação considerada através da inserção de cargas concentradas de igual intensidade nos nós dos elementos no topo da parede, como ilustra a Figura 4.1. Nota-se também nessa Figura 4.1 que, na parte superior e inferior da abertura, há a presença de verga e contraverga de concreto, e que a parede está vinculada em toda sua base com apoios que

impedem os deslocamentos nas três direções, deslocamento vertical (Z), o deslocamento horizontal (X) e o deslocamento perpendicular ao plano da parede em (Y).

Figura 4.1 - Malha de elementos finitos em parede com abertura de janela com verga e contraverga de concreto, submetida a carregamento vertical e vinculada em sua base.



Fonte: SAP2000.

O carregamento vertical adotado foi estimado admitindo-se uma laje nervurada unidirecional de vigotas pré-moldadas de forro com revestimento em sua face inferior e uma cobertura com estrutura de madeira e telhas cerâmicas. Além disso, considerou-se que a ação dessa laje é distribuída de igual forma apenas nas paredes perpendiculares às vigotas.

Em relação às vergas e contravergas, admitiu-se que em ambos os reforços há uma barra de 10,0mm ($A_s=0,785\text{cm}^2$) disposta ao longo de seus comprimentos. Ressalta-se ainda que essa armadura não foi dimensionada, pois se trata de uma armadura construtiva, representativa das práticas empregadas nas edificações objeto deste estudo.

As propriedades físicas dos materiais adotadas nos modelos numéricos encontram-se indicadas no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Propriedades físicas empregadas nas análises dos sistemas mistos.

	Propriedade	Valor
ALVENARIA	Resistência característica de compressão simples do prisma (f_{pk})	3,0 MPa
	Módulo de deformação longitudinal (E)	$400.f_{pk} = 1\ 200$ MPa
		$600.f_{pk} = 1\ 800$ MPa
	Coeficiente de Poisson (ν)	0,15
	Peso específico (γ)	$18,0\text{ kN/m}^3$
CONCRETO	Resistência característica à compressão do concreto (f_{ck})	20,0 MPa
	Módulo de elasticidade secante (E_{cs})	21,3 MPa
	Coeficiente de Poisson (ν)	0,20
	Peso específico (γ)	$25,0\text{ kN/m}^3$
AÇO	Resistência ao escoamento do aço (f_y)	500,0 MPa
	Módulo de elasticidade do aço (E_s)	210,0 GPa
	Coeficiente de Poisson (ν)	0,30
	Peso específico (γ)	$78,5\text{ kN/m}^3$

Nota:
1,0 MPa = 1 000 kN/m².

Fonte: Produção do próprio autor.

Dentre as propriedades indicadas no Quadro 4.1, deve-se fazer alguns comentários para os valores adotados para a resistência característica à compressão do prisma (f_{pk}) e do concreto (f_{ck}) e para o fator multiplicador usado para o cálculo do módulo de deformação longitudinal da alvenaria, $E=400.f_{pk}$. As demais propriedades não serão discutidas, pois se tratam de valores indicados pelas suas respectivas normas.

Resolveu-se adotar o valor da resistência à compressão do prisma de tijolo cerâmico maciço de 3,0 MPa, pois resultados de ensaios realizados por Noboa Filho (2007) indicaram valores médios de 3,15 MPa à 3,63 MPa. Nesses ensaios, o autor ainda tomou o cuidado de adquirir as amostras de forma aleatória, já que a variabilidade do processo de produção (queima e conformação) dos componentes e de suas dimensões podem resultar em

características diferentes de resistência. Sendo assim, adotou-se esse valor por se tratar de um número compatível com os resultados obtidos por esse autor.

Mesmo tendo sido adotado esse valor de 3,0 MPa, sabe-se da existência de dados na literatura com valores mais elevados. Cavalheiro (1991), por exemplo, obteve o valor de 9,76 MPa para a resistência à compressão média do tijolo, o que resulta em uma resistência de prisma próxima de 4,0 MPa para uma eficiência de 40,0%.

No caso da resistência à compressão do concreto, foi considerado o valor de 20 MPa por se tratar da mínima resistência permitida por norma, embora dada a forma como se executa a estrutura e como os materiais são preparados, não se possa assegurar esse valor.

Quanto ao fator multiplicador usado para o cálculo do módulo de deformação da alvenaria, o objetivo de reduzir o seu valor de 600, que é o valor estabelecido pela NBR 15812-1:2010 – Alvenaria estrutural de blocos cerâmicos - Projetos, para 400, é o de analisar a influência de um menor módulo na distribuição de tensões. Além dessa razão, dados de ensaios realizados por Grimm¹⁴ (1984 *apud* DRYSDALE; HAMID, 2008), indicam que esse fator pode variar de 390 a 444 para alvenaria cerâmica.

Antes de apresentar os diferentes modelos analisados, é conveniente fazer alguns comentários sobre os resultados, bem como a sua forma de apresentação. Em todos os casos, apresentam-se como resultados os diagramas de tensões principais máximas e mínimas. Para a distribuição de tensões principais máximas ($S_{máx}$), são obtidos os valores das máximas tensões de tração ou a mínima de compressão. Já no diagrama de tensões principais mínimas (S_{min}), apresentam-se as máximas tensões de compressão ou a mínima de tração. Deve-se observar também que todas as escalas de resultados emitidas pelo programa estão em MPa e, quando necessário, em alguns diagramas os seus valores devem ser divididos por 1000 para serem obtidos os reais valores das tensões.

Nos casos em que a estrutura em análise possui simetria, os diagramas de tensões principais máximas e mínimas serão colocados lado a lado para facilitar a compreensão dos resultados.

Ainda em relação aos resultados, no programa todos esses valores são emitidos

¹⁴ GRIMM, C. T. Elastic modulus of clay brick masonry. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON REINFORCED AND PRESTRESSED MASONRY, 1984, Scotland-UK. **Proceedings...** Scotland: University of Edinburgh, 1984. p. 225-252.

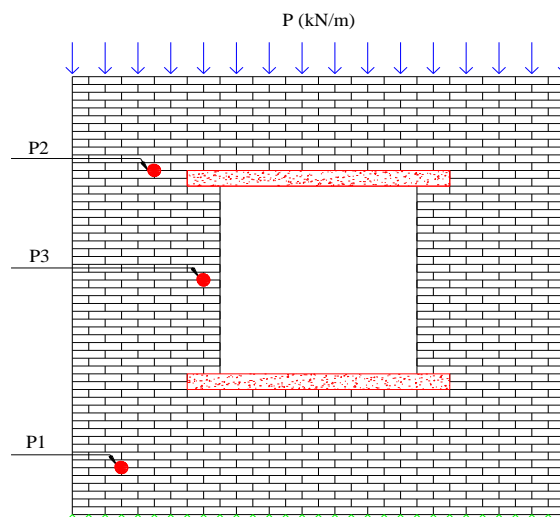
no plano médio da parede analisada e têm-se como convenção que os sinais negativos representam as tensões de compressão e os sinais positivos as tensões de tração. Em todas as análises, os resultados e as comparações feitas neste texto têm como base os resultados do programa e não das escalas de resultados dos diagramas. Isso foi feito dessa forma, pois, as escalas não são sensíveis a pequenas variações de valores.

Outro comentário importante a ser feito é com relação às regiões onde as tensões são analisadas. Como nos diagramas os valores das tensões variam ponto a ponto da distribuição, resolveu-se fazer essa análise em algumas regiões que são identificadas através de números. A escolha por essas regiões se deve ao fato de que são locais com tensões mais intensas, e no caso do dimensionamento da alvenaria, condicionariam a resistência do componente a ser empregado. Já no caso dos elementos de concreto, essas tensões são aferidas com a finalidade de se comparar com a resistência à compressão desse material.

4.2 Definição da malha

Após a escolha do elemento finito a ser utilizado para representar o comportamento físico da alvenaria, dos elementos de concreto e das hipóteses simplificadoras quanto ao comportamento do material (elástico linear e isótropo), tipo de modelagem adotada (macro-modelagem), ações (carregamento uniformemente distribuído atuando no topo da parede) e as condições de vinculação (restrições aos deslocamentos), partiu-se para a modelagem da estrutura indicada na Figura 4.2.

Figura 4.2 - Pontos para teste de convergência da malha.

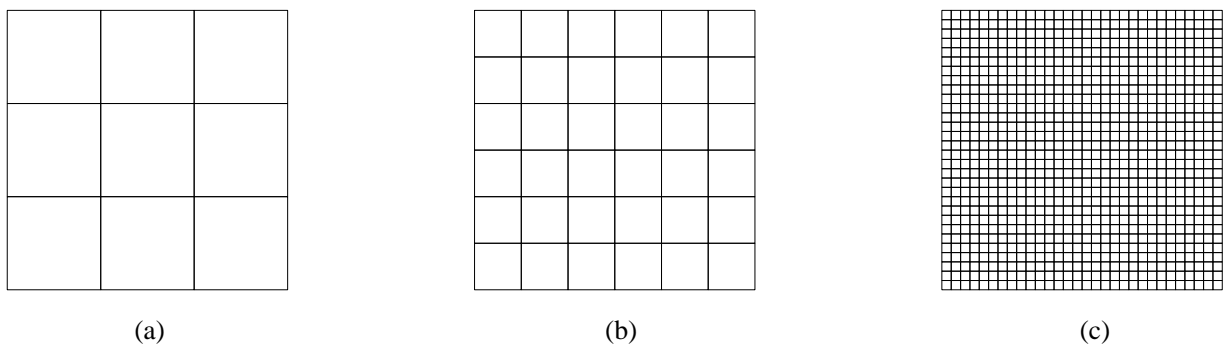


Fonte: Produção do próprio autor.

Inicialmente foi estudada a influência do tamanho da malha nos resultados. Para tanto, foram escolhidas três malhas quadradas com larguras de 1, 5 e 10cm, conforme ilustra a Figura 4.3.

Definidos os tamanhos das malhas a serem investigadas, tomou-se como ponto de aferição das tensões principais máximas e mínimas e dos deslocamentos os três pontos (P1, P2 e P3) indicados na Figura 4.2, e cujos valores encontram-se na Tabela 4.1.

Figura 4.3 - Malha de elementos finitos: (a) malha 10x10cm (b) malha 5x5cm (c) malha 1x1cm.



Fonte: Produção do próprio autor.

Tabela 4.1 - Resultado da análise das malhas.

	Ponto	Deslocamento vertical (cm)	Tensão principal máxima (MPa)	Tensão principal mínima (MPa)	Diferença relativa em relação à malha de menor refinamento (10x10cm)		
					Deslocamento vertical	Tensão principal máxima	Tensão principal mínima
Malha 10x10 (cm)	P1	-0,002880	0,00093	-0,12983
	P2	-0,014661	0,00802	-0,09400
	P3	-0,010449	-0,00124	-0,17942
Malha 5x5 (cm)	P1	-0,002889	0,00089	-0,13010	0,31%	-4,30%	0,21%
	P2	-0,014709	0,00676	-0,09535	0,33%	-15,71%	1,44%
	P3	-0,010488	-0,00074	-0,17831	0,37%	-40,32%	-0,62%
Malha 1x1 (cm)	P1	-0,002894	0,00090	-0,13030	0,49%	-3,23%	0,36%
	P2	-0,014738	0,00682	-0,09632	0,53%	-14,96%	2,47%
	P3	-0,010514	-0,00066	-0,17929	0,62%	-46,77%	-0,07%

Nota:

.. Não se aplica dado numérico

Fonte: Produção do próprio autor.

Percebe-se através dos resultados da Tabela 4.1 que há uma tendência de estabilização dos resultados com a diminuição do tamanho da malha, embora chame atenção o fato de as tensões principais máximas para o ponto P3 no modelo com malha de 1x1cm apresentarem uma redução de quase 47,0% em relação à malha de menor refinamento.

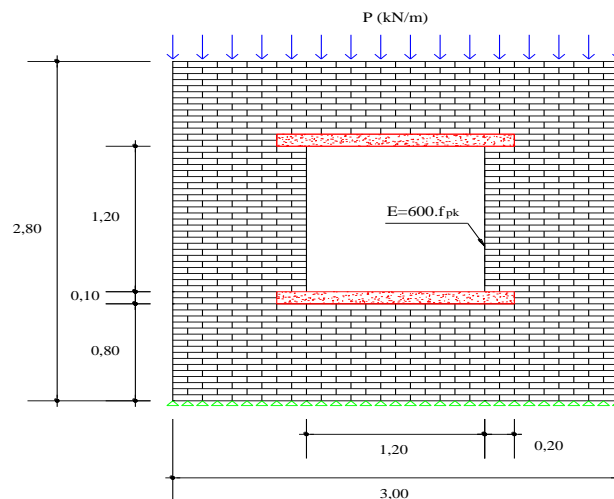
De uma maneira geral a malha de 1x1cm apresentou uma distribuição de tensões mais uniforme em relação às outras duas malhas e, por essa razão, foi a malha adotada no trabalho.

4.3 Estrutura de referência

Para efeito de comparação de todas as variáveis que são investigadas foi considerada como estrutura de referência uma parede com componentes com espessura de 0,09m, com uma abertura de janela com dimensões de 1,20x1,20m e com verga e contraverga de concreto, conforme ilustra a Figura 4.4. Admitiu-se ainda que os componentes cerâmicos possuem um módulo de deformação longitudinal $E=600.f_{pk}$ e que a verga e contraverga de concreto possuem uma armadura longitudinal equivalente a uma barra de 10,0mm ($A_s=0,785\text{cm}^2$). Quanto às propriedades físicas usadas na caracterização dos materiais, as mesmas estão descritas no Quadro 4.1.

Como essa estrutura servirá de parâmetro para as demais análises, quando necessário os seus diagramas de tensões serão retomados para facilitar a comparação com os outros modelos analisados.

Figura 4.4 - Geometria da parede, da abertura e dos reforços de concreto (medidas em metro).



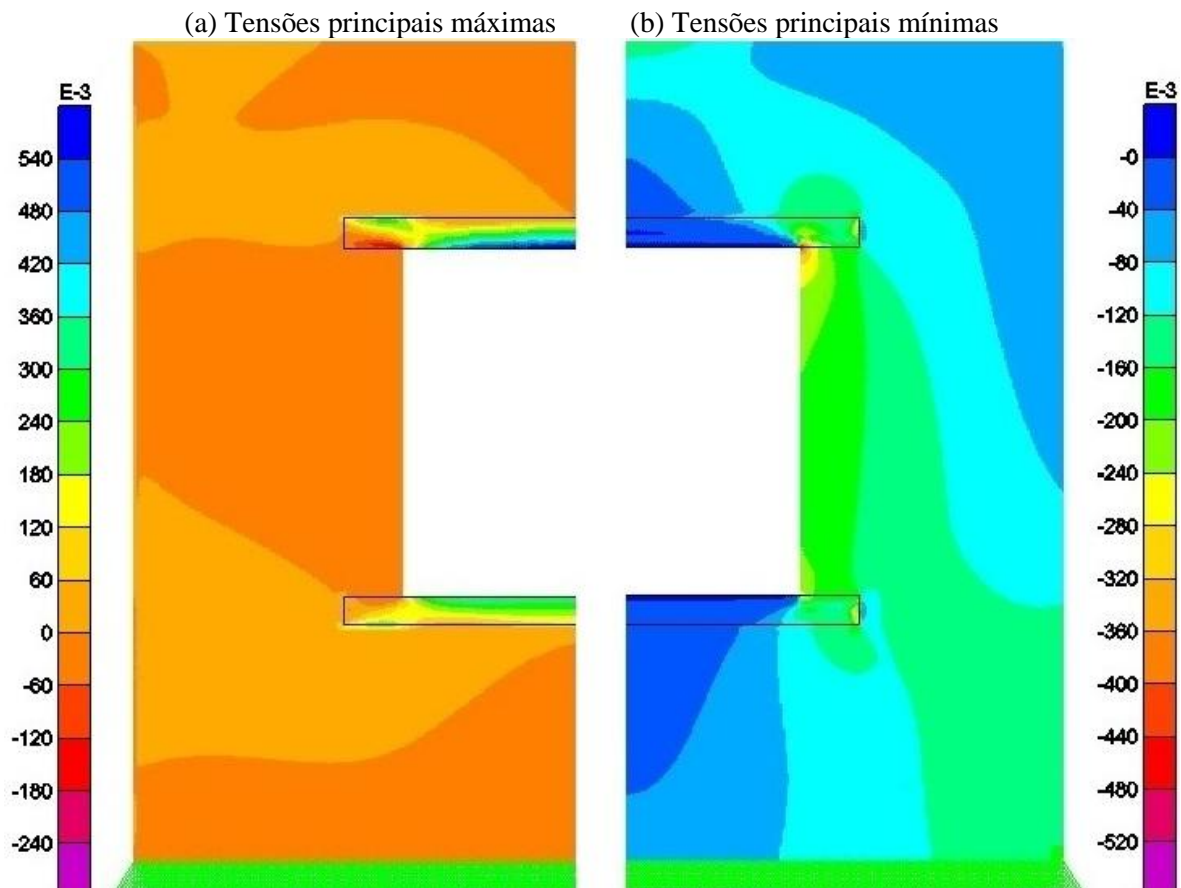
Fonte: Produção do próprio autor.

Analisando-se os resultados deste modelo, Figura 4.5 (a) e Figura 4.5 (b), verifica-se que a alvenaria acima da verga de concreto armado está submetida a tensões de compressão que diminuem à medida que se aproxima desse reforço. A existência de tensões de compressão de maior intensidade no topo da parede pode ser explicada em virtude da proximidade com os nós onde as cargas foram inseridas e pela flexão da verga.

Comparando-se os dois diagramas, Figura 4.5 (a) e Figura 4.5 (b), constata-se que as tensões nesse local variam de uma tensão mínima de compressão de 0,05 MPa à máxima de 0,14 MPa. Além desses pontos de compressão, também é observado na Figura 4.5 (a) uma região de alvenaria acima da verga com tensões que variam entre 0,035 MPa de tração até a máxima de compressão de 0,11 MPa, na Figura 4.5 (b).

Sobre os resultados aqui discutidos, deve-se lembrar de que os mesmos foram obtidos a partir dos valores emitidos pelo programa.

Figura 4.5 - Diagrama de tensões principais (MPa x 10^{-3}).

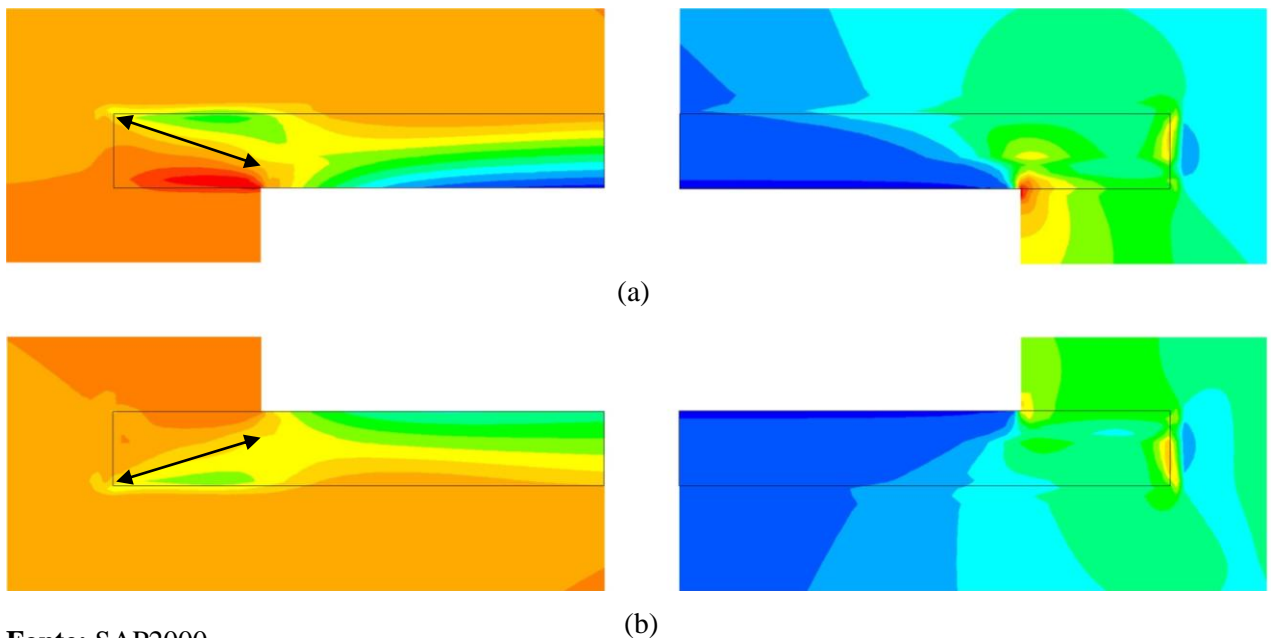


Fonte: SAP2000.

Nota-se que, especialmente no diagrama de tensões principais mínimas, Figura 4.5 (b), a forma como ocorre a distribuição de tensões na alvenaria que está acima da verga sugere um desvio de tensões para as laterais da janela, que provoca uma concentração de tensões nas extremidades da verga e contraverga, tornando essa região muito suscetível ao surgimento de fissuras.

Na Figura 4.5 (a) é possível observar também a existência de uma região de alvenaria tracionada logo abaixo da contraverga, decorrente da flexão desse reforço. As tensões nesse trecho variam entre uma máxima de tração de 0,02 MPa à máxima de compressão de 0,065 MPa. Além disso, verifica-se que as tensões de compressão vão aumentando de intensidade à medida que se segue em direção aos apoios de extremidade. Nota-se que em ambos os diagramas as tensões se concentram nos vértices da abertura e nas extremidades da verga e contraverga, como é observado na Figura 4.6 (a) e Figura 4.6 (b), onde se ampliam essas regiões. Verifica-se ainda que as tensões principais máximas, tanto nas extremidades da verga como na contraverga, têm uma inclinação de 45° a partir dos seus vértices.

Figura 4.6 - Tensões principais máximas e mínimas nos reforços: (a) verga (b) contraverga.



Fonte: SAP2000.

Em relação à verga e contraverga, constata-se que as tensões de tração de maior intensidade ocorrem nas faces em contato com a abertura, na parte compreendida pelo

vão. Na verga, as tensões de tração variam de 0,005 MPa a 0,56 MPa, e na contraverga essas tensões variam de um mínimo de 0,002 MPa ao máximo de 0,32 MPa.

É interessante notar que, caso a estrutura modelada fosse uma parede cega, a direção das tensões principais máximas e mínimas assumiria uma trajetória vertical (paralela à altura), com os máximos valores ocorrendo próximo à base. Mas como se observa nesses diagramas, devido à presença da abertura, as distribuições de tensões assumem novas configurações, provocando a concentração de tensões em determinados pontos e mudando a sua direção.

Como já comentado, a fim de facilitar a comparação entre este modelo e as demais análises, escolheram-se algumas regiões onde são feitas as leituras das tensões, Quadro 4.2. Além desse quadro, também é apresentado o Gráfico 4.1 com a envoltória de tensões para cada uma dessas regiões.

A fim de tornar as demais análises mais objetivas, não serão apresentadas nos próximos itens as tabelas com os valores das tensões, assim como as eventuais figuras onde se ampliam as regiões dos vértices. Esses dados podem ser obtidos no Apêndice A.

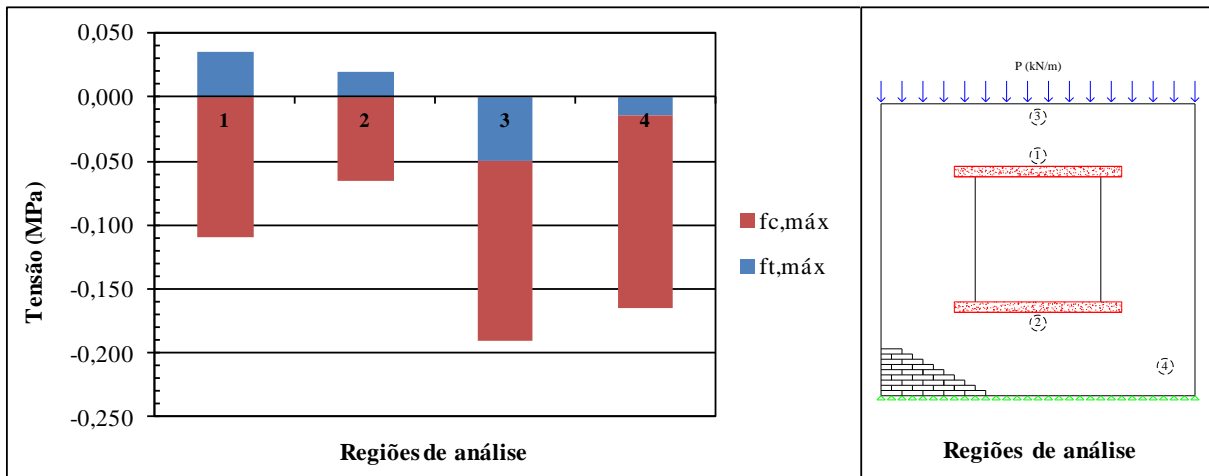
Quadro 4.2 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência.

Modelo	$f_{t,máx}$ (MPa)	$f_{c,máx}$ (MPa)	Regiões de análise
Estrutura de referência	+0,035	-0,110	1
	+0,020	-0,065	2
	-0,050	-0,140	3
	-0,015	-0,150	4

Notas:

- $f_{t,máx}$ tensão principal máxima;
- $f_{c,máx}$ tensão principal mínima;
- Para $f_{t,máx}$ são obtidas as máximas tensões de tração ou a mínima de compressão e para $f_{c,máx}$ as máximas tensões de compressão ou a mínima de tração;
- 1, 2, 3 e 4 regiões onde são feitas as leituras das tensões:
 - 1 alvenaria acima da verga;
 - 2 alvenaria abaixo da contraverga;
 - 3 topo central;
 - 4 base da parede;
- Convenção de sinais adotada: Os valores positivos (+) indicam tensões de tração e os negativos (-) tensões de compressão.

Fonte: Produção do próprio autor.

Gráfico 4.1 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência.

Fonte: Produção do próprio autor.

Nota-se no Quadro 4.2 e no Gráfico 4.1 que em algumas regiões, como a 3 (topo central) e 4 (base da parede), há somente a atuação de tensões de compressão, diferentemente do que ocorre acima da verga (1) e abaixo da contraverga (2), onde o efeito de flexão dos reforços de concreto acaba tracionando a alvenaria.

4.4 Parâmetros analisados

A partir da estrutura de referência, outros parâmetros são acrescentados na análise com a finalidade de investigar a sua influência na distribuição de tensões. Dessa forma, procedeu-se um estudo analisando-se a variação do módulo de deformação longitudinal da alvenaria, a influência da abertura de janela e porta, a presença de vergas e contravergas de concreto, bem como a sua extensão e altura, e a consideração de elementos estruturais de concreto (vigas e pilares) em conjunto com a alvenaria. Além dessas hipóteses, também é analisada a possibilidade da parede estar travada nas suas laterais e de possuir o encontro com outra parede. A síntese das análises está indicada no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Parâmetros de estudo.

(continua)

Parâmetro analisado	Variável	Descrição
Módulo de deformação longitudinal da alvenaria (E)	$E=600.f_{pk}$ $E=400.f_{pk}$	Variação do módulo através do fator multiplicador

Quadro4.3 - Parâmetros de estudo.

(conclusão)		
Parâmetro analisado	Variável	Descrição
Aberturas	Janela	Análise do comprimento $l=1,20m$ $l=1,80m$
	Porta	Abertura excêntrica com $0,80 \times 2,10m$
Reforços de verga e contraverga	Presença ou não	..
	Comprimento além da abertura (l)	$l=0,20m$ $l=0,40m$ $l=\text{comprimento da parede}$
	Altura (h)	$h=0,10m$ $h=0,20m$ $h=0,05m$
	Material constituinte	Concreto e argamassa
Elementos estruturais de concreto (vigas e pilares)	Presença de pilares	Pilares inseridos nas laterais da parede
	Presença de vigas	Análise da altura (h) $h=0,10m$ $h=0,20m$
	Sistema misto (alvenaria e elementos de concreto)	Pilar com viga com $h=0,10m$ Pilar com viga com $h=0,20m$
Travamento e encontro de parede	Travamento	Travamento através da inserção de vínculos
	Encontro com parede concorrente	..

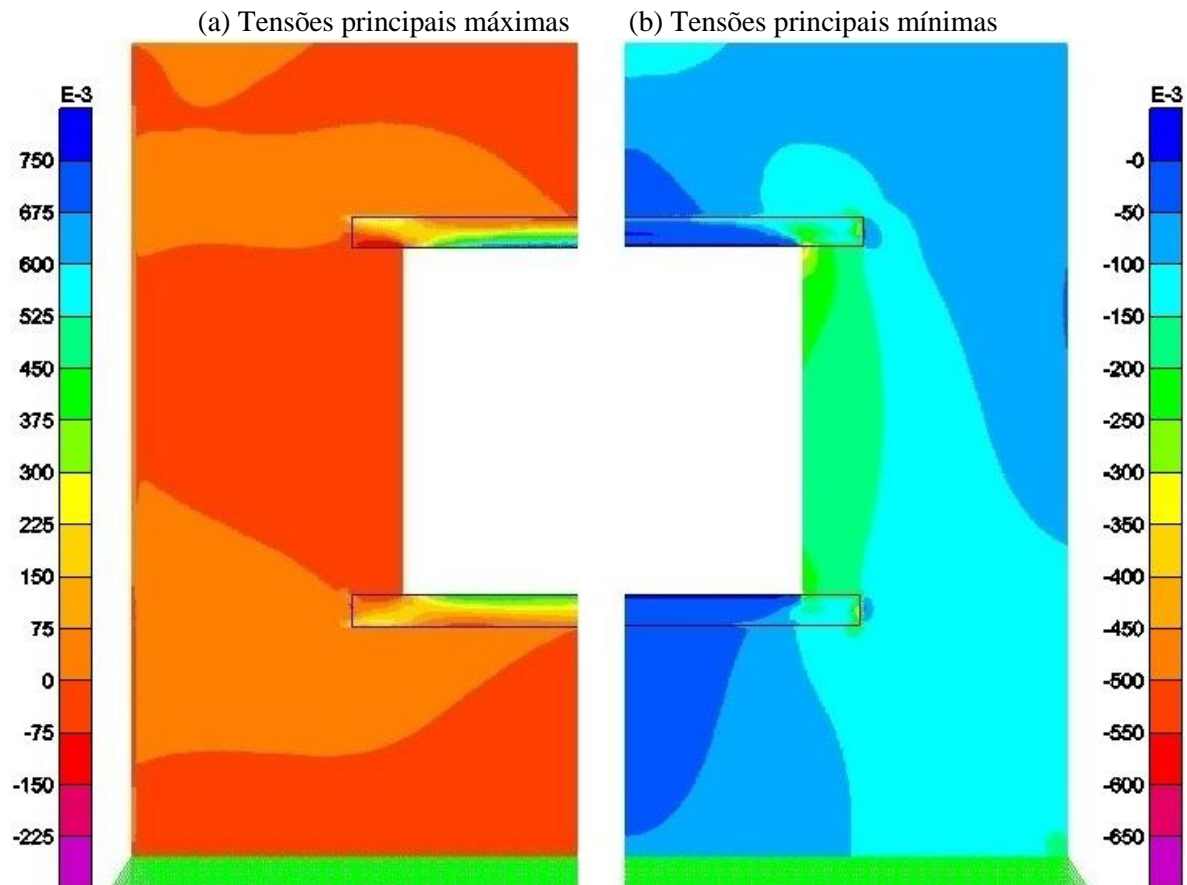
Fonte: Produção do próprio autor.

4.4.1 Módulo de deformação longitudinal da alvenaria (E)

Mantendo-se os mesmos parâmetros do modelo anterior, alterou-se apenas o módulo de deformação longitudinal da alvenaria para $E=400.f_{pk}$. De um modo geral, observam-se poucas mudanças entre os diagramas da Figura 4.7 e os diagramas da Figura 4.8, em que o módulo de deformação da alvenaria é igual a $E=600.f_{pk}$ (Estrutura de referência). Constata-se que a mudança mais significativa acontece na verga e contraverga de concreto. Nesses reforços, a máxima tensão de tração passou a ter maiores valores se comparada com a Figura 4.8 (a). Na verga, por exemplo, as tensões de tração variam de um mínimo de 0,008

MPa ao máximo de 0,70 MPa. Isso ocorre pelo fato dessa alvenaria possuir uma maior deformação, fazendo com que esses reforços de concreto sejam mais solicitados.

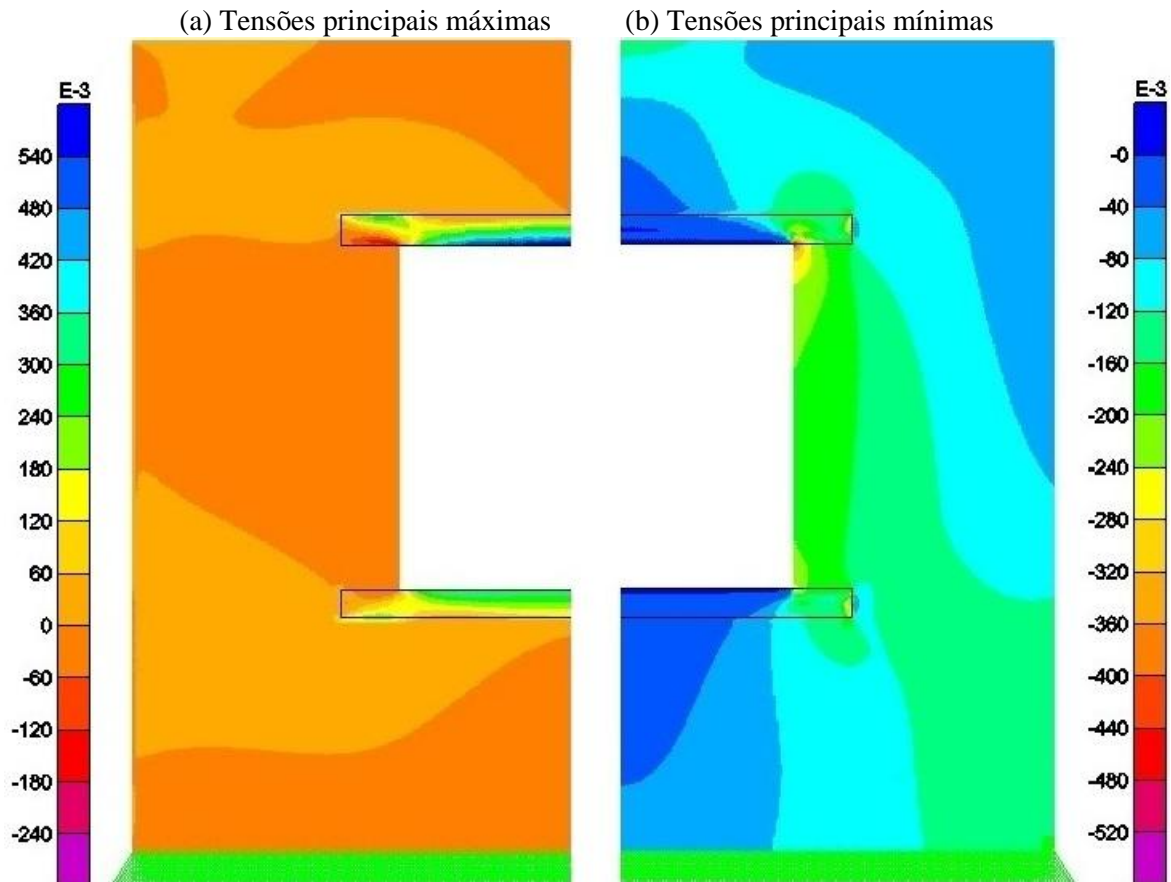
Figura 4.7 - Diagrama de tensões principais para alvenaria com módulo de deformação longitudinal $E=400.f_{pk}$ (MPa x 10^{-3}).



Fonte: SAP2000.

Acima da verga, próximo das laterais da parede, nota-se que no modelo com módulo $E=400.f_{pk}$ houve uma redução da região de alvenaria tracionada. O trecho de alvenaria comprimida acima desse reforço passou a se estender ao longo de todo o comprimento da parede. As máximas tensões de tração na alvenaria variam de 0,035 MPa à máxima de compressão de 0,12 MPa. Verifica-se também um acréscimo das tensões de compressão nos vértices superiores da abertura. Nesses pontos, as tensões de compressão variam de 0,16 MPa a 0,43 MPa.

Figura 4.8 - Diagrama de tensões principais da Estrutura de referência ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).



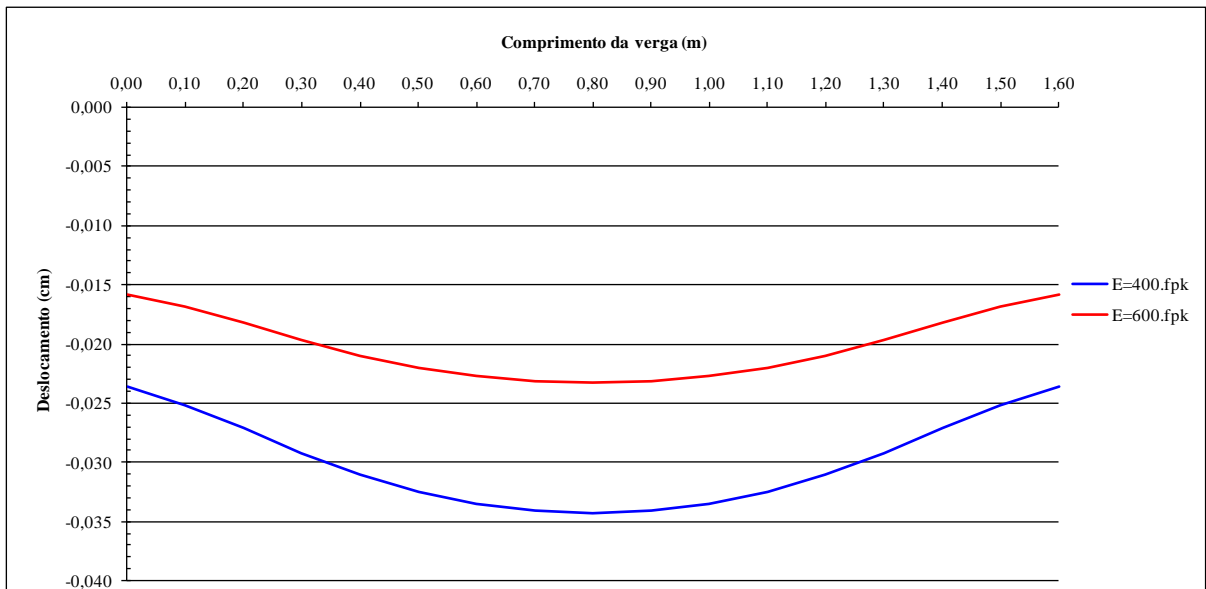
Fonte: SAP2000.

Através da análise dos resultados foi possível constatar que os cantos da abertura, a região da alvenaria próxima da vinculação e as fiadas de respaldo são regiões com grande potencial ao surgimento de fissuras em virtude da concentração de tensões ali observada. Embora se observe a semelhança entre os diagramas, quando se avalia a estrutura sob a sua configuração final deformada, constata-se, como esperado, que para a estrutura com alvenaria de módulo de deformação $E=400.f_{pk}$ a deformação é maior, e como consequência disso, há um pequeno acréscimo de tensões na alvenaria.

A fim de se ilustrar esse comportamento, apresenta-se o Gráfico 4.2, onde é feita a comparação entre o deslocamento vertical da verga e a variação do módulo de deformação longitudinal da alvenaria. Para tanto, fez-se a leitura dos deslocamentos em alguns nós localizados ao longo de toda a extensão da face inferior da verga. Para o máximo deslocamento desse reforço obtêm-se uma redução de 32,0% no deslocamento quando os componentes cerâmicos possuem o módulo de $E=600.f_{pk}$ em relação ao módulo de $E=400.f_{pk}$.

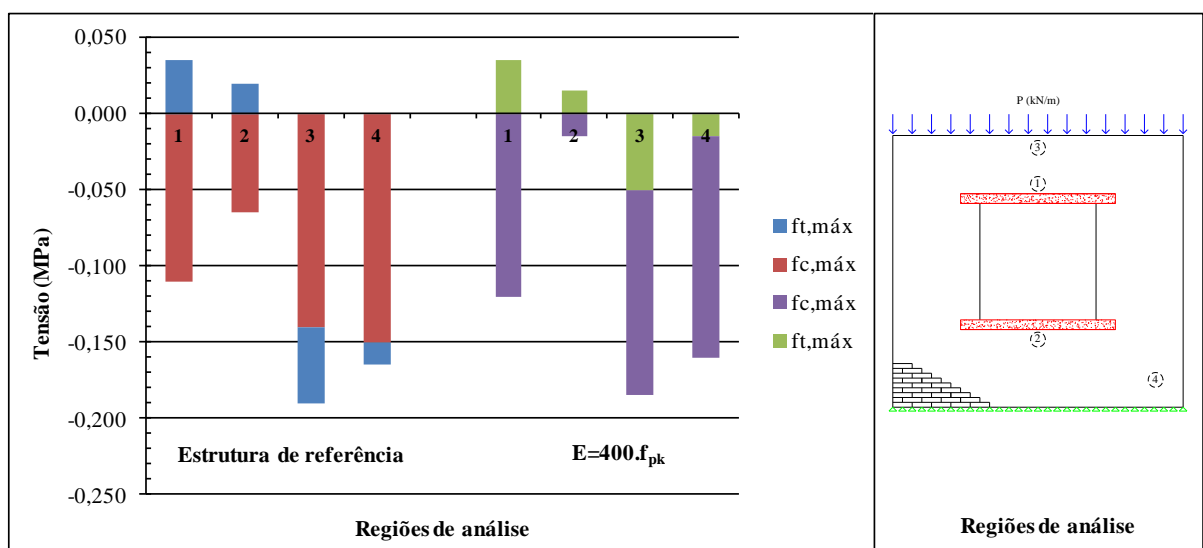
Além desse gráfico, também é apresentado o Gráfico 4.3 com a envoltória de tensões para cada uma das regiões analisadas. Neste, observa-se que em algumas das regiões de análise há um acréscimo das tensões, embora em outros locais, como a região 2, se constate o contrário.

Gráfico 4.2 - Deslocamento do painel na região da verga em função da variação do módulo de deformação longitudinal da alvenaria.



Fonte: Produção do próprio autor.

Gráfico 4.3 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e do modelo com $E=400.f_{pk}$.



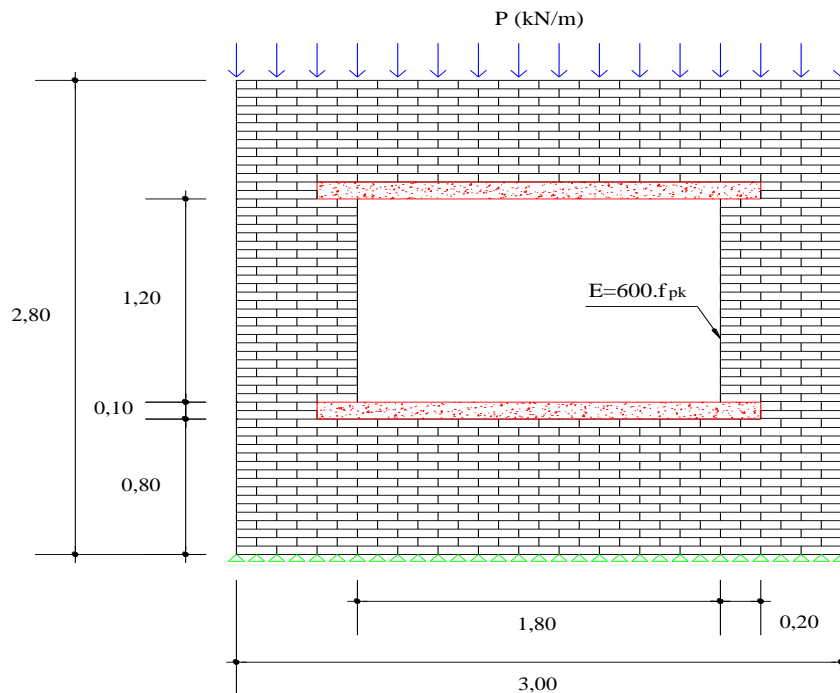
Fonte: Produção do próprio autor.

Constata-se através do Gráfico 4.3 que a presença de um componente mais deformável acarretou em uma pequena variação nas de tensões na alvenaria, quando comparada com a Estrutura de referência ($E=600.f_{pk}$).

4.4.2 Influência do tamanho da abertura de janela

Neste modelo busca-se analisar a interferência das medidas da abertura da janela na distribuição de tensões. Para isso, todas as demais variáveis foram mantidas inalteradas, relativamente à estrutura de referência, alterando-se somente a largura da abertura de 1,20m para 1,80m, conforme ilustra a Figura 4.9.

Figura 4.9 - Geometria da parede e abertura (medidas em metro).

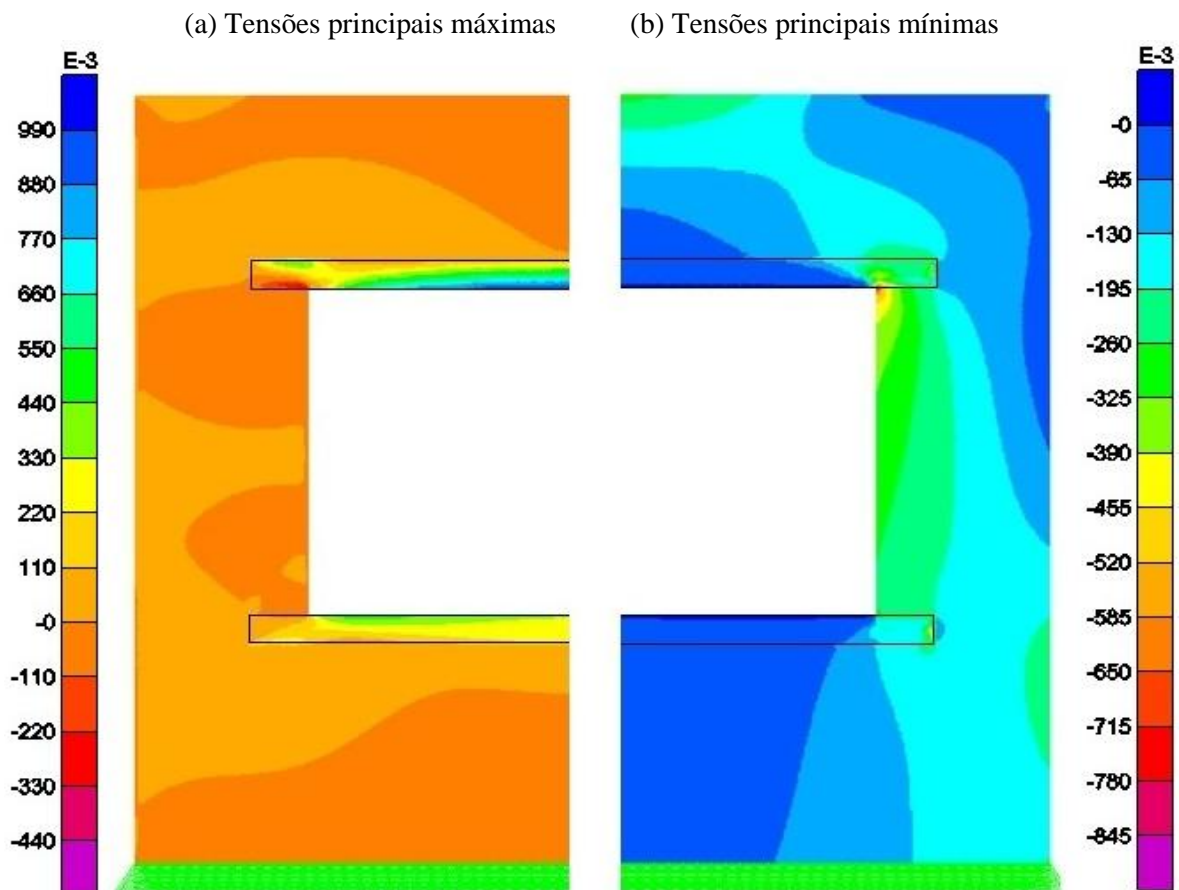


Fonte: Produção do próprio autor.

Constata-se através da análise do diagrama de tensões principais máximas, Figura 4.10 (a), que houve um aumento das tensões de tração nos reforços de concreto se comparado com a Estrutura de referência (Figura 4.11). As tensões de tração na verga variam de 0,0085 MPa ao máximo de 0,96 MPa, e na contraverga de 0,001 MPa a 0,33 MPa. Nota-se também que em alguns trechos, como nas laterais da abertura, surgiu uma região de alvenaria tracionada, embora os seus valores sejam reduzidos (0,0014 MPa). Outra região que apresenta comportamento distinto é a alvenaria acima da verga, próximo da extremidade da parede.

Nessa região é observada a existência de pontos submetidos a tensões tração, com valores máximos da ordem de 0,065 MPa. Ressalta-se ainda que, de um modo geral, as tensões de tração na alvenaria aumentaram de intensidade.

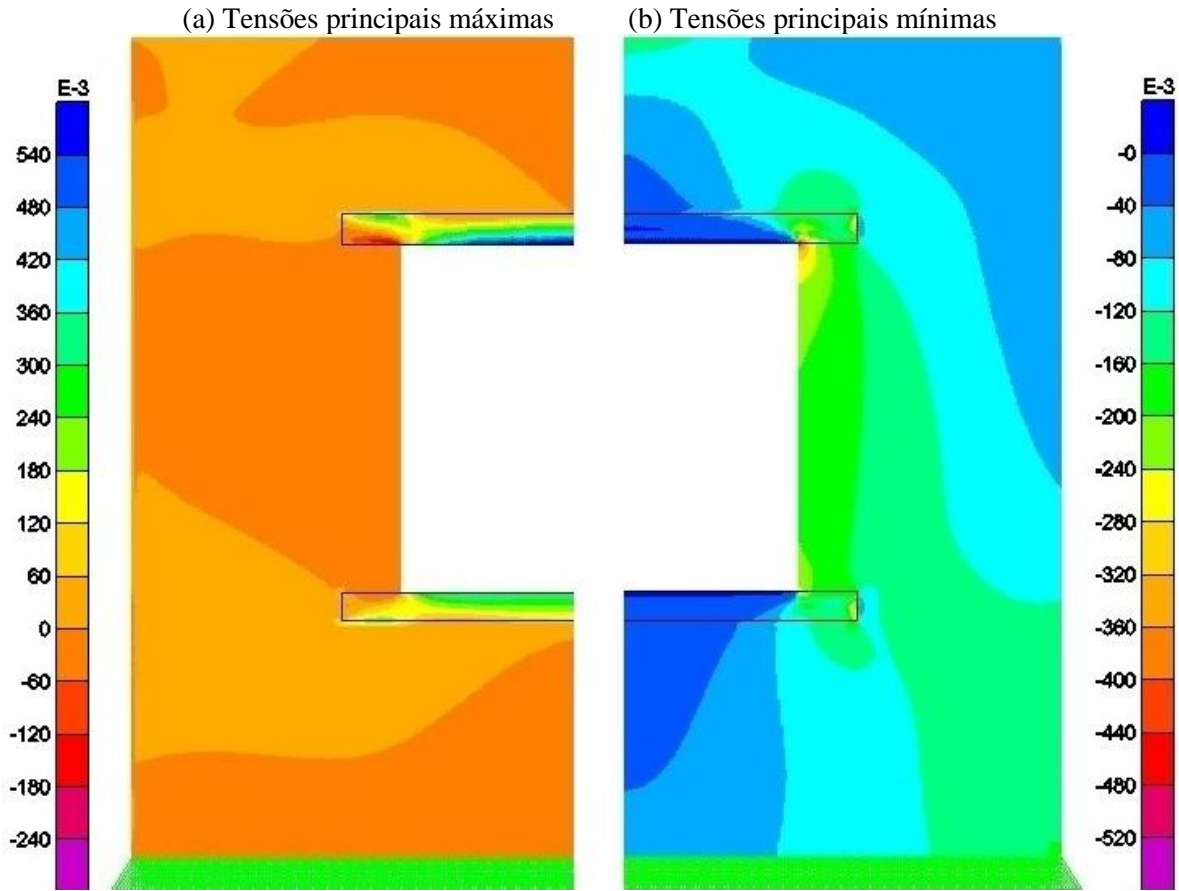
Figura 4.10 - Diagrama de tensões principais de parede com abertura de janela (MPa x 10⁻³).



Fonte: SAP2000.

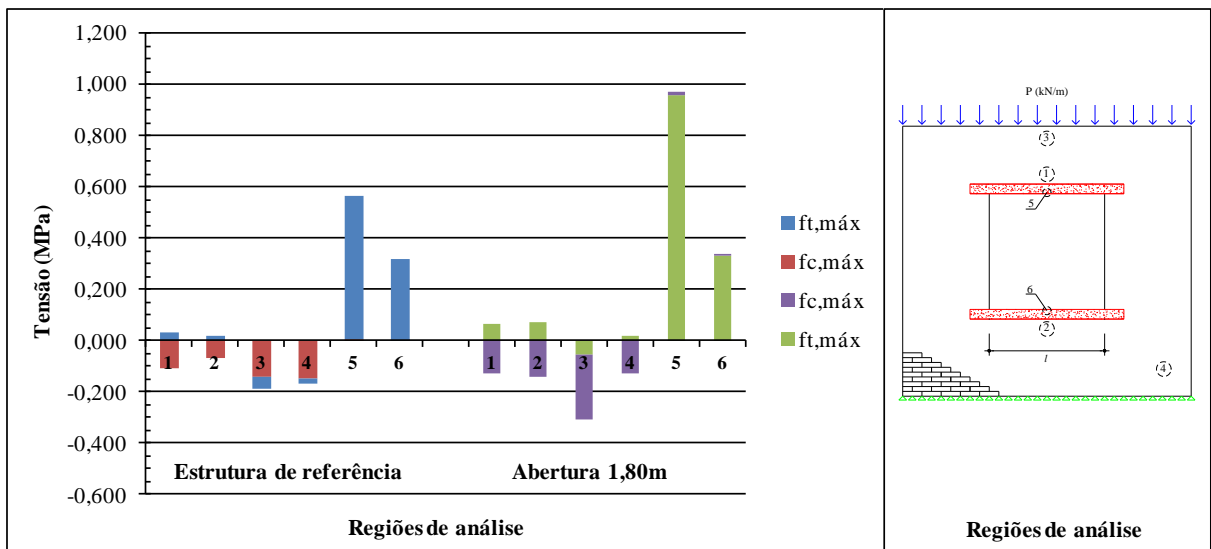
Na parte inferior da contra-verga também é observado um acréscimo da região de alvenaria tracionada, com tensões que variam de 0,02 MPa até a máxima de compressão de 0,13 MPa. Além desse ponto, outro trecho que apresenta um aumento de intensidade das tensões é na alvenaria localizada no topo central. As tensões de compressão passaram de 0,14 MPa na Estrutura de referência para 0,25 MPa neste modelo. Assim, pode-se constatar através dos resultados do Gráfico 4.4 que em algumas regiões as tensões de compressão passaram a ser mais intensas e em outros pontos passou a existir tensões de tração, ficando clara a necessidade de se analisar de maneira criteriosa quando há abertura de maiores dimensões.

Figura 4.11 - Diagrama de tensões principais de parede com abertura de janela (Estrutura de referência) (MPa x 10⁻³).



Fonte: SAP2000.

Gráfico 4.4 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e do modelo com abertura com 1,80m de largura.



Fonte: Produção do próprio autor.

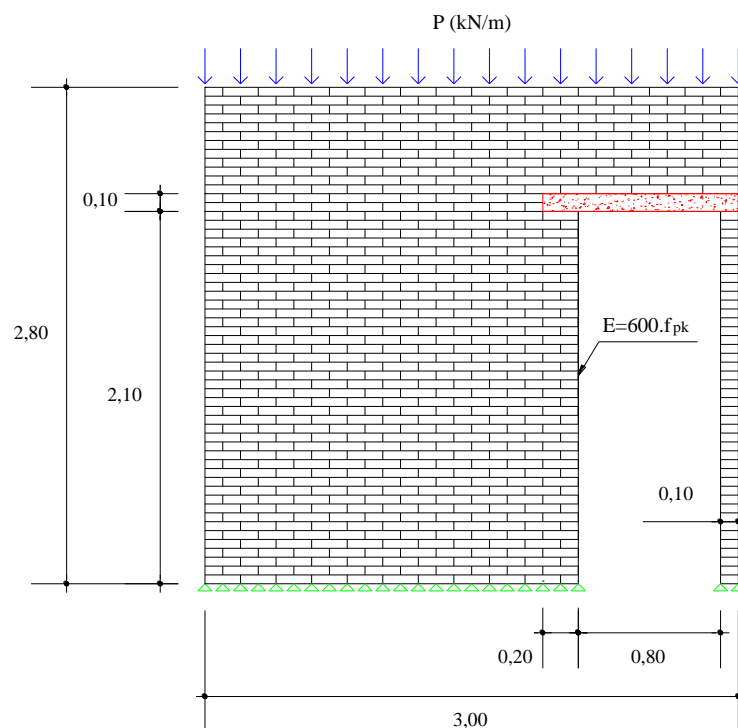
Através do Gráfico 4.4 pôde-se notar que com o aumento da abertura de janela houve um acréscimo considerável da tensão de tração na alvenaria acima da verga (1) e abaixo da contraverga (2). Além disso, é constatado também um aumento da máxima compressão no topo da parede (3) se comparado com a Estrutura de referência.

4.4.3 Abertura de porta

Da mesma forma como foi feito nas análises anteriores, foram mantidos constantes todos os parâmetros da Estrutura de referência, considerando apenas a presença de uma abertura representativa de porta com dimensões de 0,80x2,10m e posicionada próxima da extremidade direita da parede (abertura excêntrica), Figura 4.12.

Quanto aos resultados, por se tratar de uma estrutura sem simetria, serão apresentados os diagramas de tensões principais máximas e mínimas na sua totalidade. Deve-se observar ainda que, mesmo este modelo não apresentando todas as regiões de análise da Estrutura de referência, como a região abaixo da contraverga (2), os pontos coincidentes (1, 3, 4, 5 e 7) tiveram suas tensões aferidas nos mesmos locais, para que assim pudessem ser comparados.

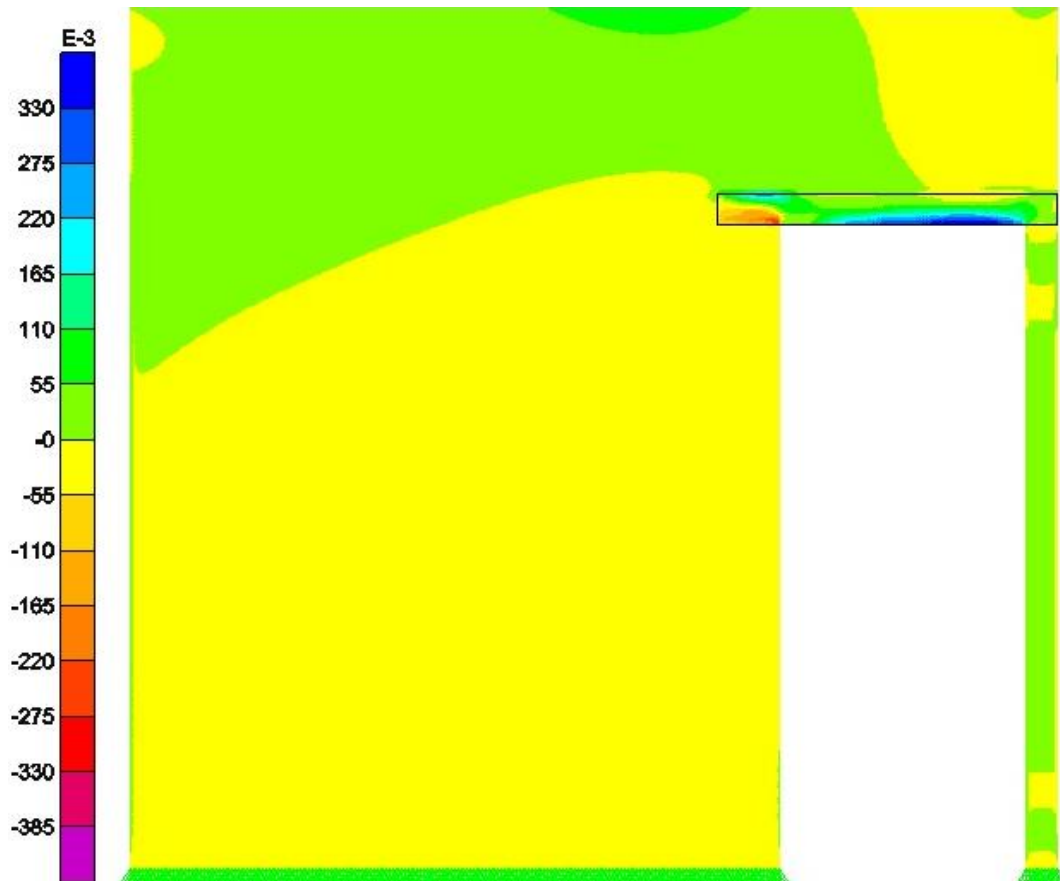
Figura 4.12 - Geometria da parede com abertura de porta (medidas em metro).



Fonte: Produção do próprio autor.

Analisando-se os resultados deste modelo, particularmente o diagrama de tensões principais máximas, Figura 4.13, nota-se que a parede está em sua grande parte submetida a uma distribuição de tensões mais uniforme se comparada à Estrutura de referência, Figura 4.14 (a). No entanto, as máximas tensões de tração na alvenaria têm valores da ordem de 0,11 MPa próximas da extremidade da verga, enquanto na Estrutura de referência as tensões nesse local atingem 0,10 MPa. Deve-se observar ainda que essas tensões são mais intensas apenas na extremidade esquerda da verga. Isso acontece devido a menor deformação desse reforço nesse local, o que faz com que os componentes próximos dessa extremidade sejam mais solicitados.

Figura 4.13 - Diagrama de tensões principais máximas de parede com abertura de porta ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).



Fonte: SAP2000.

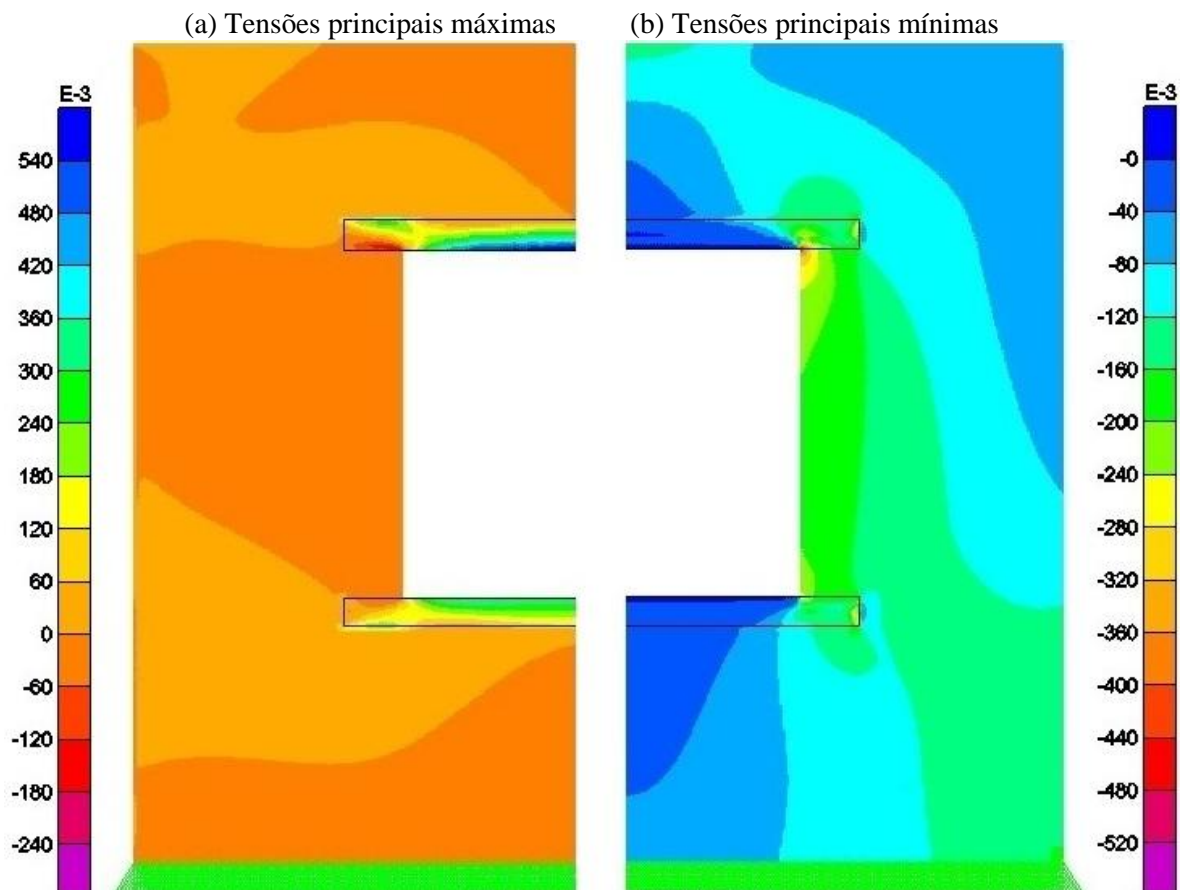
Próximo da lateral da abertura é observado que as tensões de compressão nos componentes aumentam de intensidade à medida que se afasta da sua lateral, indicando o desvio de cargas provocado pela descontinuidade da parede (abertura) e o comprimento excedido pela verga de concreto. Verifica-se também que a partir de uma certa distância essas

tensões começam a diminuir, o que sugere que nesse local o desvio já não tem mais influência.

Também é importante destacar que as máximas tensões de tração na verga não ocorrem mais no meio da abertura. Nesse reforço, a máxima tração tem valor da ordem de 0,37 MPa e está localizada a aproximadamente $l/5$.

Outro comportamento distinto em relação à Estrutura de referência é a região do topo central, onde se observa que a alvenaria está submetida a tensões de tração (0,06 MPa). Nesse mesmo local, na Estrutura de referência, têm-se apenas tensões de compressão.

Figura 4.14 - Diagrama de tensões principais da Estrutura de referência ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).



Fonte: SAP2000.

Quanto às tensões principais mínimas, Figura 4.15, constata-se o que foi comentado no diagrama de tensões máximas, a saber: há um acréscimo de tensões à medida que se afasta da lateral da abertura, embora a partir de certo ponto esses valores diminuam. Da mesma forma ocorre com os componentes acima da extremidade esquerda da verga, onde se

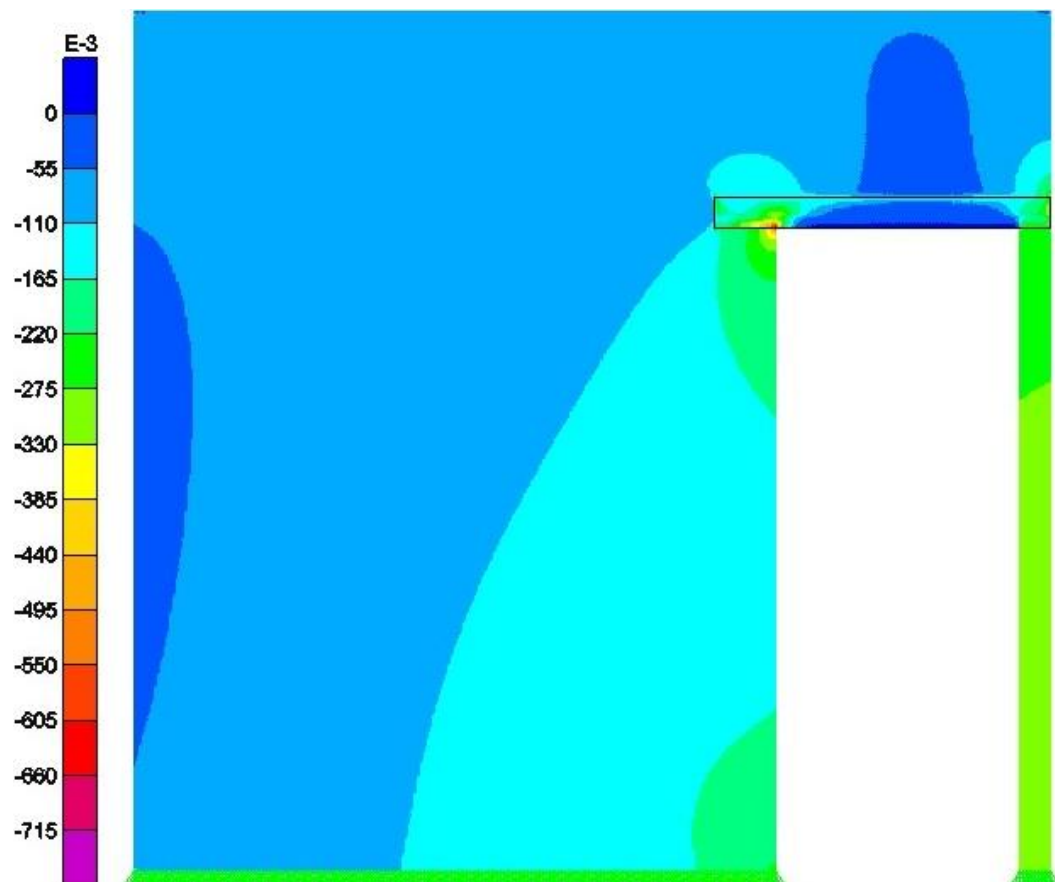
verifica que as tensões de compressão no vértice esquerdo são maiores. Nesse local, as máximas tensões são de 0,65 MPa e de 0,25 MPa no vértice direito.

Assim como nos modelos já analisados, aqui também se constata que os cantos da abertura são locais onde há concentração de tensões. Verifica-se ainda que as regiões onde as tensões são mais intensas ficam no seu entorno, o que torna esses locais mais propensos ao surgimento de patologias.

Como esperado, constata-se que as tensões máximas de compressão na lateral direita da abertura são bem mais intensas dos que nas demais regiões analisadas. As tensões nesse trecho atingem valores máximos de 0,30 MPa, ao passo que nas demais regiões as tensões são da ordem de 0,10 MPa.

Deve-se destacar também o acréscimo de tensões de compressão na alvenaria logo acima da verga, onde as tensões máximas atingem valores da ordem de 0,04 MPa. Isso ocorre devido à flexão da verga que, ao deformar, acaba comprimindo esses componentes.

Figura 4.15 - Diagrama de tensões principais mínimas de parede com abertura de porta ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).

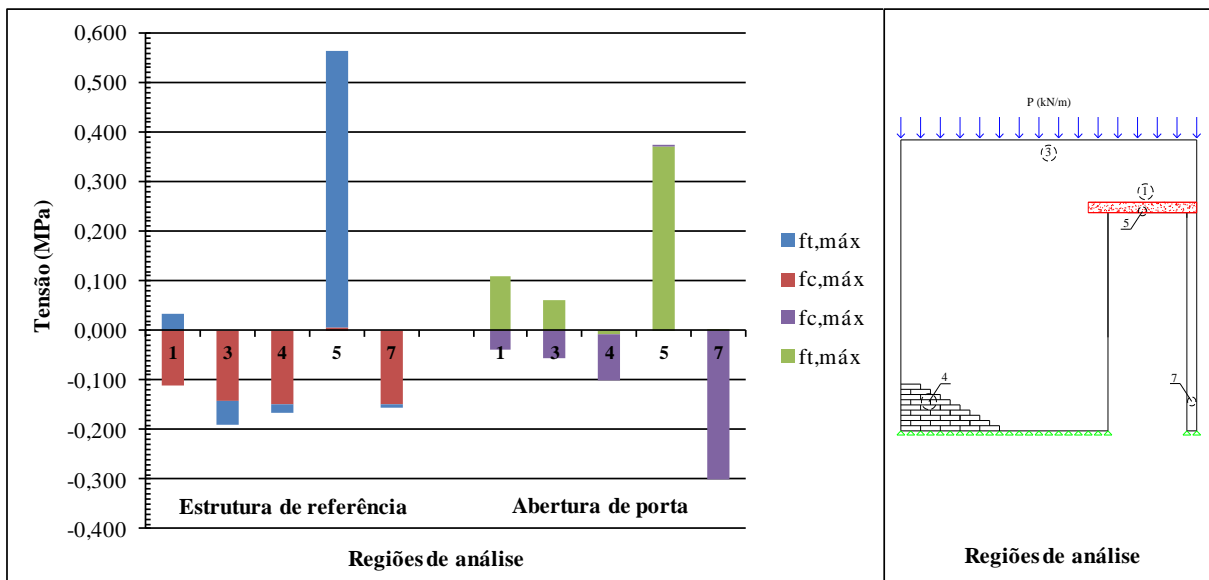


Fonte: SAP2000.

De um modo geral, pôde-se observar que devido à presença da abertura de porta, algumas regiões, como nas suas laterais, acabam apresentando tensões mais elevadas, comparativamente à Estrutura de referência. Isso pode ser constatado através do Gráfico 4.5, onde são apresentadas as envoltórias de tensões para cada uma das regiões analisadas deste modelo e da Estrutura de referência.

Sobre esses resultados, é importante salientar que a redução da tensão de tração observada na verga pode ser explicada como consequência do seu menor comprimento e da menor área de influência de alvenaria que atua sobre ela.

Gráfico 4.5 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e do modelo com abertura de porta.



Fonte: Produção do próprio autor.

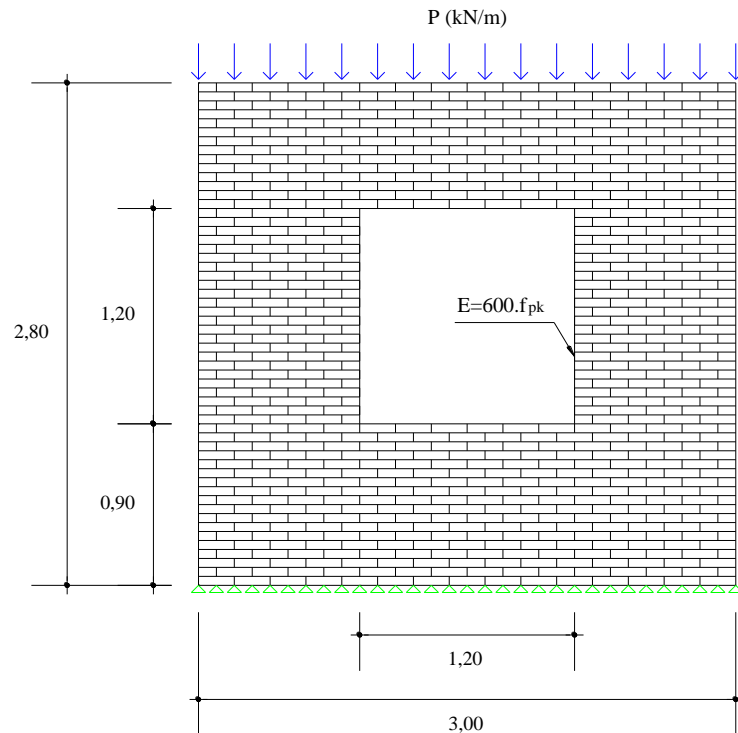
A partir do Gráfico 4.5 pôde-se notar que na lateral direita da porta (7) há um considerável acréscimo das tensões de compressão na alvenaria. Além disso, a região do topo central da parede (3) passou a ter tensões de tração, diferente do que ocorre na Estrutura de referência onde há apenas tensões de compressão.

4.4.4 Consideração de verga e contraverga de concreto

Com o intuito de investigar a influência da verga e contraverga na distribuição de tensões da alvenaria, neste modelo a estrutura analisada não apresenta esses reforços. Assim como na Estrutura de referência, foi admitida a existência de uma abertura com dimensões de 1,20x1,20m, a parede vinculada em toda a sua base com restrições aos

deslocamentos nas três direções e o carregamento atuando no topo da parede, conforme a Figura 4.16.

Figura 4.16 - Geometria da parede: Modelo sem reforços de concreto (medidas em metro).



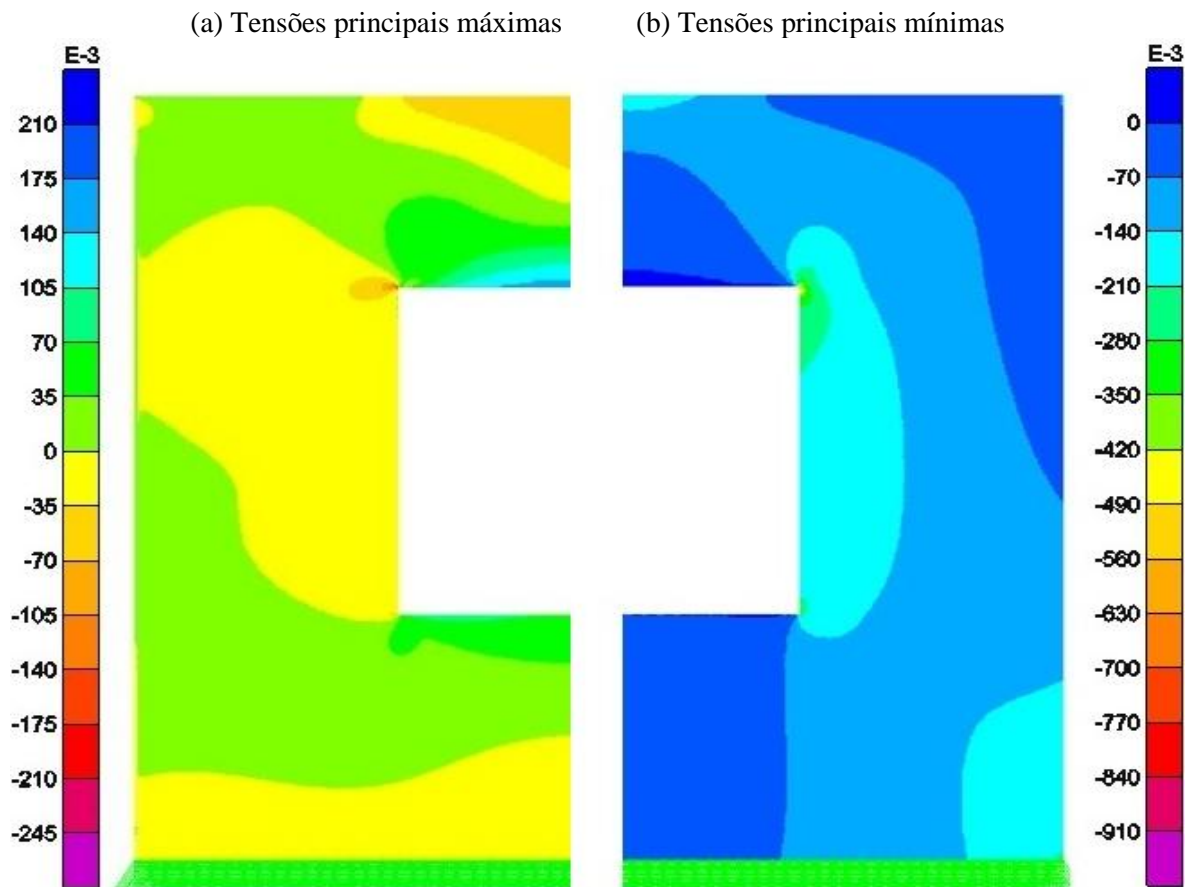
Fonte: Produção do próprio autor.

Analisando-se as distribuições de tensões nota-se que a alvenaria que está na região que deveria ser ocupada pela verga e contraverga encontra-se tracionada. Os componentes que estão logo acima da abertura apresentam tensões de tração que variam de 0,0006 MPa a 0,16 MPa. Já na região da contraverga, as tensões de tração variam de 0,0005 MPa a 0,06 MPa. Observa-se ainda, de modo especial no diagrama de tensões principais máximas, Figura 4.17 (a), que há um encaminhamento de tensões de tração em direção à abertura.

Como a alvenaria é um material que tem uma baixa resistência à tração comparada com a sua resistência à compressão, o aparecimento de tensões de tração nesse material deve ser avaliado de maneira cuidadosa. No caso de alvenarias não armadas submetidas à flexão simples, como é o caso desses componentes, a resistência à flexão desse material é avaliada pela sua resistência a tração, que é determinada em função da resistência média à compressão da argamassa. Dessa forma, constata-se através do Quadro 4.4 que essa tensão de tração na alvenaria (0,16 MPa) é elevada se comparada aos limites máximos

estabelecidos pela NBR 15812-1:2010. Para esta estrutura, a máxima tensão de tração na alvenaria seria de 0,20 MPa, visto que a direção da tração é paralela à fiada. Quanto aos valores da resistência à tração na flexão da alvenaria (f_{tk}) estabelecidos pela norma, eles são apresentados no Quadro 4.4.

Figura 4.17 - Diagrama de tensões principais de parede com abertura sem verga e contra-verga (MPa x 10^{-3}).



Fonte: SAP2000.

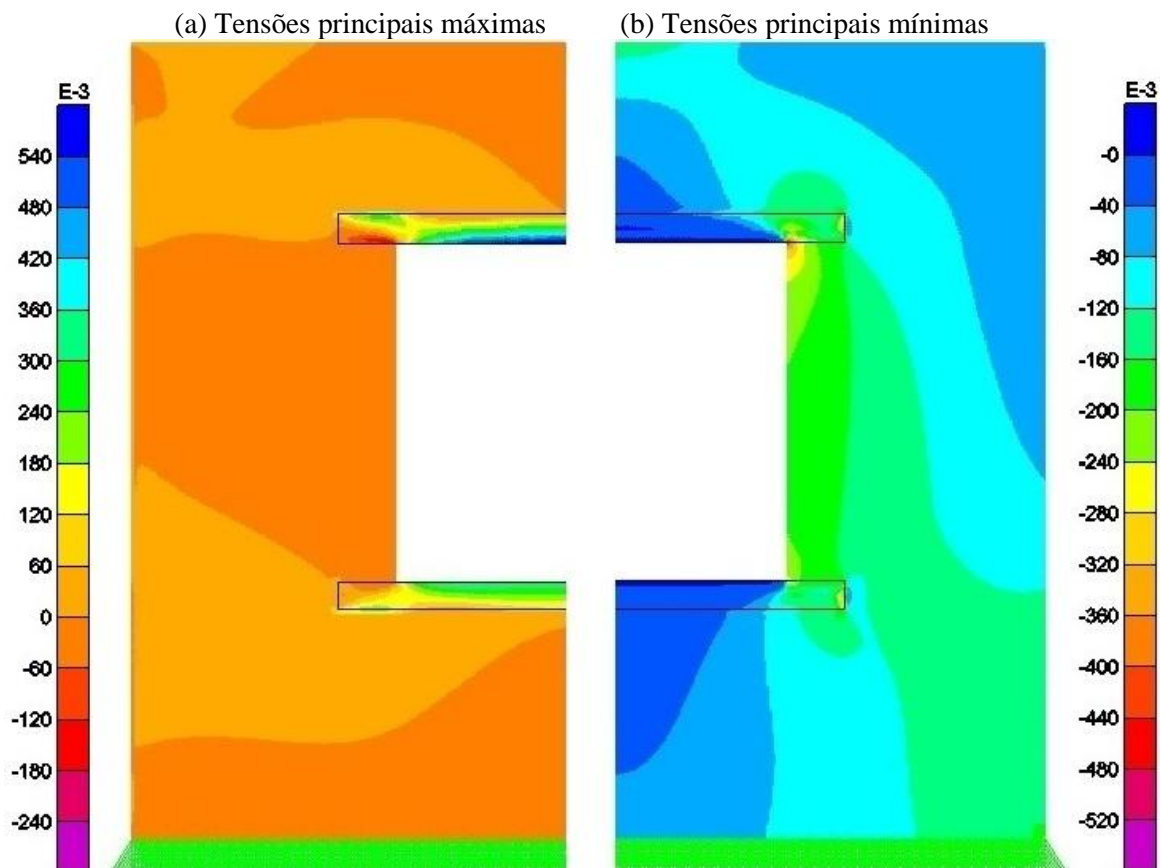
Quadro 4.4 - Valores característicos da resistência à tração na flexão - f_{tk} (MPa).

Direção da tração	Resistência média de compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
Normal à fiada - f_{tk}	0,10	0,20	0,25
Paralela à fiada - f_{tk}	0,20	0,40	0,50

Fonte: NBR 15812-1:2010.

Nas últimas fiadas, no topo central, verifica-se também uma região com tensões de compressão de maior intensidade. Nesse trecho essas tensões variam de 0,055 MPa a 0,17 MPa. A existência dessas tensões é consequência da flexão da alvenaria que está sobre a abertura, provocando a tração de todos os componentes na interface com o vão e a compressão das últimas fiadas de tijolos. Registra-se também que as tensões nesses locais são superiores às tensões obtidas na Estrutura de referência, Figura 4.18.

Figura 4.18 - Diagrama de tensões principais da Estrutura de referência (MPa x 10^{-3}).

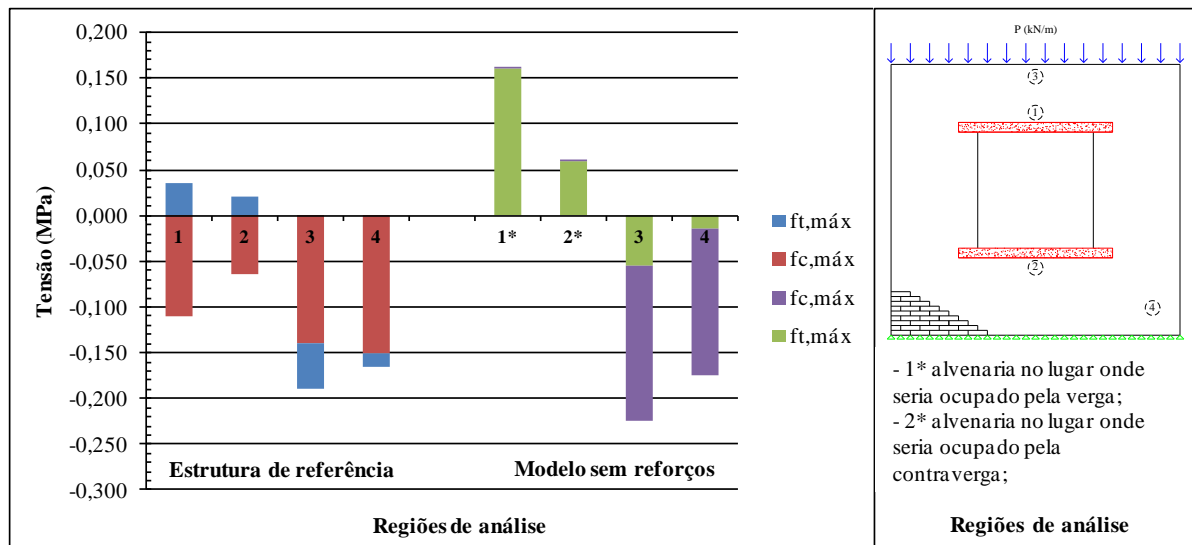


Fonte: SAP2000.

Comparando-se a distribuição de tensões nos vértices da abertura entre este modelo e a Estrutura de referência, verifica-se que neste último modelo as tensões se concentram, em grande parte, no interior da verga e contra-verga. Constata-se também que no modelo sem reforços, há um acréscimo nessas tensões. Nos vértices superiores da abertura as tensões de compressão variam de 0,24 MPa a 0,71 MPa, ao passo que no modelo com verga e contra-verga a máxima compressão não ultrapassa 0,45 MPa.

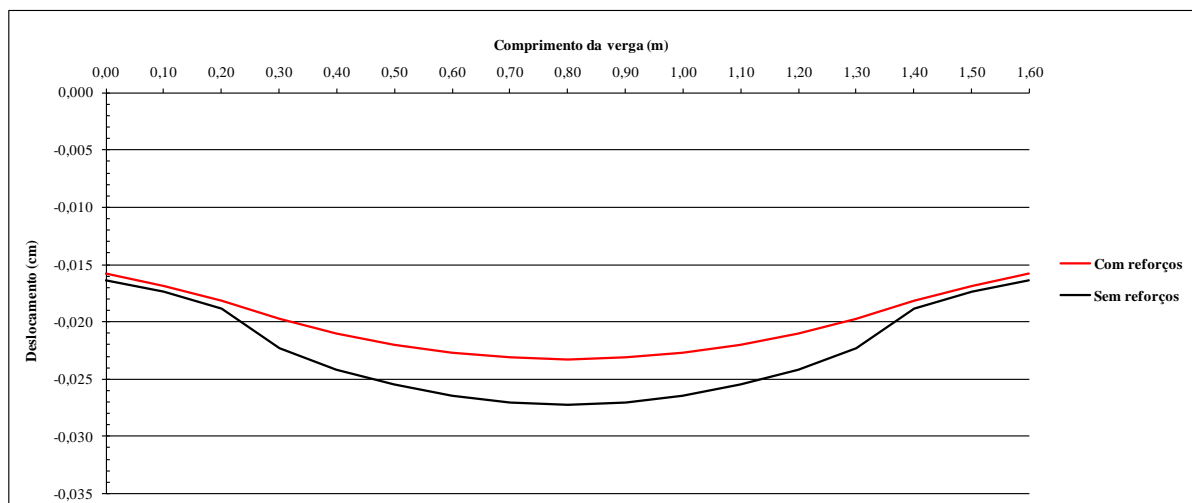
Diante desses resultados e da análise do Gráfico 4.6, pôde-se constatar a importância de se considerar vergas e contravergas de concreto no contorno da abertura, visto que a parcela de tração que era absorvida pela alvenaria acima e abaixo da abertura passa a ser resistida por esses reforços. Além disso, verifica-se no Gráfico 4.7 que quando não há reforço de concreto a alvenaria se deforma mais. Para o máximo deslocamento, a redução entre a Estrutura de referência e o modelo sem reforços chega a 14,60%.

Gráfico 4.6 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e do modelo sem verga e contraverga.



Fonte: Produção do próprio autor.

Gráfico 4.7 - Deslocamento do painel na região da verga em função da consideração dos reforços.



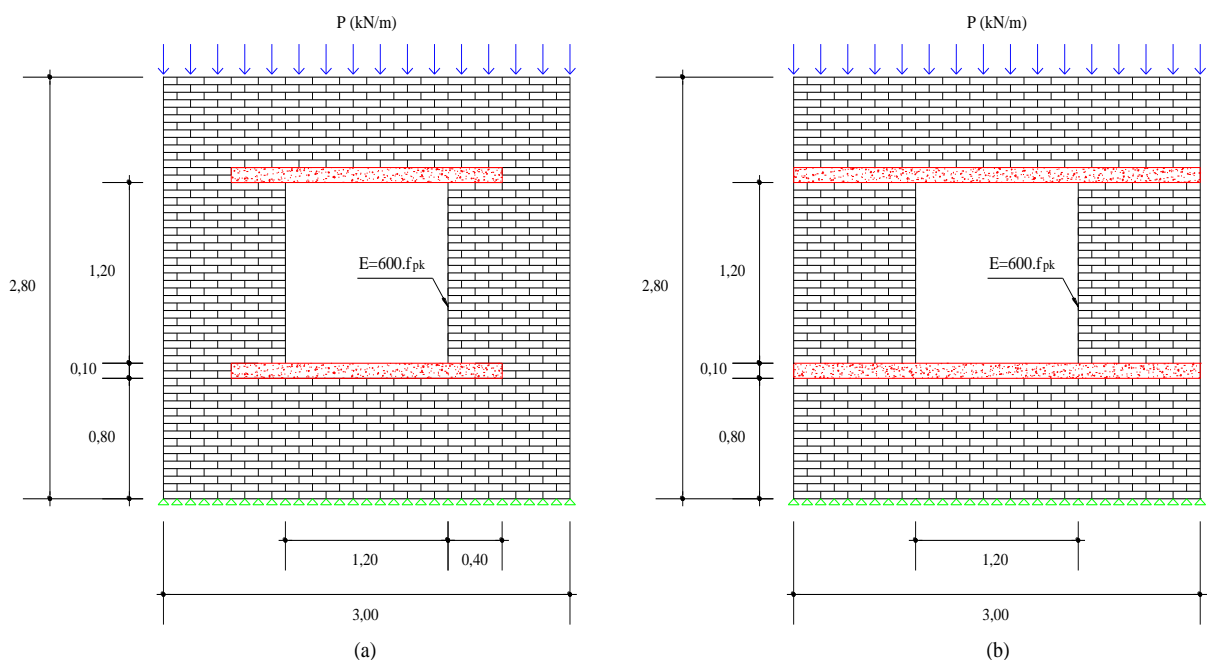
Fonte: Produção do próprio autor.

Sobre os deslocamentos apresentados no Gráfico 4.7 é importante salientar que eles foram obtidos através do programa de análise. Nota-se nesse gráfico, como era esperado, que quando se considerou um elemento rígido (verga) sobre a abertura, houve uma considerável redução do máximo deslocamento da estrutura. Além disso, pôde-se observar no Gráfico 4.6 que a não consideração de verga e contraverga acarretou em um acréscimo das tensões de tração na alvenaria acima da verga (1) e abaixo da contraverga (2), comparativamente à Estrutura de referência.

4.4.4.1 Extensão da verga e contraverga

Diante dos resultados que mostraram a influência da verga e contraverga na distribuição de tensões, decidiu-se investigar a influência da extensão desses reforços. De forma semelhante às outras análises, modelou-se a estrutura sob as mesmas condições de carregamento, vinculação, materiais e abertura, alterando-se somente o comprimento excedido além da abertura, que na Estrutura de referência era de 0,20m. Para tanto, foram analisadas duas situações: no primeiro caso a verga e contraverga excedem o vão em mais 0,40m em cada uma das extremidades, e no segundo esses reforços possuem o comprimento da parede, conforme ilustram a Figura 4.19 (a) e Figura 4.19 (b), respectivamente.

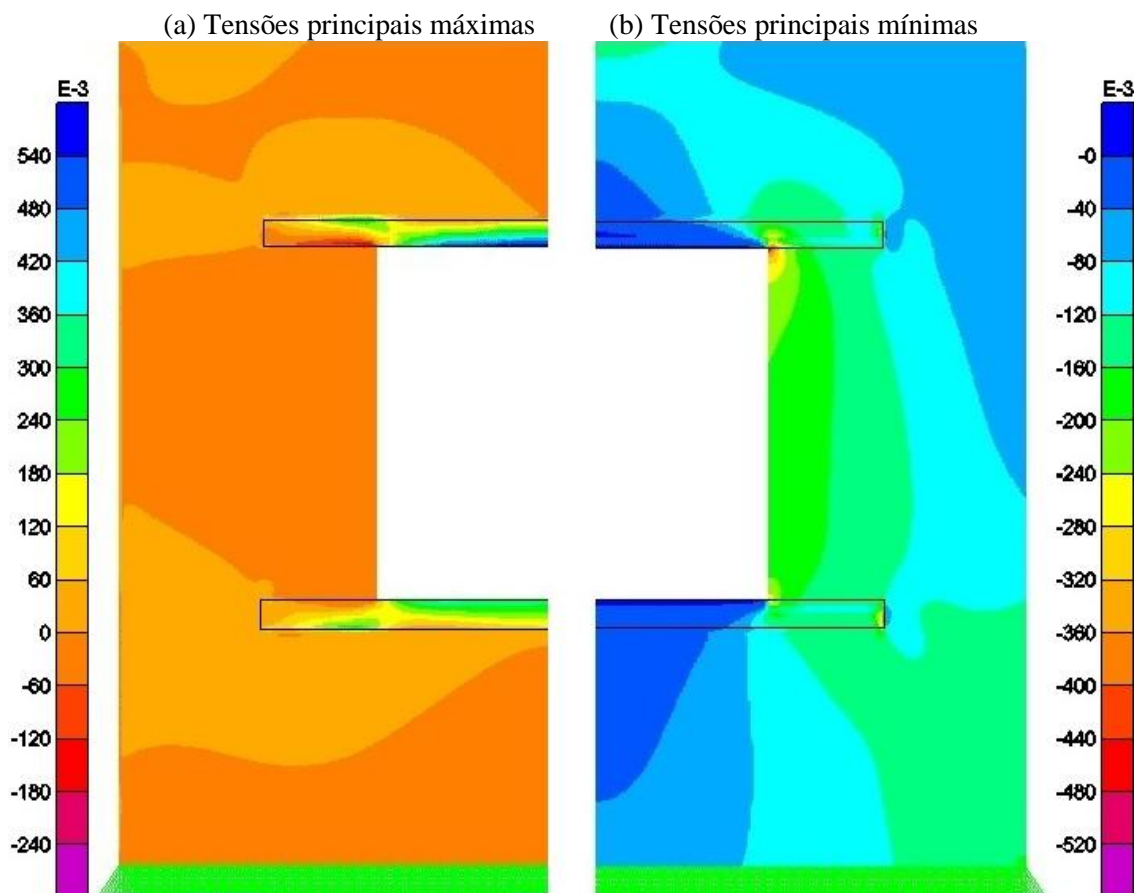
Figura 4.19 - Configuração da parede com reforços: (a) Reforços com 0,40m além da abertura (b) Reforços com a extensão da parede (medidas em metro).



Fonte: Produção do próprio autor.

Através da análise de resultados do primeiro modelo, Figura 4.20, particularmente o diagrama de tensões principais máximas (Figura 4.20 (a)), percebe-se que a mudança mais significativa ocorre na alvenaria que está acima da verga de concreto e nas laterais da abertura. Nesses trechos é observada uma redução da área de alvenaria tracionada. Além disso, constata-se que as máximas tensões de tração na alvenaria sobre esse reforço diminuíram de intensidade se comparada com a Estrutura de referência, Figura 4.21 (a). Nessa região, as tensões variam de 0,02 MPa de tração a 0,10 MPa de compressão. Já nas laterais da abertura ocorre um aumento do trecho com alvenaria comprimida. Além dessas observações, é importante notar que as tensões de compressão nos vértices da abertura também diminuíram. Nesses pontos, as tensões de compressão variam de 0,15 MPa a 0,44 MPa na verga e de 0,03 MPa a 0,28 MPa na contraverga.

Figura 4.20 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços excedendo a abertura em 0,40m ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).



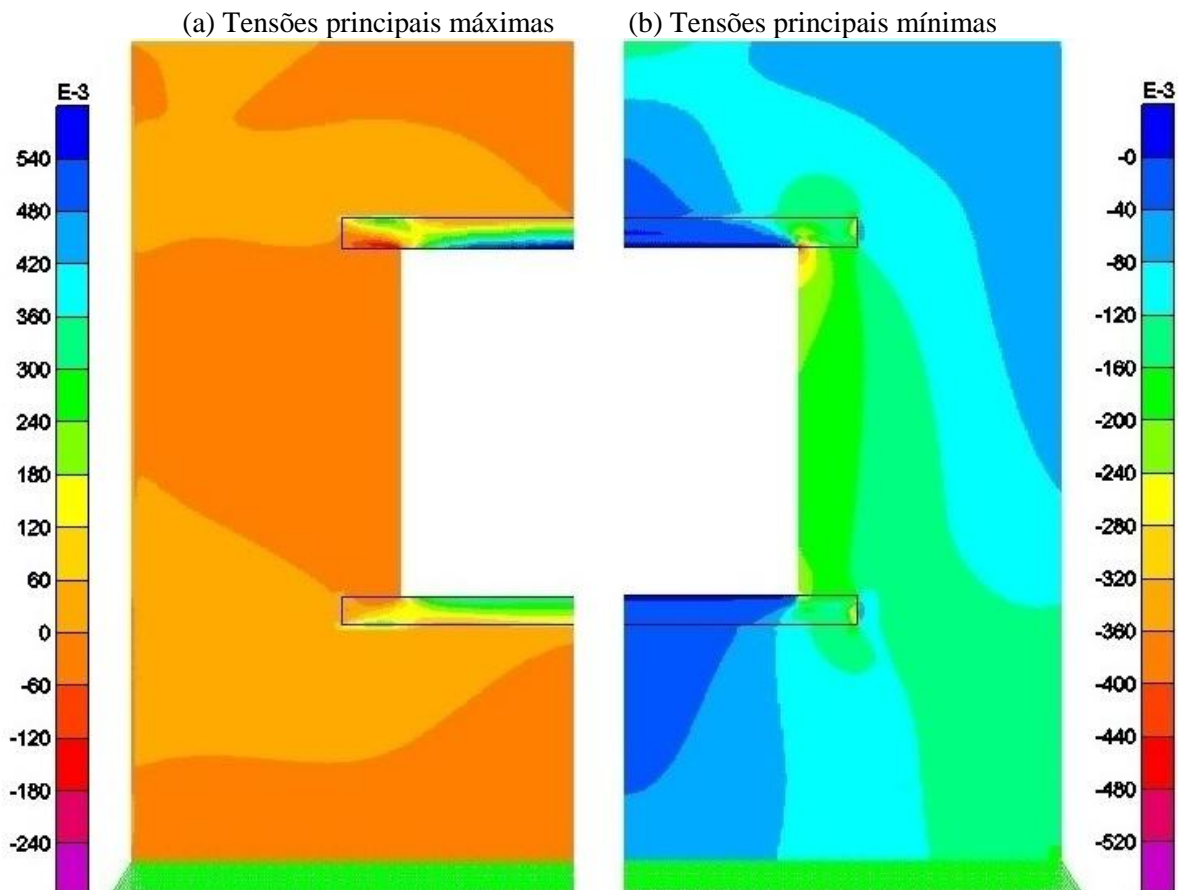
Fonte: SAP2000.

Na alvenaria acima da verga, próxima do topo central, as tensões de compressão nos componentes diminuíram de intensidade. Esse comportamento pode ser

explicado devido ao fato da verga apresentar uma menor deformação em relação à Estrutura de referência, como mostra o Gráfico 4.8.

Quanto ao diagrama de tensões principais mínimas, Figura 4.20 (b), verifica-se de forma mais evidente que as tensões de compressão na alvenaria abaixo da contraverga aumentam de intensidade da parte central em direção às laterais da parede, assumindo o seu máximo valor próximo dos apoios de extremidade. Além disso, as tensões nas laterais, próximas da abertura, diminuiriam em relação à Estrutura de referência, Figura 4.21 (b). Deve-se observar ainda que os valores das tensões se modificaram, embora isso não seja percebido através da escala de resultados, pois a mesma não permite detectar pequenas mudanças.

Figura 4.21 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços excedendo a abertura em 0,20m (Estrutura de referência) ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).



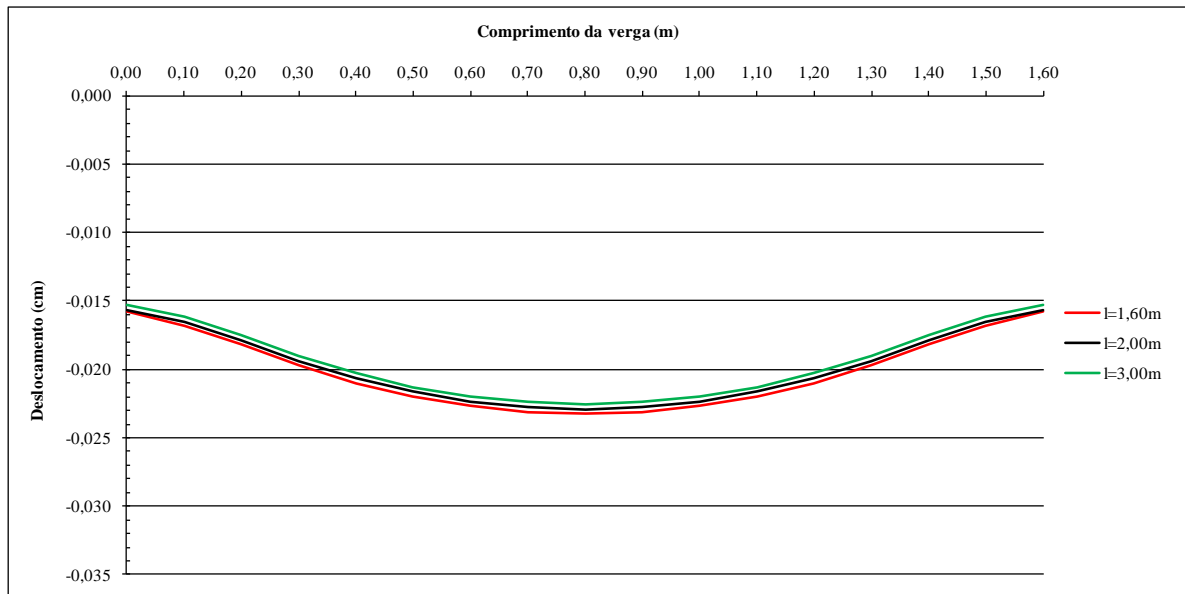
Fonte: SAP2000.

Para o modelo com reforços de mesmo comprimento da parede, Figura 4.22, verifica-se que as regiões de alvenaria tracionadas acima da verga, assim como os valores das tensões de tração, se comparadas com a Estrutura de referência (Figura 4.21), diminuiriam.

Nesse trecho, as tensões variam de 0,02 MPa de tração até à máxima de compressão da ordem de 0,07 MPa.

Diferentemente do que ocorre na Figura 4.21 (a), em que nas laterais da abertura há trechos com alvenaria tracionada, no diagrama da Figura 4.22 (a) essa região está predominantemente comprimida e com tensões de menor intensidade.

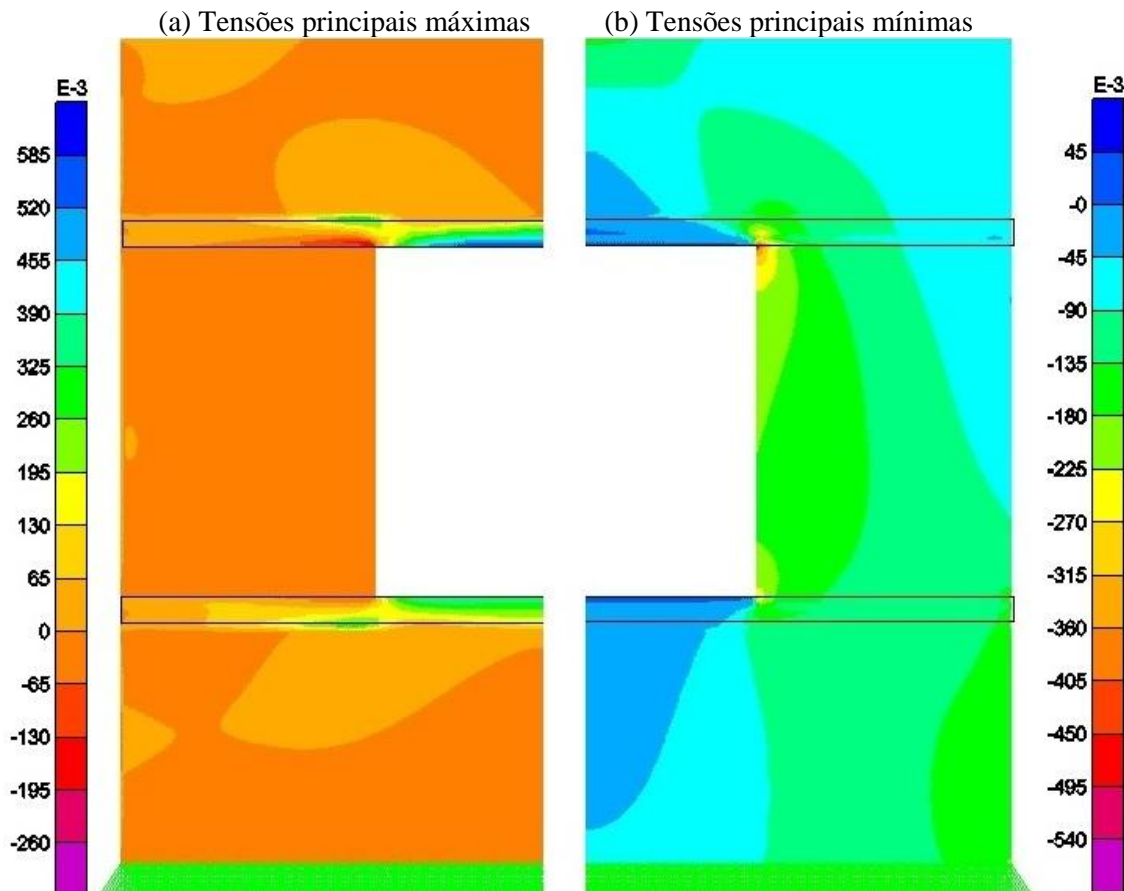
Gráfico 4.8 - Deslocamento do painel na região da verga em função da variação de comprimento dos reforços.



Fonte: Produção do próprio autor.

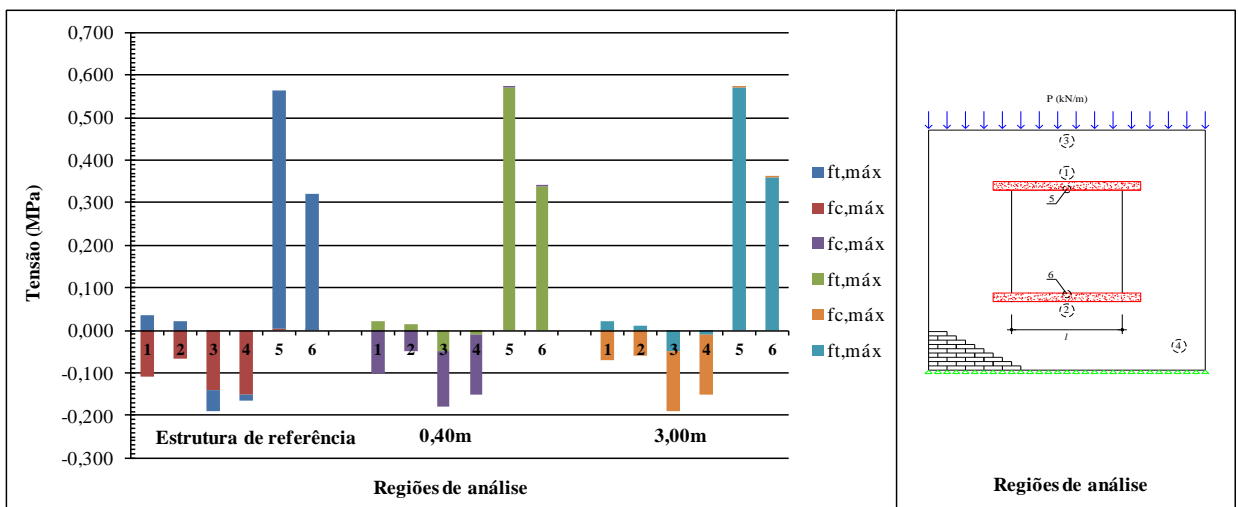
Diante das análises, pôde-se constatar a importância de se considerar vergas e contravergas de concreto nos trechos com abertura e também a relevância de se avaliar o comprimento que esses reforços excedem além da abertura. Foi verificado que com o seu aumento houve uma redução dos trechos de alvenaria submetidos a tensões de tração. Entretanto, quando se observa a diferença de deslocamento na região da verga para os diferentes comprimentos, Gráfico 4.8, chega-se a conclusão que essa diferença é muito pequena. Fato semelhante também é observado quando comparado o resultado da envoltória de tensões para cada uma das regiões analisadas na Estrutura de referência, no modelo com 0,40m e no modelo com toda a extensão da parede, Gráfico 4.9.

Figura 4.22 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços de mesmo comprimento da parede (3,00m) ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).



Fonte: SAP2000.

Gráfico 4.9 - Envoltória de tensões dos diferentes modelos com variação de comprimento da verga e contraverga.



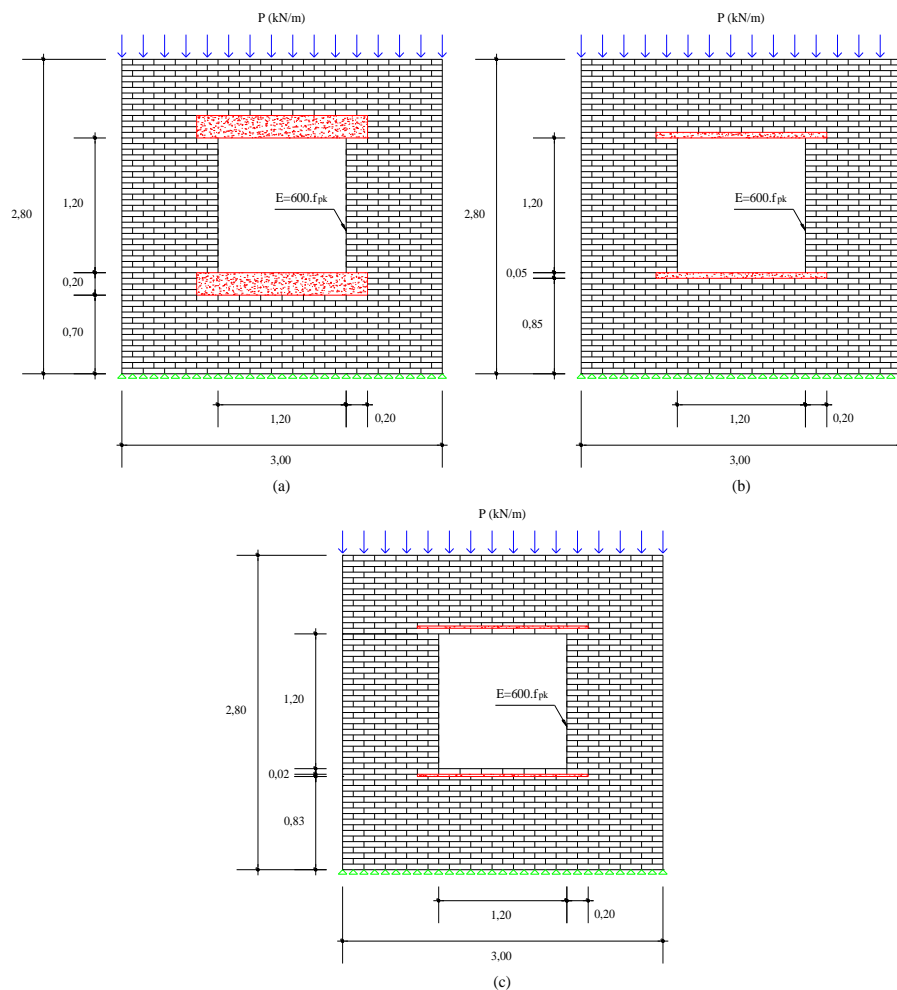
Fonte: Produção do próprio autor.

A partir do Gráfico 4.8 pôde-se constatar que vergas de maior comprimento não acarretaram em uma diminuição considerável dos deslocamentos do painel. No entanto, os reforços de maior extensão acarretaram na diminuição das tensões de tração na alvenaria.

4.4.4.2 Altura da verga e contraverga

Neste item se estuda a influência da altura das vergas e contravergas. Para tanto, modelou-se a mesma estrutura considerando três outras situações, Figura 4.23. No primeiro caso, Figura 4.23 (a), esses reforços possuem altura de 0,20m, no segundo, Figura 4.23 (b), eles possuem altura igual a 0,05m e no último, Figura 4.23 (c), a verga e contraverga são feitas com argamassa com uma altura de 0,02m. Em todos os casos esses reforços excedem a abertura em mais 0,20m nas extremidades.

Figura 4.23 - Configuração da parede com reforços: (a) Reforços com $h=0,20\text{m}$ (b) Reforços com $h=0,05\text{m}$ (c) Reforços com $h=0,02\text{m}$ (medidas em metro).



Fonte: Produção do próprio autor.

Em relação a esse último modelo, observa-se que a sua menor dimensão ($h=0,02\text{m}$) não tem reflexo na análise numérica, pois a malha adotada é de $0,01\times 0,01\text{m}$. O único cuidado a ser tomado na modelagem é quanto à atribuição das propriedades físicas aos elementos finitos que irão trabalhar como concreto (verga e contraverga), de tal forma que essa operação seja feita no mesmo local onde se pretende posicionar a verga e contraverga. Quanto às propriedades físicas, além daquelas já definidas no Quadro 4.1, são necessárias outras propriedades para caracterizar o material argamassa, Quadro 4.5.

No que se refere às propriedades da argamassa, os valores indicados no Quadro 4.5 foram selecionados a partir de dados encontrados na literatura. No caso do módulo de deformação (E), resultados de ensaios realizados por Silva e Campiteli (2008) indicaram que para uma argamassa de cimento, cal e areia natural na proporção de 1:2:9, que é compatível com a empregada no assentamento, os autores obtiveram um valor de $1\,490\text{ MPa}$, razão pela qual se adotou esse valor.

Quanto ao coeficiente de Poisson (ν), que é a relação entre a deformação lateral e a deformação axial de um material sujeito a uma carga axial simples, Carneiro (1999) afirma que para argamassas o seu valor varia de $0,10$ a $0,20$, sendo tanto menor quanto menor for a capacidade de deformação da argamassa. Dessa forma, adotou-se o valor de $0,15$ por se tratar de um valor médio.

Já para o peso específico (γ), admitiu-se o valor de 19 kN/m^3 por ser o número indicado pela NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

Quadro 4.5 - Propriedades físicas da argamassa.

	Propriedade	Valor
ARGAMASSA	Módulo de deformação longitudinal (E)	$1\,490\text{ MPa}$
	Coeficiente de Poisson (ν)	$0,15$
	Peso específico (γ)	$19,0\text{ kN/m}^3$

Nota:

$1,0\text{ MPa} = 1\,000\text{ kN/m}^2$.

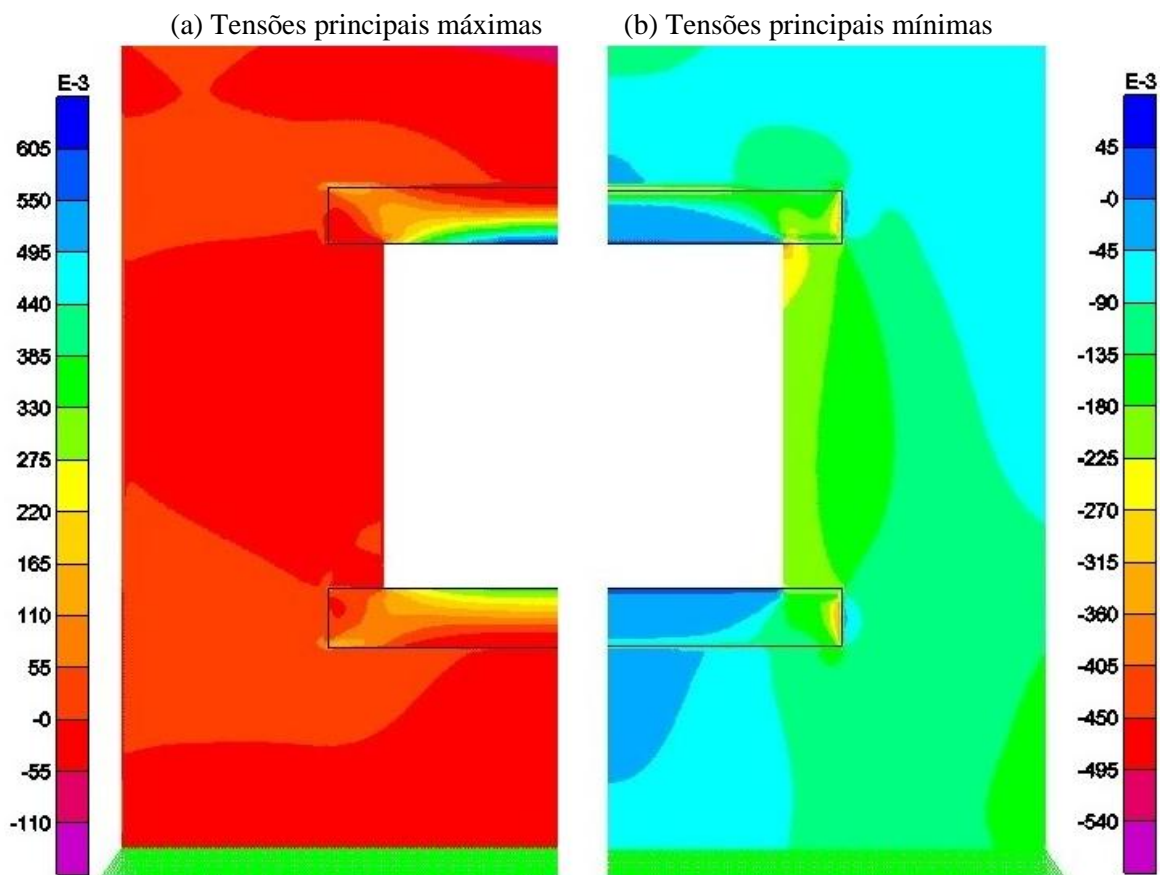
Fonte: Produção do próprio autor.

A partir dos resultados, Figura 4.24, percebe-se que a concentração de tensões nos vértices superiores da abertura diminuiu de intensidade se comparada com a Estrutura de

referência, Figura 4.25. Nesse local, as máximas tensões de compressão variam de 0,08 MPa a 0,35 MPa, ao passo que na Figura 4.25 essas tensões variam de 0,14 MPa a 0,45 MPa.

Quanto à alvenaria nas extremidades da verga, nota-se também a redução de intensidade das tensões. Neste modelo, os valores variam de uma tensão de tração da ordem de 0,01 MPa até a máxima de compressão de 0,05 MPa. Já na Estrutura de referência, para esse mesmo local, as tensões variam de uma tração de 0,04 MPa a 0,10 MPa de compressão. Verifica-se ainda que, embora essas tensões na alvenaria tenham apresentado menores valores, as máximas trações nos reforços aumentaram. Na verga essa tensão tem seu valor máximo da ordem de 0,60 MPa contra 0,56 MPa da Estrutura de referência.

Figura 4.24 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços com altura de 0,20m (MPa x 10^{-3}).

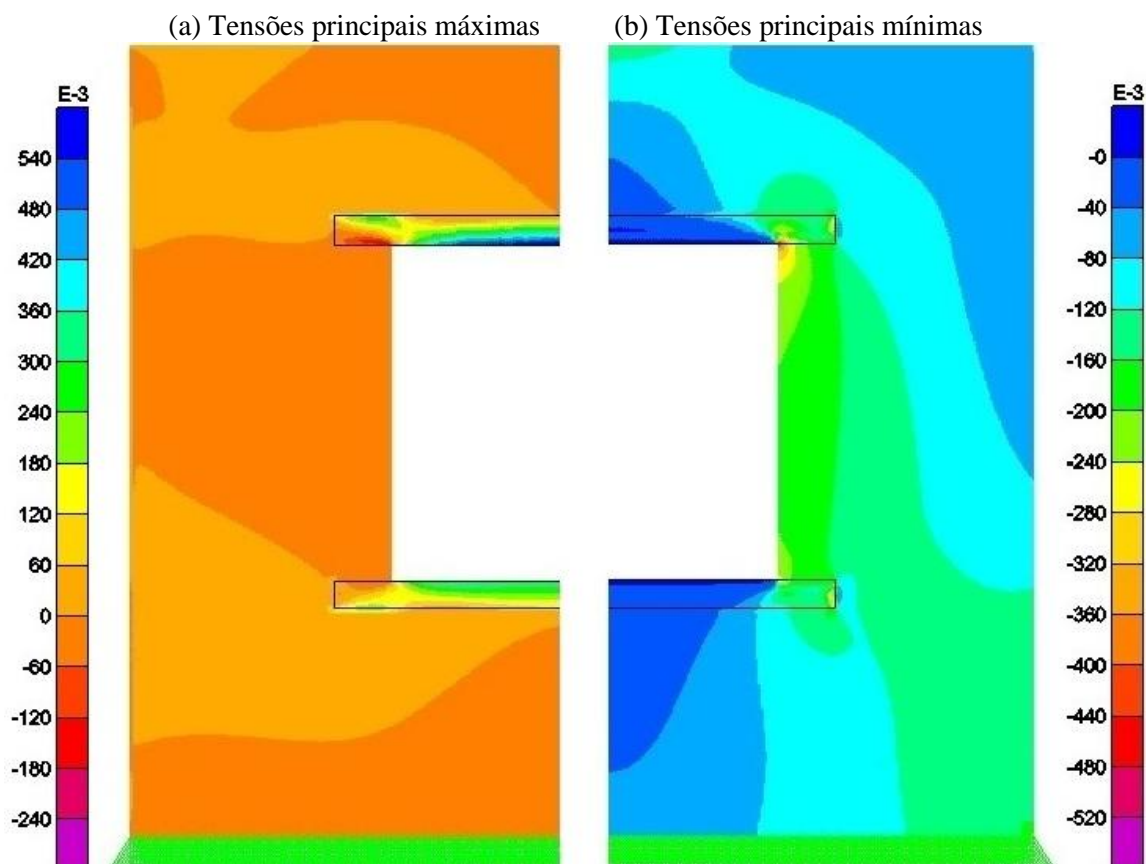


Fonte: SAP2000.

Outra característica que chama atenção é que, diferentemente do que ocorre na Figura 4.25, em que a verga apresenta tensões de compressão somente nas suas extremidades, neste modelo, no meio do vão próximo à face superior desse reforço, o concreto está comprimido. Fato semelhante também é observado na face inferior da contraverga.

Na alvenaria próxima do topo central também é observada a redução das máximas tensões de compressão. As tensões nesse local não excedem 0,12 MPa contra 0,14 MPa na Estrutura de referência. Esse decréscimo de tensões pode ser entendido como consequência da menor deformação da verga, que faz com que essa região da alvenaria seja menos solicitada. Registra-se ainda que com o aumento da altura desses reforços, tanto acima da verga como abaixo da contraverga, os trechos de alvenaria tracionada diminuiriam.

Figura 4.25 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços com altura de 0,10m (Estrutura de referência) ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).



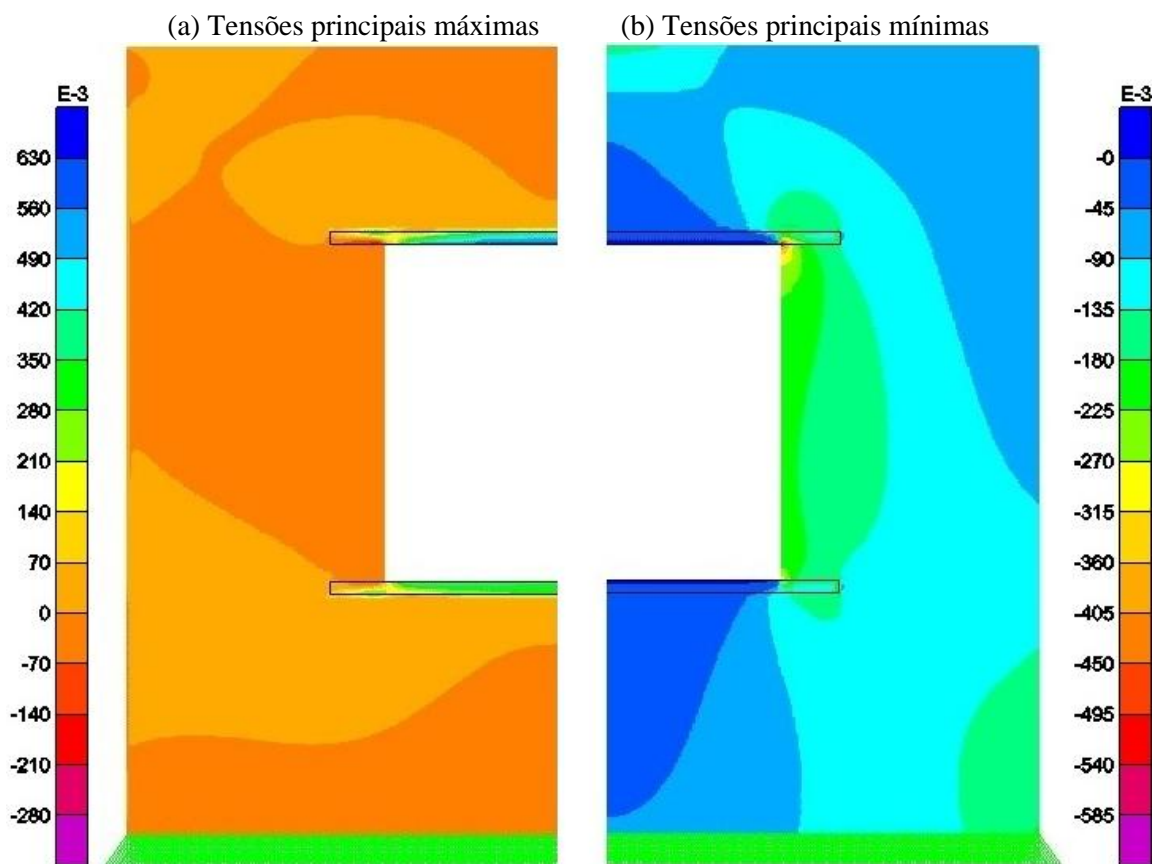
Fonte: SAP2000.

De modo especial no diagrama de tensões principais mínimas, Figura 4.24 (b), nota-se que nas extremidades da verga há uma maior concentração de tensões de compressão. Como já comentado, esse comportamento surge em virtude do desvio de tensões, que são condicionadas a assumirem um novo trajeto em direção às laterais da abertura devido à descontinuidade da parede. Além disso, é verificado ao longo da interface da verga e contraverga uma concentração de tensões de compressão mais acentuada. Essas tensões nesse local ocorrem devido à presença de uma região mais rígida.

Como consequência do aumento da verga e contra-verga e do desvio de tensões acima da abertura, constata-se um acréscimo das máximas tensões de compressão nas laterais da janela. Nessa região, as máximas tensões atingem valores da ordem de 0,195 MPa, e à medida que se segue em direção às extremidades da parede, esses valores diminuem.

Os resultados para os reforços com altura de 0,05m são apresentados na Figura 4.26.

Figura 4.26 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços com altura de 0,05m (MPa x 10^{-3}).



Fonte: SAP2000.

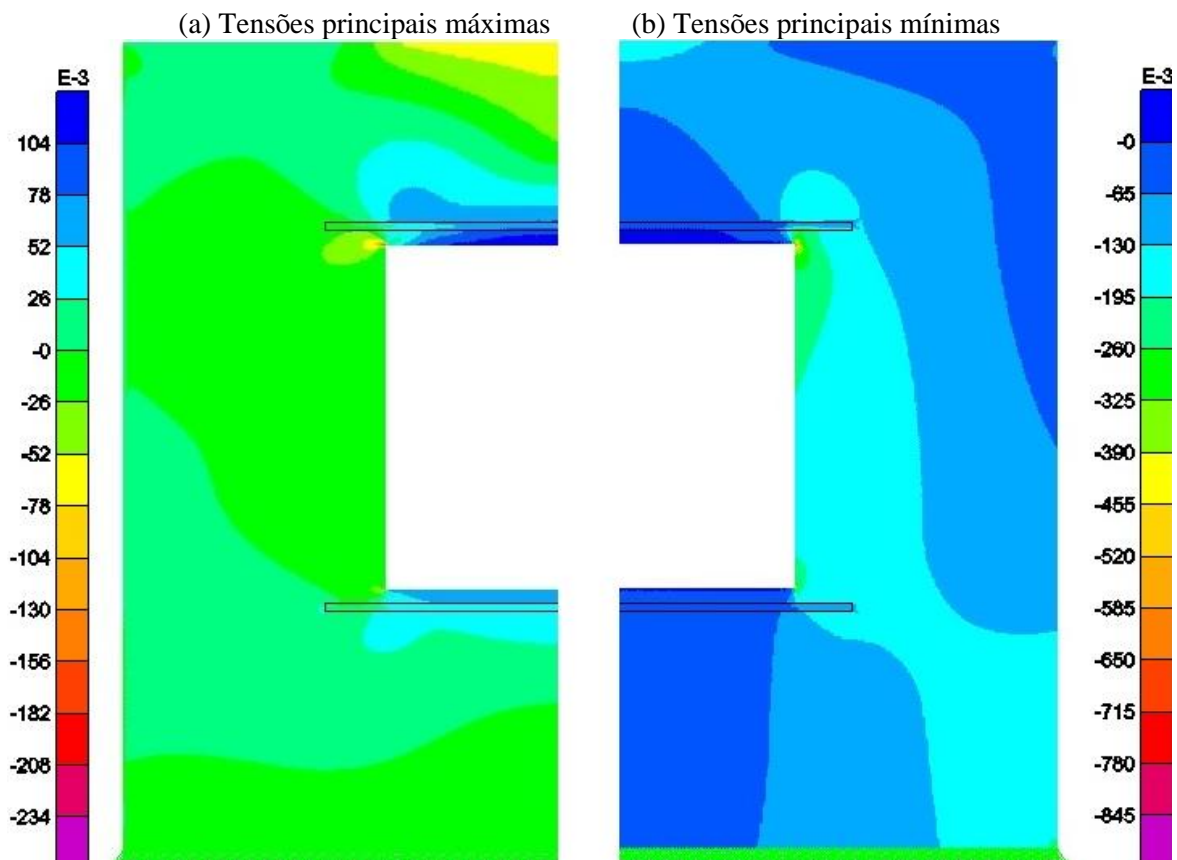
Analisando-se os diagramas, verifica-se que houve um acréscimo da área de alvenaria tracionada acima da verga se comparado com os outros resultados, Figura 4.24 e Figura 4.25. Nesse trecho, as máximas tensões de tração atingem valores da ordem de 0,04 MPa. Fato semelhante também é observado na alvenaria abaixo da contra-verga, onde as tensões variam de 0,03 MPa de tração a 0,10 MPa de compressão. É interessante notar que as tensões de tração na alvenaria não se limitam unicamente à região compreendida pelos reforços, indicando que o efeito da flexão também tem reflexo no seu entorno.

Verifica-se também que as tensões de compressão nas extremidades superiores da verga também se mostram mais acentuadas, com tensões que variam de 0,05 MPa de tração à 0,16 MPa de compressão.

No que se refere às tensões principais mínimas, ilustradas pela Figura 4.26 (b), também se observa que no topo central da parede há um trecho de alvenaria submetida a tensões de compressão mais intensas. Se comparada com a mesma região da Figura 4.24 e Figura 4.25, constata-se que neste caso as tensões são maiores, com valores que variam de 0,05 MPa a 0,14 MPa.

Além dos modelos em que a verga e contraverga são executadas com concreto, também foi analisada a hipótese de esses reforços serem feitos com argamassa. O objetivo de se analisar essa situação é justificada por ser uma prática comum nas edificações investigadas neste trabalho. Quanto aos seus resultados, eles são apresentados na Figura 4.27.

Figura 4.27 - Diagrama de tensões principais para parede com reforços com altura de 0,02m (MPa x 10^{-3}).



Fonte: SAP2000.

Em comparação com os outros modelos analisados, nota-se que a inserção de um elemento menos rígido provocou uma mudança significativa na distribuição de tensões. No diagrama de tensões principais máximas, Figura 4.27 (a), constata-se que, logo abaixo da verga de argamassa e na parte superior da contraverga, as tensões de tração, em sua maioria, são resistidas pela alvenaria. Na região da verga, as tensões de tração nos componentes atingem valores máximos de 0,125 MPa, diferentemente da Estrutura de referência onde essas tensões são resistidas pela verga de concreto.

Como observado em outros casos, neste modelo as tensões também aumentam de intensidade da lateral da abertura em direção às extremidades da parede. Entretanto, neste modelo ainda se constata que próximo das extremidades, à meia altura, as tensões na alvenaria são de tração. Nesse trecho, as trações são da ordem de 0,005 MPa.

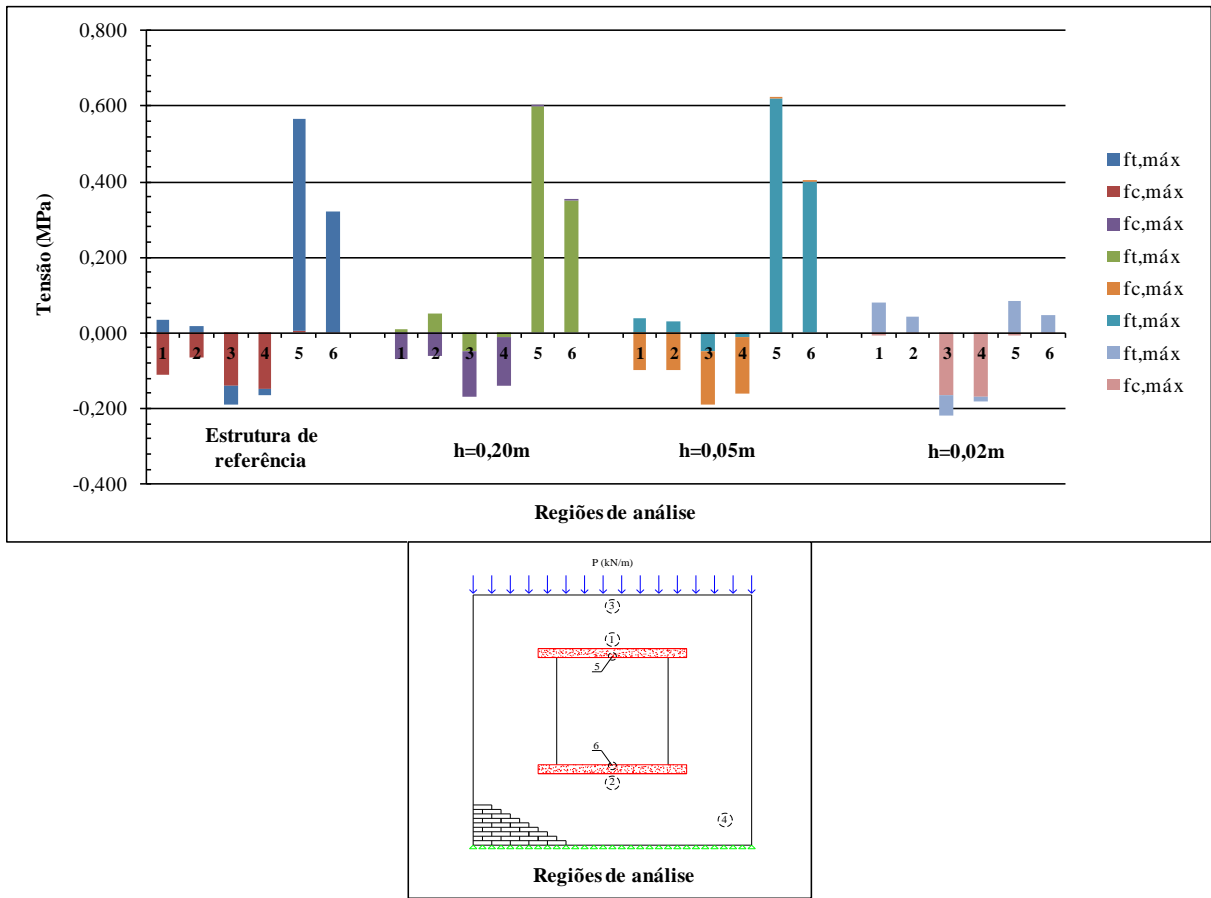
Outro comentário importante a ser feito é que embora tenham sido registradas menores tensões nos reforços deste modelo ($h=0,02m$) se comparado aos outros casos, Gráfico 4.10, isso pode ser explicado como consequência do reposicionamento da verga e contraverga, que precisaram ser deslocadas. Isso foi feito, pois devido a altura da verga e contraverga ($h=0,02m$) não ser múltipla da altura do componente, esses reforços foram reposicionados acima e abaixo da abertura a fim de garantir o alinhamento das demais fiadas.

Em razão da maior deformação da verga, Gráfico 4.11, houve um acréscimo das tensões de compressão no topo central da parede e na sua base. Nota-se ainda nesse gráfico que os deslocamentos deste modelo ($h=0,02m$) são menores apenas em relação ao modelo sem reforços. Ainda assim, nas extremidades da verga, este modelo apresenta maiores deslocamentos na comparação com o modelo sem reforços.

Quanto às tensões principais mínimas, Figura 4.27 (b), constata-se que as regiões do entorno da abertura são os locais onde as tensões de compressão são mais intensas. Nos vértices superiores as tensões de compressão são da ordem de 0,65 MPa, enquanto no modelo em que os reforços possuem 0,20m de altura as tensões são de 0,35 MPa. Além disso, as tensões nas laterais da abertura também são mais intensas, o que indica a pouca eficiência desse tipo de reforço quando feito com argamassa.

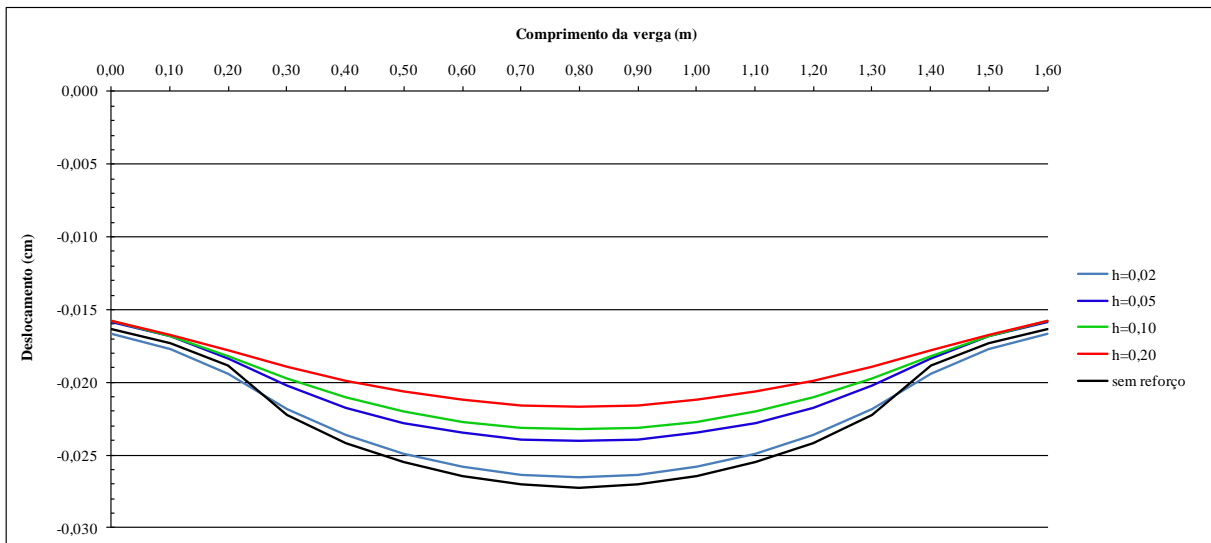
É oportuno comentar também que, dentre os modelos analisados, este foi o que apresentou maiores tensões de compressão e tração na alvenaria. Além disso, observou-se que a distribuição de tensões deste caso, na região acima da abertura, se assemelha muito ao modelo em que não foi considerado reforços, Figura 4.17.

Gráfico 4.10 - Envoltória de tensões dos diferentes modelos com variação da altura da verga e contraverga.



Fonte: Produção do próprio autor.

Gráfico 4.11 - Deslocamento do painel na região da verga em função da variação de altura dos reforços.



Fonte: Produção do próprio autor.

Sobre os resultados, é possível concluir que quanto menos rígidos forem os reforços, maiores as tensões na alvenaria. Outro fato que deve ser comentado é que os valores das tensões nas regiões próximas das extremidades da parede são praticamente os mesmos nos casos analisados. A única exceção foi observada quando foram considerados os reforços feitos com argamassa. Isso pode ser explicado pelo fato de que, nesses trechos, não há uma perturbação na distribuição de tensões decorrente do desvio de tensões ou da variação de altura dos reforços. Entretanto, pôde-se notar que em algumas regiões, como a alvenaria acima da verga e abaixo da contraverga, a alvenaria no topo central e nas extremidades dos reforços, os resultados foram diferentes.

Ressalta-se ainda que, dentre os modelos analisados, o que apresenta a maior deformação é o reforço com altura igual a 0,02m, Gráfico 4.11. Percebe-se também no Gráfico 4.10 que, em algumas regiões, como no topo central (3) e na base da parede (4), a envoltória de tensões tem maior amplitude em relação aos demais modelos.

4.4.5 Parede de alvenaria com pilares de concreto nas extremidades

Tendo em vista que nas edificações investigadas neste trabalho as paredes de alvenaria muitas vezes são usadas em conjunto com uma “estrutura de concreto”, como vigas e pilares, neste item busca-se analisar inicialmente a interferência dos pilares na distribuição de tensões.

De forma análoga aos modelos já apresentados, admite-se a estrutura indicada na Figura 4.28 considerando a presença de pilares de concreto nas extremidades da parede.

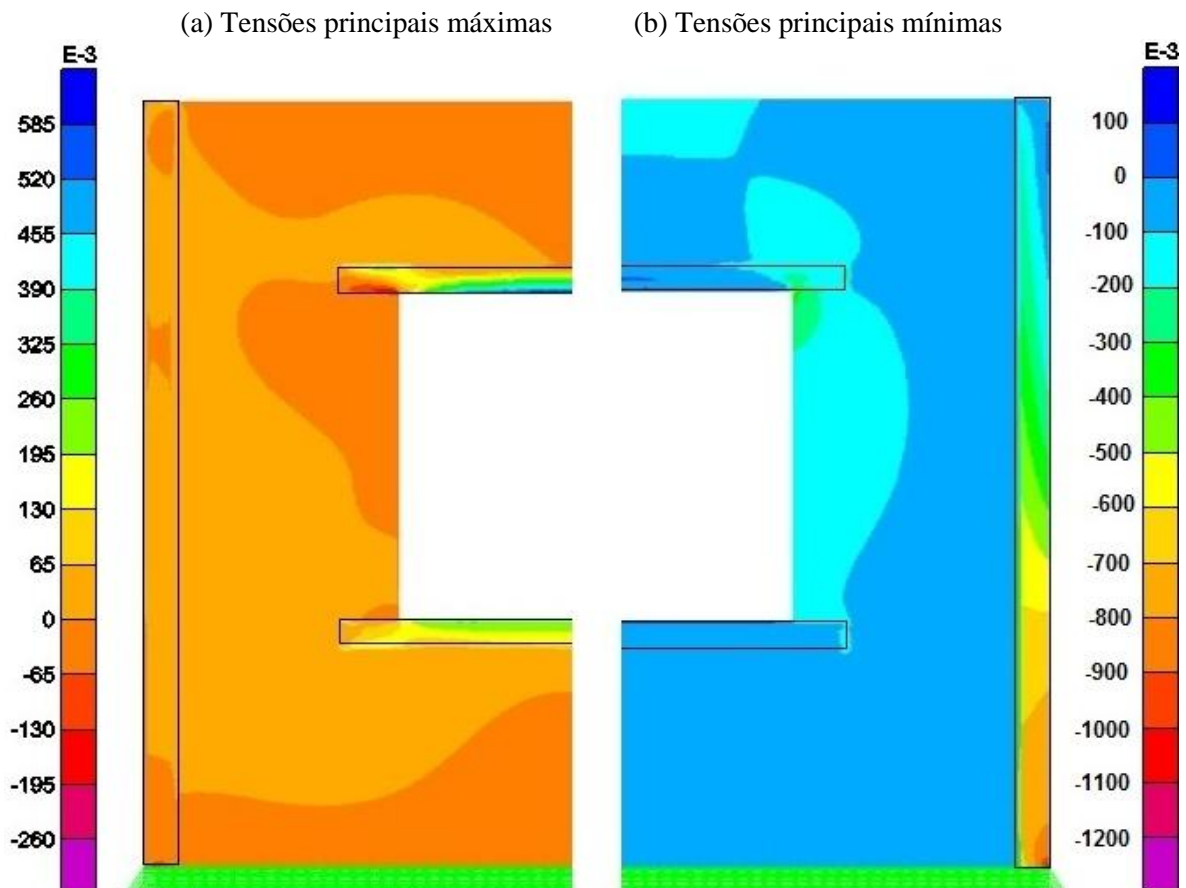
Sobre o pilar, é oportuno ressaltar que a sua largura foi limitada à largura dos componentes, neste caso igual a 0,09m. Apesar de estar sendo estudado um arranjo estrutural incompleto, sem a presença de viga, o que se busca é analisar a influência desse elemento de concreto na distribuição de tensões. A sua função é de conferir uma maior rigidez à estrutura e reduzir as tensões de compressão na alvenaria, como se constata nos resultados.

Embora neste trabalho esteja sendo utilizada a terminologia de vigas e pilares para designar os elementos de concreto que estão em conjunto com a alvenaria, deve ser destacada a diferença desses elementos em relação às vigas e pilares da norma de projeto de estruturas de concreto armado, NBR 6118:2007.

Além das dimensões reduzidas e do arranjo estrutural incompleto, outro aspecto que deve ser observado é com relação à forma de execução. A alvenaria usada como

se tornar crítica. Observa-se também na Figura 4.29 (a) que nas laterais da abertura há uma redução da área de alvenaria comprimida se comparada com a Figura 4.30 (a). Além disso, há um aumento das tensões de compressão nos vértices superiores da abertura para esta distribuição, com valores máximos da ordem de 0,46 MPa.

Figura 4.29 - Diagrama de tensões principais para parede com pilares nas extremidades (MPa x 10⁻³).



Fonte: SAP2000.

Na alvenaria próxima ao topo central constata-se um acréscimo das tensões de compressão, com tensões entre 0,05 MPa a 0,17 MPa, sendo que na Estrutura de referência a compressão máxima é da ordem de 0,14 MPa.

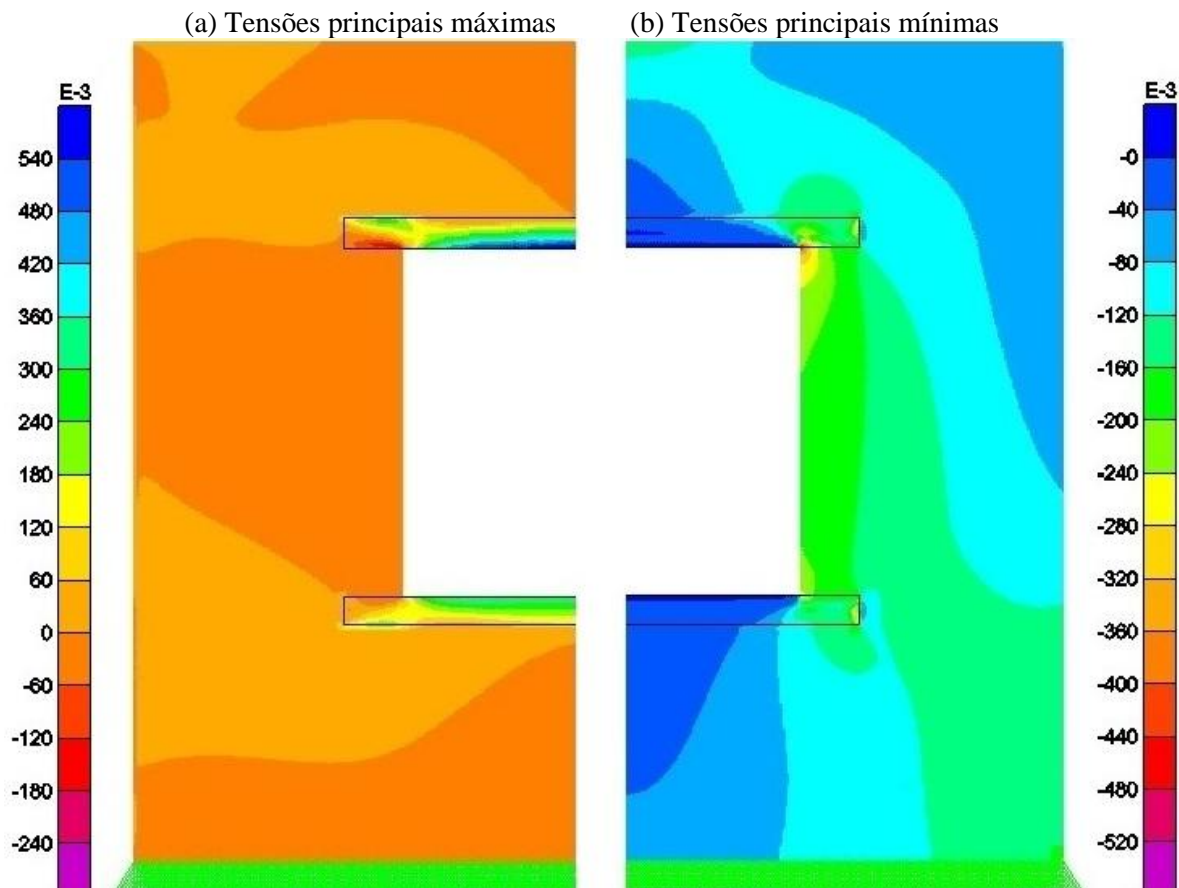
Quanto aos pilares, verifica-se através do diagrama de tensões principais máximas, Figura 4.29 (a), que ele está submetido a tensões de tração ao longo da sua altura, com valores máximos da ordem de 0,02 MPa. Já as máximas tensões de compressão, Figura 4.29 (b) e Figura 4.31, ocorrem na sua base com valores em torno de 0,90 MPa.

É importante ressaltar que mesmo não havendo a viga de concreto no respaldo da alvenaria, que teria a função de transmitir parte desse carregamento diretamente para os

pilares, constata-se que há uma redução de intensidade das máximas tensões de compressão na base da parede. Isso indica que o pilar, por ser um elemento mais rígido, acaba absorvendo grande parte do carregamento que antes era resistido apenas pela alvenaria. Na base da parede essas tensões variam de 0,006 MPa a 0,06 MPa, ao passo que a máxima compressão na Estrutura de referência é da ordem de 0,15 MPa, ou seja, mais do que o dobro.

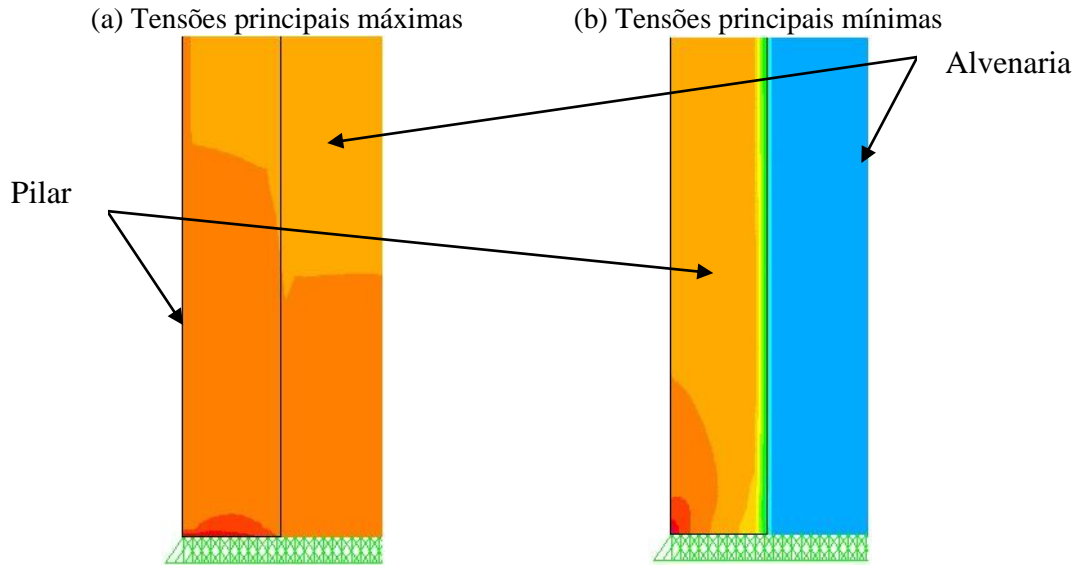
Na Figura 4.29 (b), nota-se que, com exceção dos trechos tracionados da verga e contraverga, as demais regiões do diagrama encontram-se comprimidas. Assim, com a inserção dos pilares a distribuição de tensões em praticamente toda a parede se tornou uniforme, com tensões da ordem de 0,05 MPa. Apenas ao lado da abertura e próximo ao topo da parede, na região central, são observadas tensões de compressão mais intensas. Além disso, verifica-se a existência de tensões de maior intensidade nos vértices superiores da abertura se comparada com o mesmo local da Estrutura de referência.

Figura 4.30 - Diagrama de tensões principais para parede sem pilares (Estrutura de referência) (MPa x 10^{-3}).



Fonte: SAP2000.

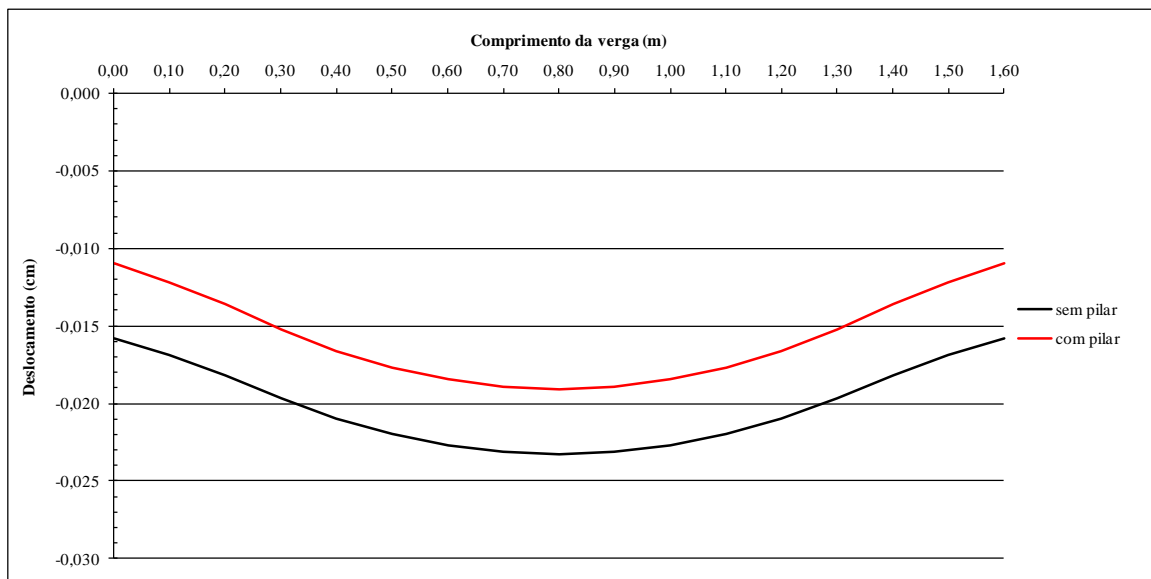
Figura 4.31 - Tensões principais máximas e mínimas na base do pilar.



Fonte: SAP2000.

Quanto ao deslocamento da verga, é interessante observar que mesmo mantendo todas as variáveis constantes (módulo de deformação longitudinal da alvenaria - $E=600 \cdot f_{pk}$, as condições de vinculação, carregamento de 5kN/m, reforços de verga e contra-verga com altura de 0,10m e excedendo a abertura em mais 0,20m, e armadura correspondente a uma barra de 10,0mm), observa-se no Gráfico 4.12 que, somente pela consideração de pilares na extremidade da parede, o deslocamento da verga é menor.

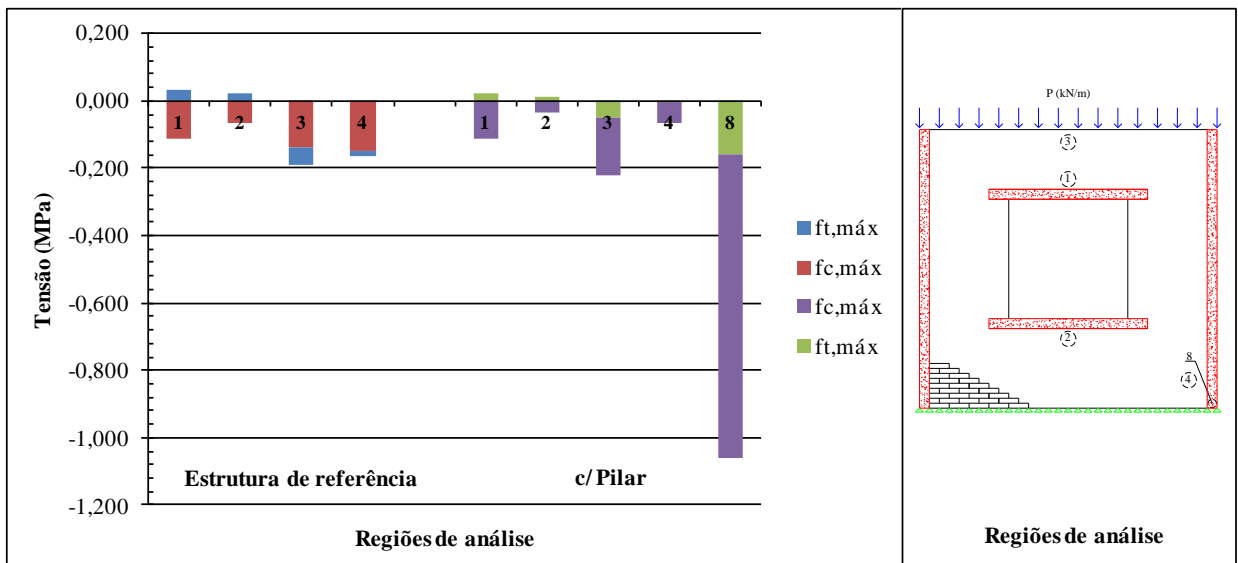
Gráfico 4.12 - Deslocamento do painel na região da verga em função da presença dos pilares.



Fonte: Produção do próprio autor.

Portanto, pôde-se verificar que a colocação dos pilares na estrutura provocou uma grande modificação na distribuição de tensões na alvenaria. Através dos diagramas constatou-se uma distribuição mais uniforme de tensões, além de ser observada a redução das máximas tensões de compressão na base da parede se comparada com a Estrutura de referência (Gráfico 4.13). Verifica-se também no Gráfico 4.12 a diminuição do deslocamento da verga de concreto, chegando-se a uma diferença de 18,0% para o máximo deslocamento.

Gráfico 4.13 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e do modelo com pilares de concreto.



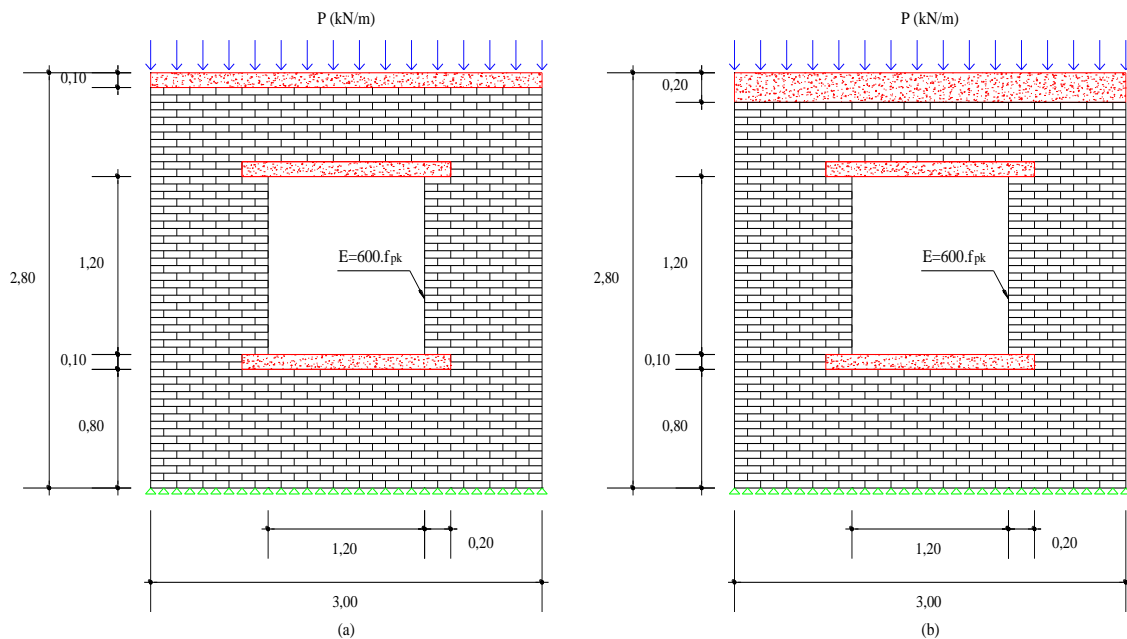
Fonte: Produção do próprio autor.

A partir do Gráfico 4.13 pôde-se constatar através da envoltória de tensões que para algumas das regiões de análise (1, 2 e 4) houve redução de tensões, se comparada com a Estrutura de referência.

4.4.6 Parede de alvenaria com vigas de concreto

Apresentam-se a seguir os resultados de dois modelos em que se considerou vigas de concreto apoiadas sobre a parede. No primeiro modelo admitiu-se uma viga com altura de 0,10m, Figura 4.32 (a), e no segundo uma viga com 0,20m de altura, Figura 4.32 (b). Apesar de existir uma “estrutura de concreto”, é importante ressaltar que, além de um arranjo estrutural incompleto (sem pilares), a largura desses elementos também não atende às prescrições da NBR 6118:2007, pois possuem largura igual a 0,09m.

Figura 4.32 - Configuração da parede com viga de concreto: (a) Viga com $h=0,10\text{m}$ (b) viga com $h=0,20\text{m}$ (medidas em metro).



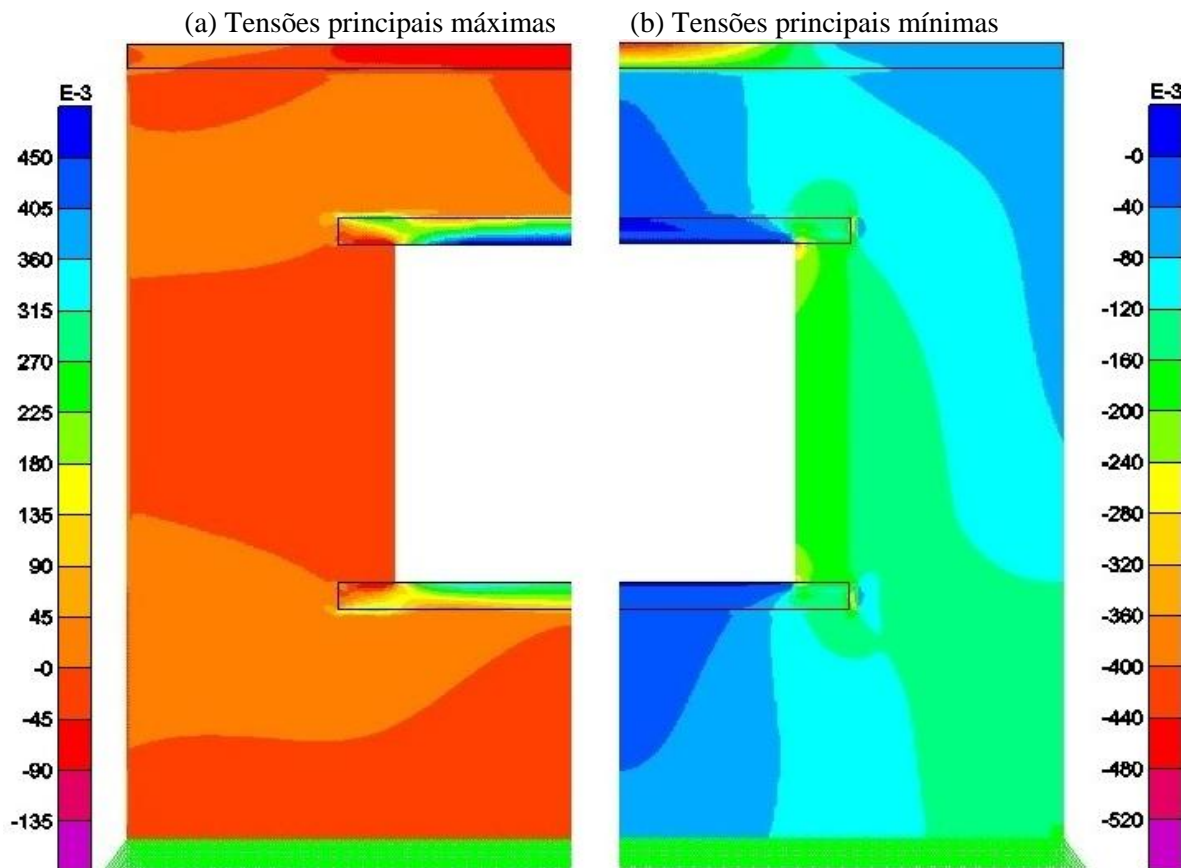
Fonte: Produção do próprio autor.

Analisando-se os diagramas, Figura 4.33 (a) e Figura 4.33 (b), é possível observar que a parte central da viga encontra-se totalmente comprimida, com tensões que variam de 0,055 MPa a 0,45 MPa e que apenas nas suas extremidades surgem tensões de tração. Abaixo desse elemento a alvenaria se encontra comprimida com tensões que diminuem em direção à verga. Nessa região, as tensões de compressão variam de 0,03 MPa a 0,10 MPa. Próximo da face da verga os componentes cerâmicos passam a ser tracionados, com tensões máximas em torno de 0,006 MPa. Essas tensões são mais intensas nas proximidades da região central desse reforço, visto que nesse local a sua flexão tem maior influência. Para esse mesmo trecho, na Estrutura de referência, Figura 4.34, essas tensões têm valores em torno de 0,03 MPa. Constata-se ainda neste modelo o aumento da área de alvenaria tracionada acima da abertura, próximo às laterais da parede, se comparada com a Figura 4.34.

Comparando-se este modelo com a Estrutura de referência, constata-se que as tensões na alvenaria nas extremidades da verga têm valores semelhantes. A máxima compressão é da ordem de 0,10 MPa em ambas as estruturas. Contudo, quando se verificam as tensões nos vértices da abertura, nota-se uma redução no modelo com a viga. Nesse local, as máximas tensões de compressão têm valores em torno de 0,35 MPa contra 0,45 MPa da Estrutura de referência. Isso mostra que a viga de concreto, por ser um elemento mais rígido,

acaba distribuindo o carregamento sobre a parede de maneira mais uniforme e aliviando a concentração de tensões em alguns locais, como os vértices da abertura. Na parte inferior da contraverga, próximo das laterais da parede, novamente se observa uma região com alvenaria tracionada, com tensões máximas da ordem de 0,02 MPa.

Figura 4.33 - Diagrama de tensões principais em parede com viga com $h=0,10\text{m}$ ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).

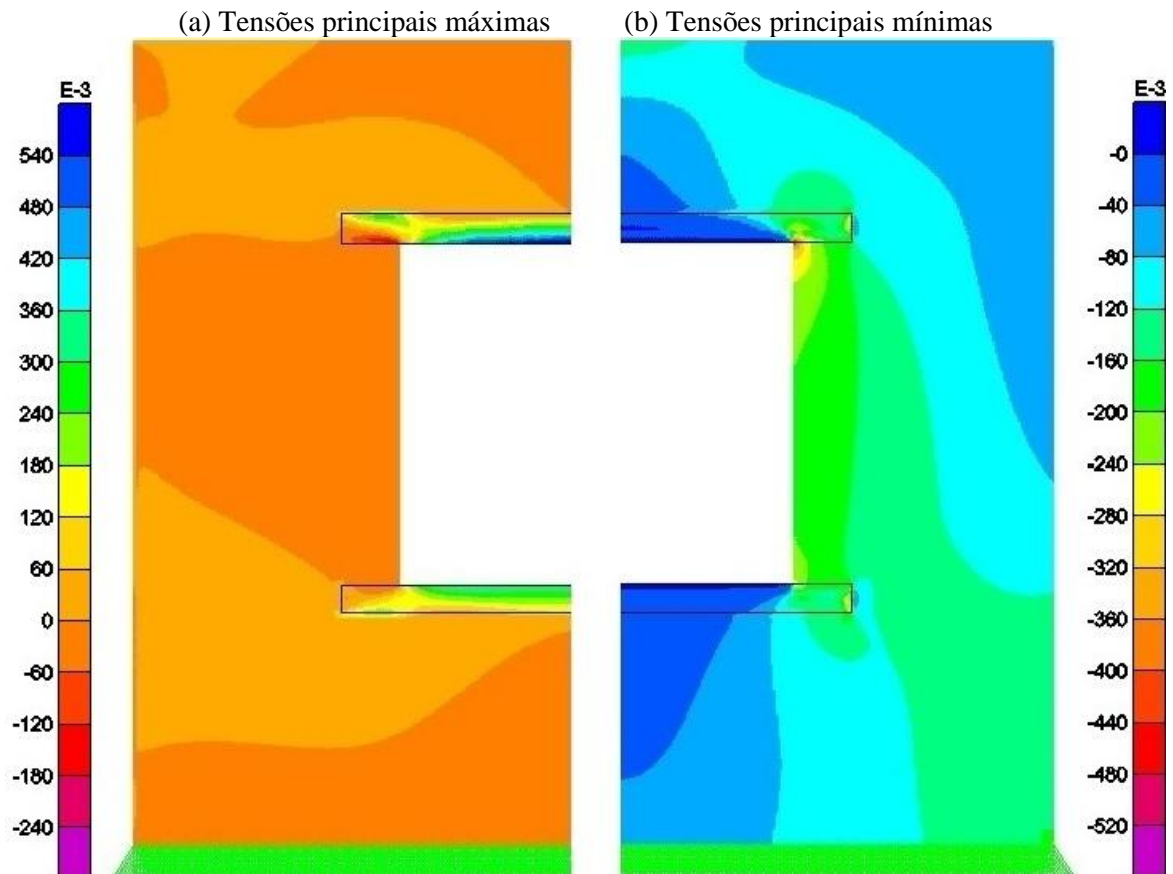


Fonte: SAP2000.

No diagrama de tensões principais mínimas, Figura 4.33 (b), nota-se que a forma como ocorre a distribuição de tensões acima da abertura sugere um desvio para as suas laterais com uma inclinação a 45° , ficando esse comportamento mais perceptível quando observada a trajetória de tensões na forma vetorial. Esse comportamento está compatível com a hipótese de dispersão de ações adotada pela NBR 15812-1:2010 – Alvenaria estrutural de blocos cerâmicos – Projetos, Figura 4.35. Segundo a norma, a dispersão de qualquer ação vertical concentrada ou distribuída sobre um elemento se dará com uma inclinação de 45° em relação ao plano horizontal, podendo-se utilizar essa hipótese tanto para definir parte de um determinado elemento que trabalhe para resistir uma ação, quanto na definição de um carregamento que eventualmente atue sobre um elemento.

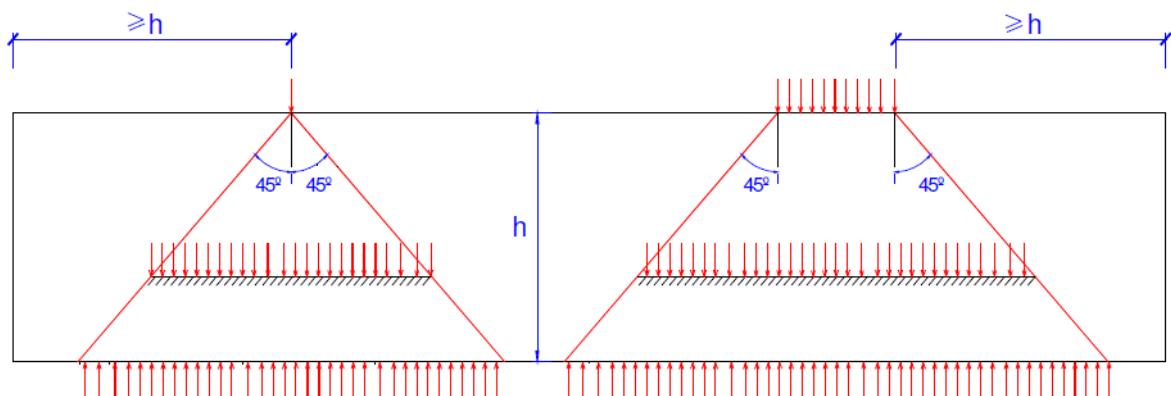
Por fim, observa-se que as tensões na base da parede são da mesma ordem de grandeza entre este modelo e a Estrutura de referência, com tensões máximas de compressão em torno de 0,15 MPa, como era de se esperar.

Figura 4.34 - Diagrama de tensões principais em parede sem viga (Estrutura de referência) (MPa x 10^{-3}).



Fonte: SAP2000.

Figura 4.35 - Dispersão de ações verticais.

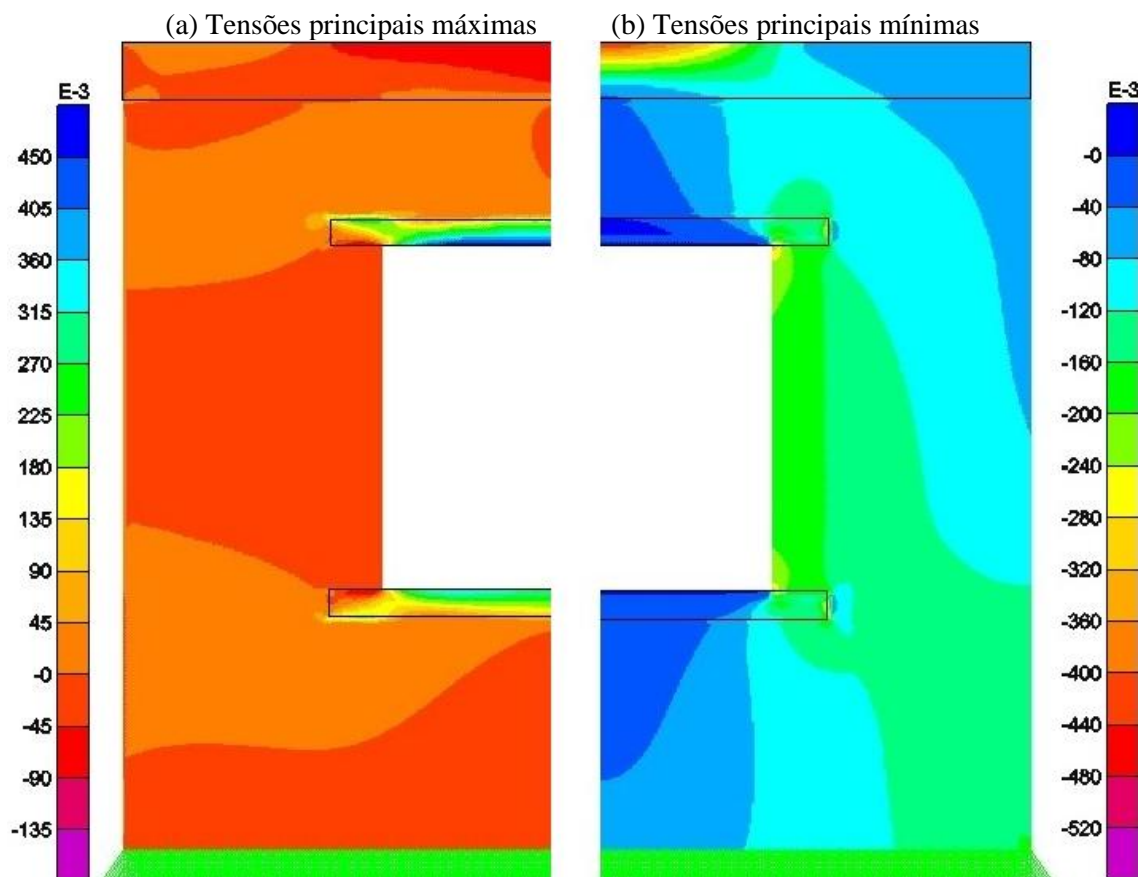


Fonte: NBR 15812-1: 2010.

Na análise de resultados do modelo com viga com altura de 0,20m, Figura 4.36, percebe-se que a mudança mais perceptível em relação à estrutura com viga de 0,10m, Figura 4.33, e a Estrutura de referência, Figura 4.34, ocorre na região central da viga e na alvenaria que está abaixo desse elemento. Nessa região de alvenaria, nota-se um aumento da área e de intensidade das tensões de tração, com valores máximos da ordem de 0,02 MPa, como se constata no Gráfico 4.14 (região 9).

Quanto às tensões na verga e contraverga, constata-se que nesta distribuição de tensões houve uma redução dos seus valores se comparada com a Figura 4.33, em que a viga possui a metade da altura. Fato semelhante também é observado com as tensões de compressão nos vértices superiores da abertura.

Figura 4.36 - Diagrama de tensões principais em parede com viga com $h=0,20\text{m}$ ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).



Fonte: SAP2000.

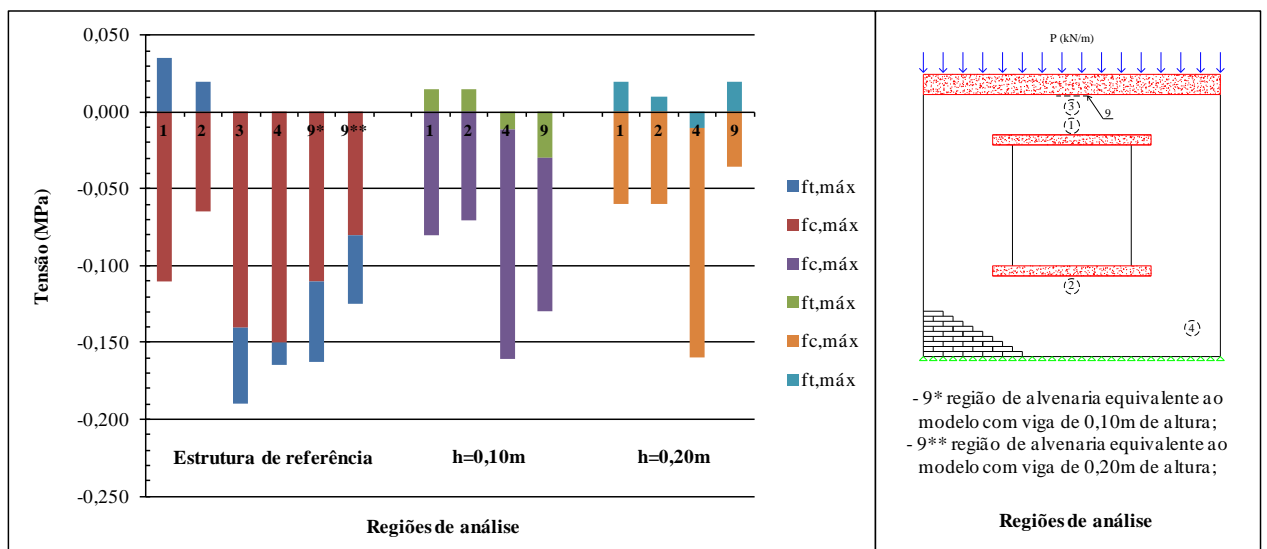
Observando-se a distribuição de tensões principais mínimas, Figura 4.36 (b), verifica-se que, assim como nos resultados já analisados neste item, a parte central da viga se constitui em uma das regiões mais solicitadas de todo o diagrama. No entanto, deve-se

observar que, devido ao aumento da altura da viga, nesta distribuição há uma redução no valor das tensões se comparada com a Figura 4.33. As máximas tensões de compressão nesse elemento são da ordem de 0,42 MPa, e ocorrem próximas da sua face superior. Como esse comportamento também é observado no diagrama de tensões principais máximas, Figura 4.36 (a), pode-se afirmar então que, nessa região, a direção predominante das tensões é vertical, o que indica que a principal tensão é de compressão.

Portanto, a consideração da viga de concreto apoiada sobre a parede trouxe mudanças mais evidentes somente na alvenaria que se encontra acima da verga, ficando os demais trechos dos diagramas com distribuições muito similares ao modelo em que não se considera a viga de concreto, Figura 4.34. Apesar dessa semelhança, deve-se registrar que quando se considera a viga de maior altura, de modo geral, as tensões reduziram de intensidade, mesmo essa mudança não sendo perceptível na escala em que os resultados são apresentados. Esse fato pode ser constatado através do Gráfico 4.14.

No que se refere aos deslocamentos da estrutura na região da verga de concreto, constata-se que a diferença quando se considera a viga com altura de 0,10m ou 0,20m, é de 1,72% para o elemento de maior altura, ou seja, uma diferença muito pequena. Já quando se compara com o modelo sem viga de concreto, a redução chega a 9,44% e 11,0% para a viga de 0,10m e 0,20m de altura, respectivamente.

Gráfico 4.14 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e dos modelos com vigas de concreto.



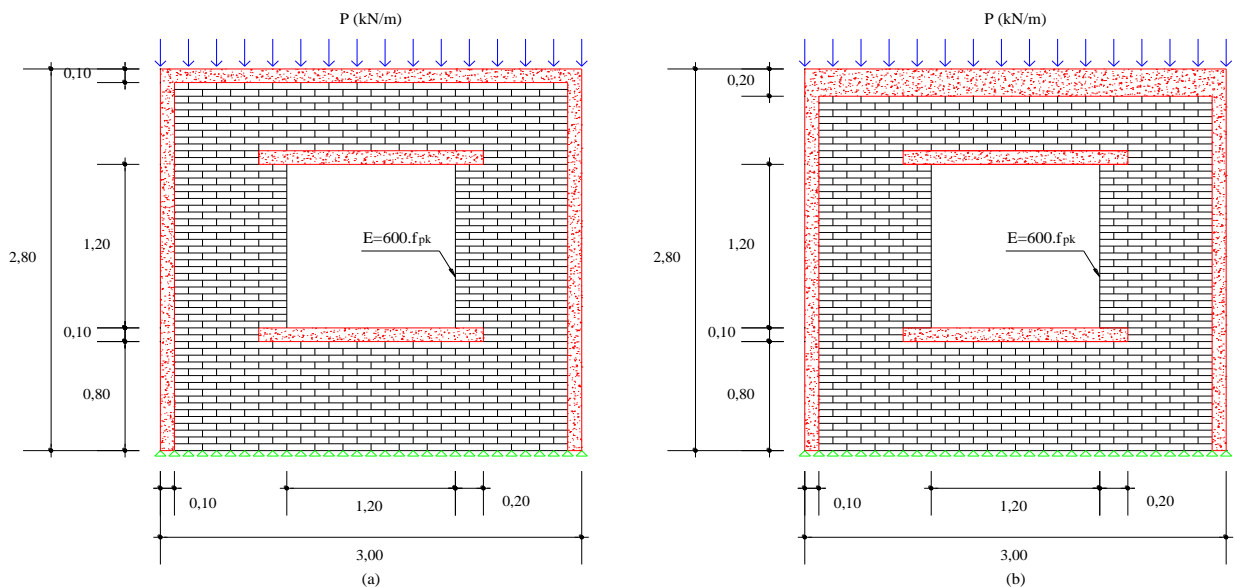
Fonte: Produção do próprio autor.

Pôde-se observar através do Gráfico 4.14 que com o aumento da altura da viga houve uma expressiva redução das tensões de compressão nos componentes na interface desse elemento.

4.4.7 Parede de alvenaria com viga e pilar

Neste item, faz-se uma análise conjunta da influência dos pilares e da viga na distribuição de tensões, visto que nos modelos anteriores esses elementos foram considerados de forma isolada. Com esse enfoque, são analisadas as estruturas indicadas na Figura 4.37.

Figura 4.37 - Configuração da parede com viga e pilares de concreto: (a) viga com $h=0,10\text{m}$ (b) viga com $h=0,20\text{m}$ (medidas em metro).



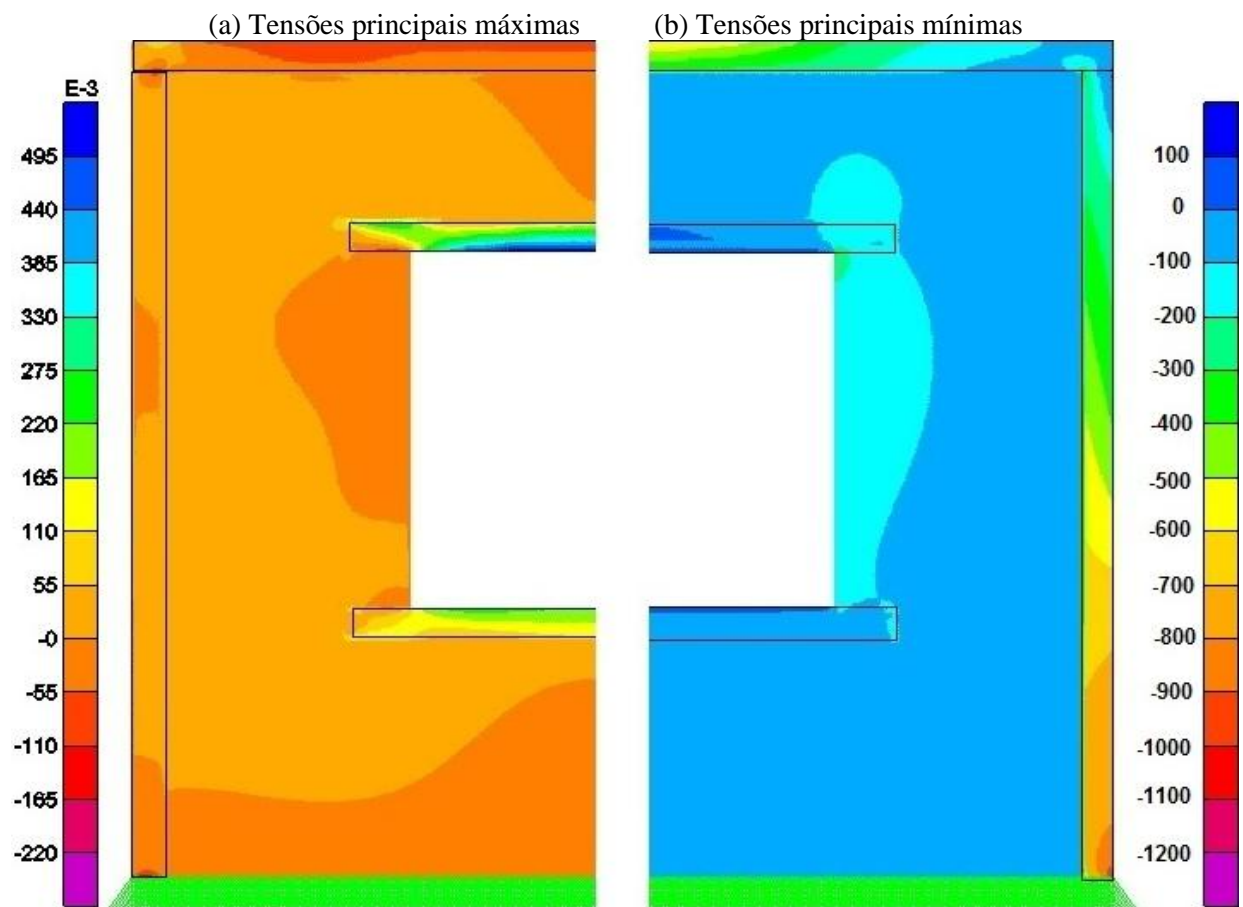
Fonte: Produção do próprio autor.

Mesmo havendo um arranjo estrutural completo (vigas e pilares), pelo fato de as vigas serem concretadas diretamente sobre a parede e também pelas dimensões insuficientes de ambos os elementos, tanto a alvenaria como a viga e os pilares devem ser responsáveis pelo suporte da estrutura (sistema misto).

Assim, admite-se neste caso a possibilidade da viga possuir duas diferentes alturas, sempre com a presença de pilares de concreto nas extremidades da parede, Figura 4.37 (a) e Figura 4.37 (b). Observa-se ainda que, com exceção da verga e contraverga, nos demais elementos de concreto não foi considerada armadura.

Ao analisar os resultados da Figura 4.38, em que a viga de concreto possui altura igual a 0,10m, é possível observar que esse elemento apresenta tensões de tração somente nas suas extremidades, próximo dos apoios. Nota-se que ao longo de toda a sua extensão predominam as tensões de compressão, com valores máximos na face superior. Uma justificativa para isso é a proximidade com os nós onde as cargas foram introduzidas, além, é claro, do efeito de flexão. Além disso, verifica-se que os componentes que estão sob a sua região central ficaram sobrecarregados como consequência da sua deformação, que também provoca uma concentração de tensões de compressão no encontro da viga com o pilar em virtude da sua rotação. Nessa alvenaria logo abaixo da viga, as tensões de compressão variam de 0,04 MPa até 0,16 MPa, ao passo que na Estrutura de referência a máxima tensão de compressão é de 0,11 MPa, Figura 4.39. Já próximo ao encontro entre os elementos de concreto, a compressão na alvenaria varia de 0,11 MPa até 0,40 MPa.

Figura 4.38 - Diagrama de tensões principais em parede com pilar e viga com $h=0,10\text{m}$ ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).

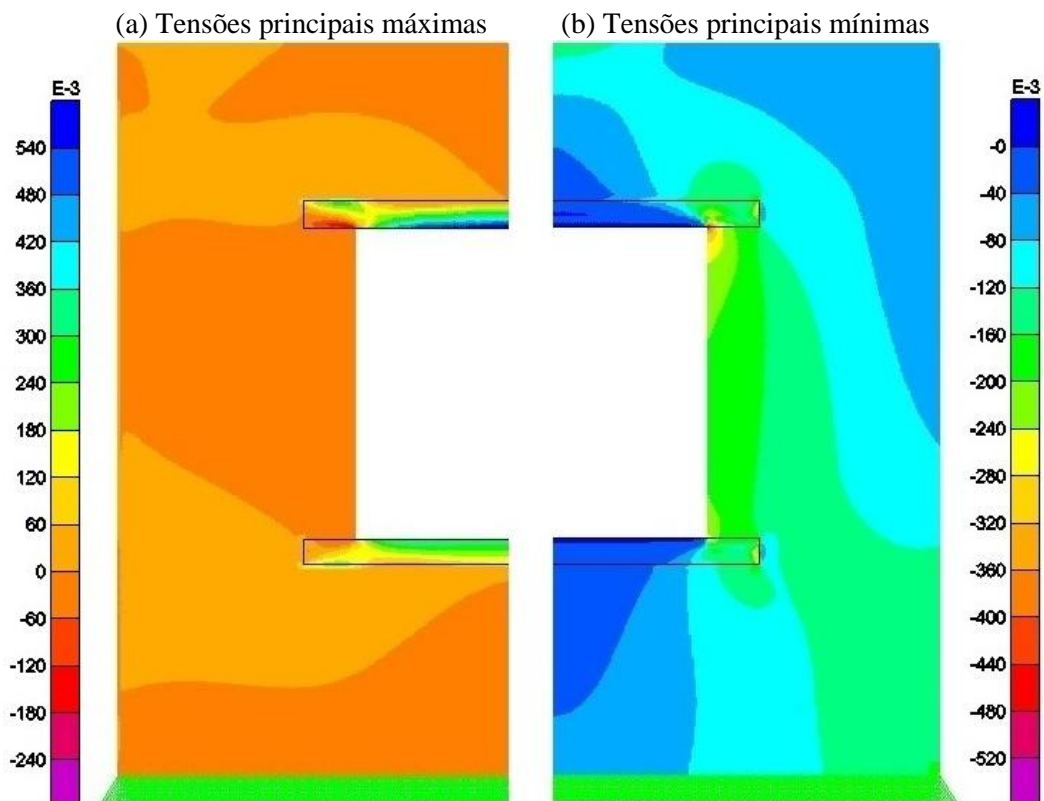


Fonte: SAP2000.

Na Figura 4.38 (a) também é constatada a presença de tensões de tração nos componentes próximos da interface da verga, com tensões que variam de 0,03 MPa de tração a 0,002 MPa de compressão. Nesse mesmo diagrama nota-se também que, de uma forma geral, houve um aumento das regiões de alvenaria tracionada, como nas laterais da abertura, onde as máximas tensões de tração têm valores em torno de 0,025 MPa próximo às faces dos pilares.

Em relação à verga e contraverga, neste caso foram obtidas menores tensões de tração se comparada à Estrutura de referência, Figura 4.39. Isso pode ser explicado, em parte, pelo fato de que, ao se considerar a viga junto com os pilares nas laterais da parede, fazendo com que os componentes fiquem confinados, há uma redistribuição de tensões na alvenaria que acaba provocando a diminuição das solicitações nesses reforços. Na verga, a máxima tensão de tração é da ordem de 0,51 MPa contra 0,56 MPa da Estrutura de referência e de 0,22 MPa na contraverga contra 0,32 MPa. Nota-se também a redução das tensões de compressão nos vértices superiores da abertura, onde a máxima compressão não excede 0,32 MPa contra 0,45 da Estrutura de referência.

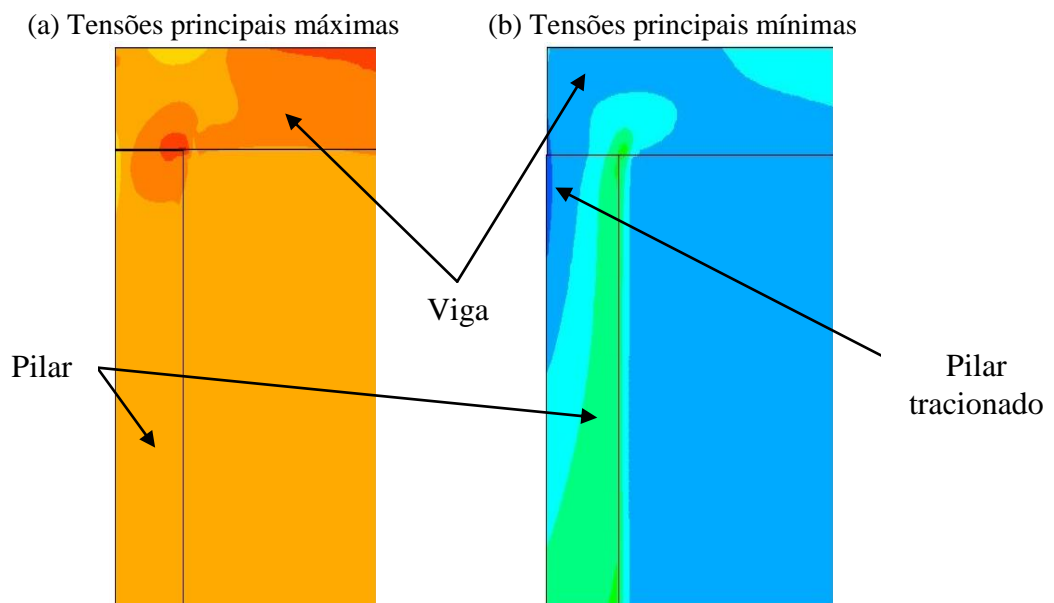
Figura 4.39 - Diagrama de tensões principais em parede sem viga e pilar (Estrutura de referência) (MPa x 10⁻³).



Fonte: SAP2000.

Na análise das tensões principais mínimas, Figura 4.38 (b), é possível observar que a alvenaria está em sua grande parte submetida a uma distribuição uniforme de tensões de compressão, com valores da ordem de 0,06 MPa. Como esperado, somente no contorno da abertura ocorre uma perturbação na distribuição de tensões provocada pela descontinuidade da parede. Nota-se ainda que tanto a viga como o pilar estão comprimidos, e que as tensões de compressão mais elevadas ocorrem no meio da viga, próximo da face superior, e na base do pilar. Verifica-se também a existência de tensões localizadas de compressão no encontro da viga e do pilar, e de uma pequena área submetida a tensões de tração na extremidade externa deste elemento, Figura 4.40 (b).

Figura 4.40 - Tensões principais máximas e mínimas no encontro entre viga e pilar.



Fonte: SAP2000.

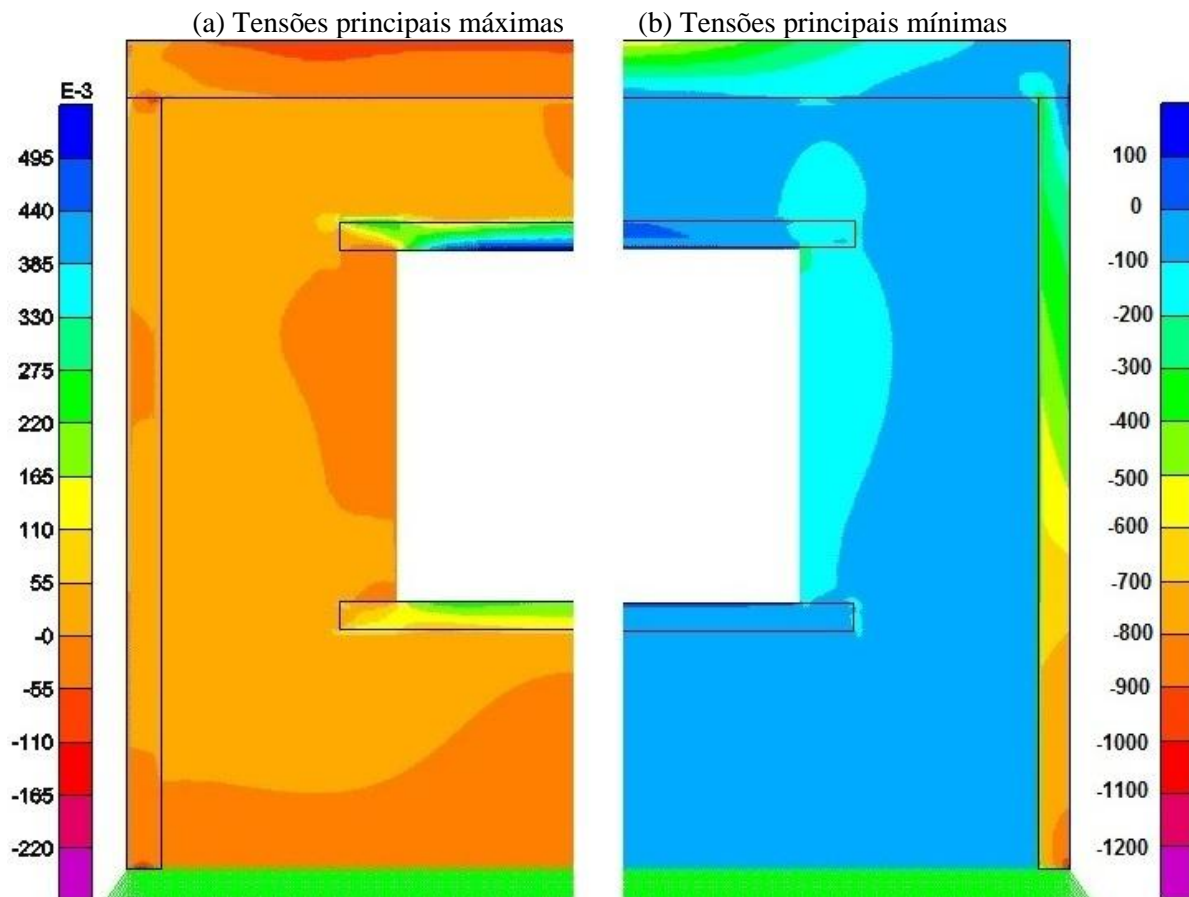
É oportuno comentar que essas tensões de compressão na alvenaria, com valores da ordem de 0,06 MPa, são muito próximas aos valores encontrados no modelo em que há somente os pilares, Figura 4.29. Lá, a tensão observada foi de 0,05 MPa.

Em resumo, pôde-se constatar através da análise de resultados deste modelo (Figura 4.38) e a Estrutura de referência (Figura 4.39), que os componentes logo abaixo da região central da viga são sobrecarregados em virtude da deformação desse elemento estrutural. Além disso, é observada uma distribuição uniforme para as máximas tensões de compressão se comparada à Estrutura de referência. Na base da parede, a máxima tensão de compressão é da ordem de 0,06 MPa contra 0,15 MPa da Estrutura de referência. Nota-se

também o aumento da região de alvenaria tracionada ao lado da abertura e a diminuição das máximas tensões de tração na verga e contra-verga.

A partir dos resultados do modelo com viga de altura igual a 0,20m, Figura 4.41, constata-se, como esperado, uma redução da área de alvenaria sobrecarregada pela deformação da viga, se comparada ao modelo com viga de altura de 0,10m, Figura 4.38 (b). Esse comportamento é compreensível, pois ao aumentar a rigidez da viga, sua deformação será menor. Nesse trecho, as máximas tensões de compressão na alvenaria são da ordem de 0,04 MPa, ou seja, muito inferior ao que se observa na estrutura com viga de 0,10m, em que a máxima compressão é da ordem de 0,16 MPa. Dessa forma, conclui-se que a viga mais rígida diminuiu a tensão de compressão na alvenaria nesse trecho.

Figura 4.41 - Diagrama de tensões principais em parede com pilar e viga com $h=0,20\text{m}$ ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).



Fonte: SAP2000.

Nas demais regiões do diagrama é observada a semelhança entre este modelo e o modelo com viga de altura igual a 0,10m, Figura 4.38. Isso mostra que, embora seja uma mudança significativa do ponto de vista construtivo e da capacidade resistente do próprio

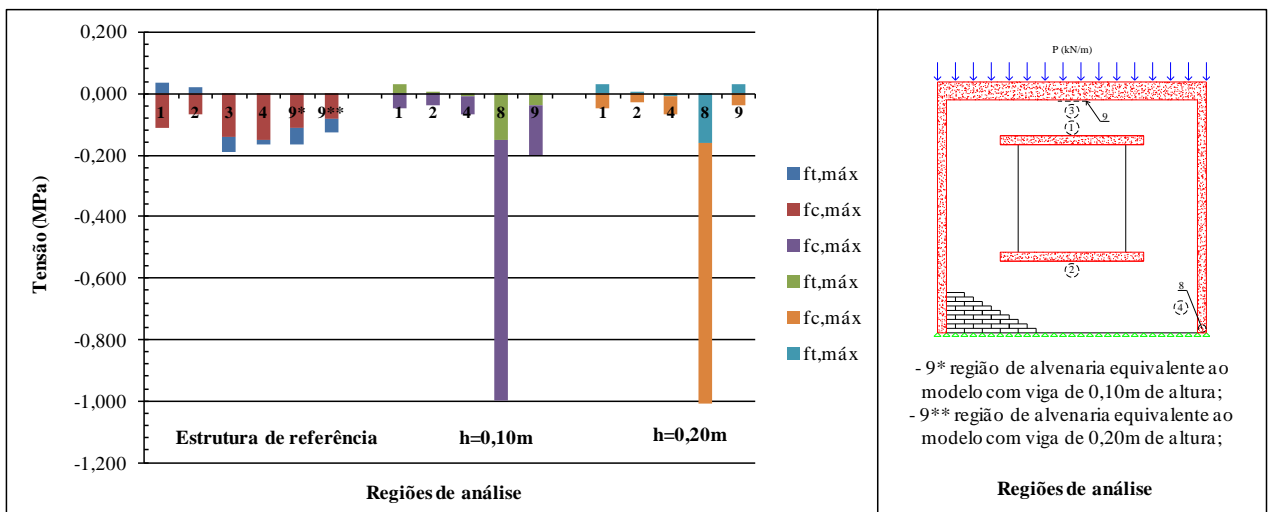
elemento de concreto (viga com 0,10m ou 0,20m de altura), o que se observa de forma mais perceptível é que essa mudança tem maior influência apenas na distribuição de tensões no seu entorno (na alvenaria sob a região central).

Quanto às tensões nos pilares e na base da parede, constata-se através do Gráfico 4.15 que as tensões são praticamente as mesmas.

Nas laterais da abertura, Figura 4.41 (a), é observada a presença de uma região de alvenaria submetida a tensões de tração com valores máximos da ordem de 0,03 MPa próximo da face interna dos pilares. Quanto à verga, percebe-se uma pequena redução da tensão de tração máxima se comparada com a Figura 4.38. A máxima tensão nesse reforço é de 0,50 MPa. Verifica-se também a redução das tensões de compressão nos vértices superiores da abertura.

No diagrama de tensões principais mínimas, Figura 4.41 (b), nota-se que, em relação à Figura 4.38, a mudança mais evidente em toda a distribuição de tensões ocorre apenas na viga. Nesse elemento, próximo da face superior, no meio do vão, surgem tensões de compressão de maior intensidade. Além disso, elas estão localizadas em uma região menor. Isso acontece devido ao aumento da rigidez da viga, que diminui a curvatura desse elemento quando solicitado, e como consequência, há uma redução do encurtamento das fibras próximas da face superior.

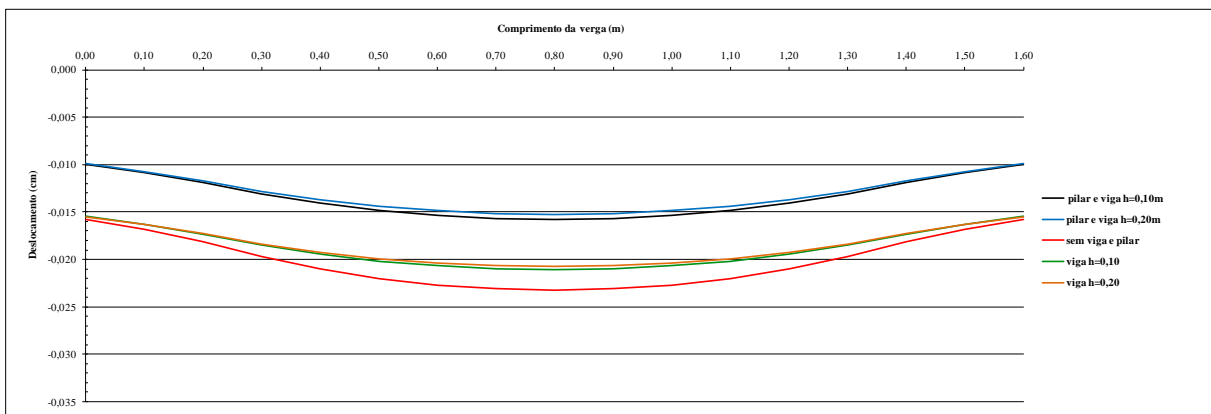
Gráfico 4.15 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e dos modelos com vigas e pilares de concreto.



Fonte: Produção do próprio autor.

Diante desses resultados, pôde-se perceber a influência da deformação da viga nas tensões dos componentes abaixo desse elemento. Quando se considera uma viga mais rígida sobre parede, além de se reduzir as tensões de compressão nos componentes da interface (Gráfico 4.15), também se observa uma distribuição mais uniforme das tensões. Constata-se também a pequena diferença nas tensões de compressão na base da parede quando admitido o arranjo completo, viga e pilar, e quando se considerou apenas o pilar. Quanto ao deslocamento, verifica-se no Gráfico 4.16 a pequena diferença de deslocamento do painel na região da verga quando se considera a estrutura com pilares e viga com 0,10m de altura e com viga com 0,20m. Entretanto, quando se compara o modelo somente com viga com altura de 0,10m e o modelo com pilares e viga de 0,10m, o deslocamento máximo se reduz em 25,15%.

Gráfico 4.16 - Deslocamento do painel na região da verga em função da consideração dos pilares.

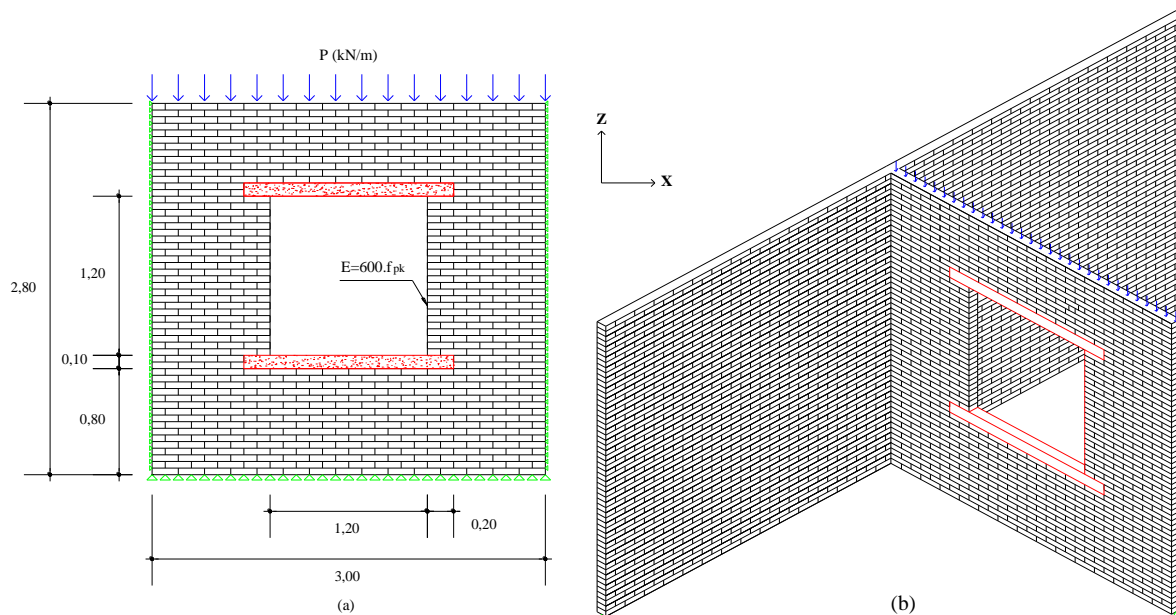


Fonte: Produção do próprio autor.

4.4.8 Travamento e encontro de paredes

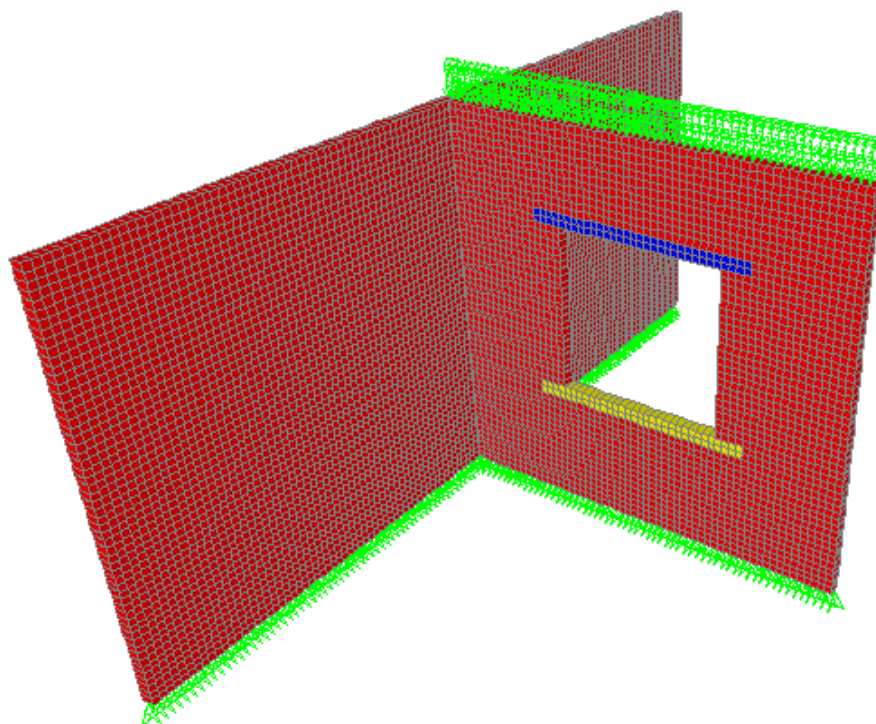
Neste item se analisa a influência do travamento proporcionado pelo encontro de paredes na distribuição de tensões. Foram mantidos constantes todos os parâmetros da Estrutura de referência e estudou-se a possibilidade da parede estar travada nas suas laterais e de se encontrar com outra parede transversal. Assim, o primeiro modelo a ser analisado, Figura 4.42 (a), trata de uma parede com vínculos nas suas laterais capazes de impedir os deslocamentos paralelos (eixo X) e perpendiculares ao plano da parede (eixo Y). No segundo, Figura 4.42 (b), considerou-se que a parede com abertura submetida à ação de 5,0 kN/m está travada por outra parede ortogonal, sem carregamento além do seu peso próprio, como ilustra a Figura 4.43.

Figura 4.42 - Configuração da parede: (a) com travamento e (b) encontro de paredes (medidas em metro).



Fonte: Produção do próprio autor.

Figura 4.43 - Malha de elementos finitos do modelo com encontro de paredes.



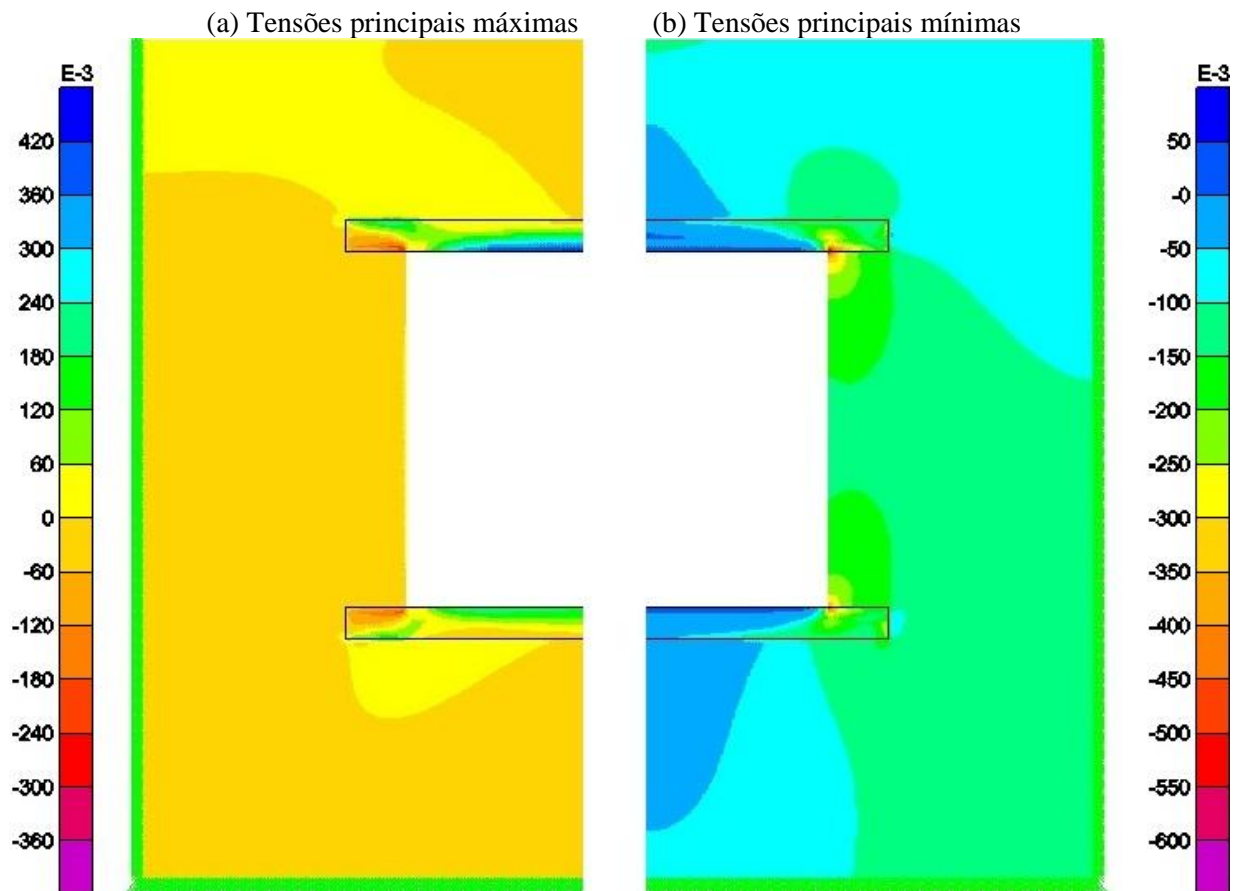
Fonte: SAP2000.

Analisando-se os diagramas da estrutura com travamento, Figura 4.44, constata-se uma grande mudança em relação às estruturas já analisadas. Devido ao

confinamento provocado pelos vínculos nas laterais da parede, nota-se que, mesmo no diagrama de tensões principais máximas, Figura 4.44 (a), a parede está em sua grande parte submetida a uma distribuição uniforme de tensões de compressão. Apenas acima da abertura e próximo das extremidades da contra-verga há tensões de tração. Nesses trechos, as máximas tensões têm valores da ordem de 0,04 MPa.

Nota-se ainda de forma mais clara que, em consequência da flexão da verga, há um encaminhamento de tensões de tração em direção ao centro da abertura, visto que nesse local o efeito da flexão desse reforço é mais intenso. Para esse mesmo local, comparado com a Estrutura de referência, Figura 4.45 (a), verifica-se que as tensões são menores no modelo com travamento, sugerindo que ao impedir os deslocamentos nas direções X e Y, há uma redistribuição de tensões em toda a parede, que fica predominantemente comprimida com tensões em torno de 0,035 MPa.

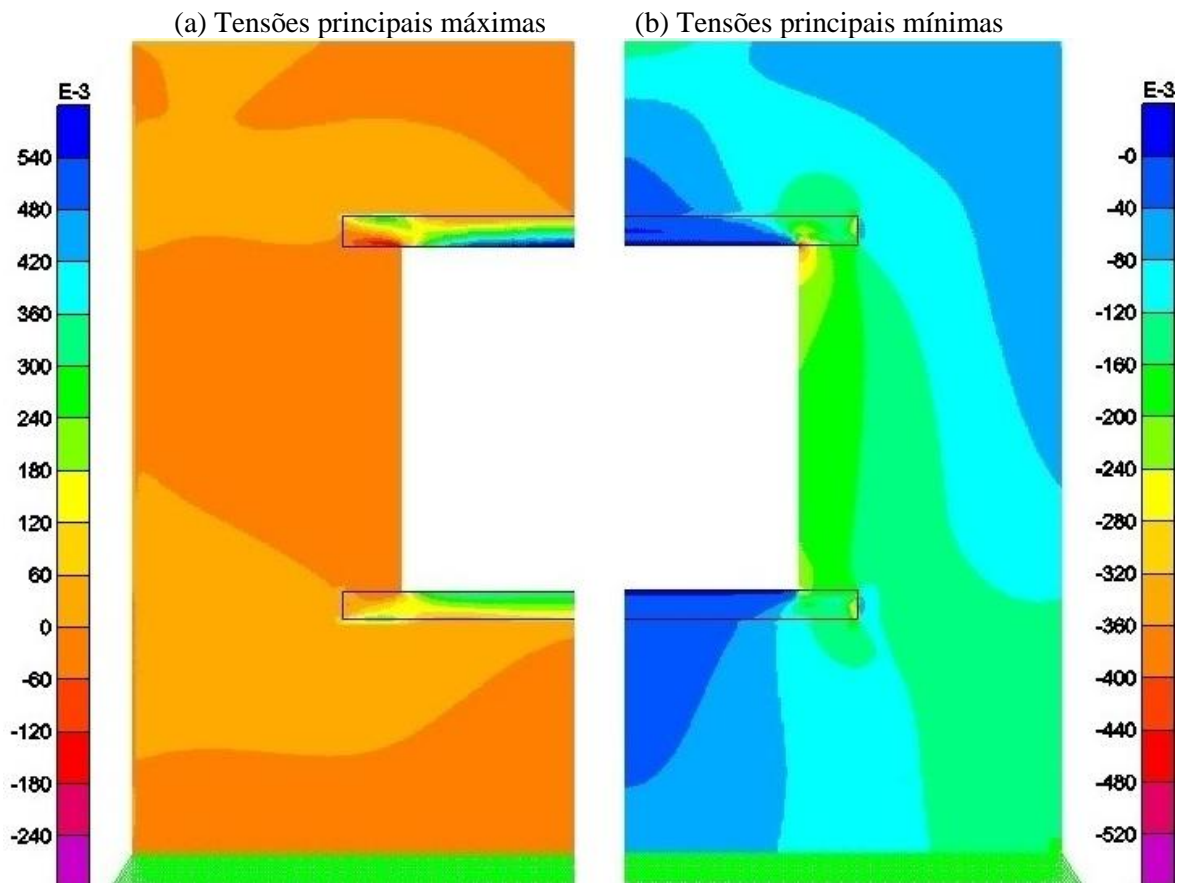
Figura 4.44 - Diagrama de tensões principais em parede com travamento lateral ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).



Fonte: SAP2000.

Ao analisar a distribuição de tensões principais mínimas, Figura 4.44 (b), e comparar com a Figura 4.45 (b), observa-se que acima da abertura não há um desvio de tensões para a sua lateral tão evidente como o que ocorre na Estrutura de referência, o que sugere o efeito do confinamento provocado pelos vínculos laterais. Indício desse comportamento é o acréscimo das máximas tensões de compressão nos vértices superiores da abertura. Neste modelo, a máxima compressão é de 0,60 MPa, bem maior que o valor encontrado na Estrutura de referência, de 0,46 MPa. Apesar de ter sido constatado esse aumento de tensões, na verga e contra-verga são registrados valores de tração inferiores aos da Estrutura de referência.

Figura 4.45 - Diagrama de tensões principais da Estrutura de referência (MPa x 10⁻³).



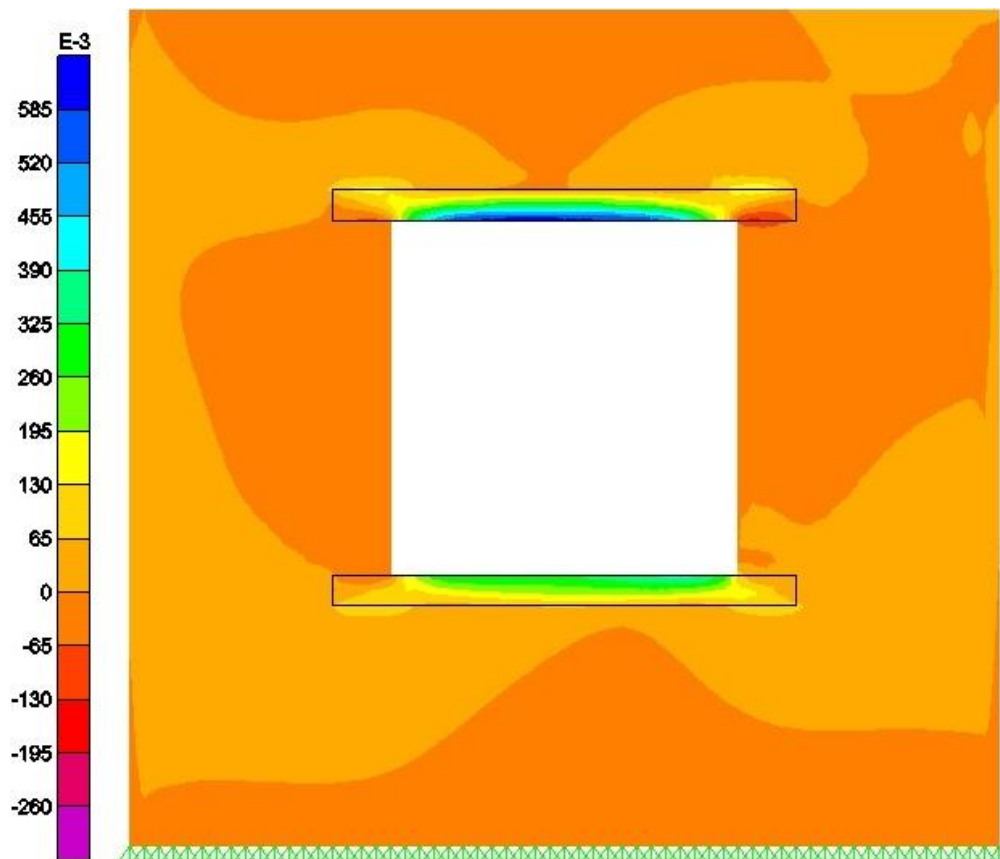
Fonte: SAP2000.

Com o objetivo de tornar o modelo mais próximo da estrutura real, foi analisada a hipótese de a parede possuir em uma das suas extremidades o encontro com outra parede, sem restringir completamente os deslocamentos nas direções X e Y, Figura 4.43.

Embora esse modelo tenha as mesmas dimensões e parâmetros da Estrutura de referência, por existir uma parede em uma das suas extremidades, houve uma distribuição assimétrica de tensões e os diagramas foram apresentados na sua totalidade, Figura 4.46 e Figura 4.47.

Nota-se de forma clara no diagrama de tensões principais máximas, Figura 4.46, a distribuição assimétrica. Acima da abertura, o encaminhamento de tensões provocado pela flexão da verga ocorreu deslocado do meio do vão, concentrando maior tensão no lado mais rígido onde existe a outra parede.

Figura 4.46 - Diagrama de tensões principais máximas do modelo de encontro de paredes (MPa x 10^{-3}).



Fonte: SAP2000.

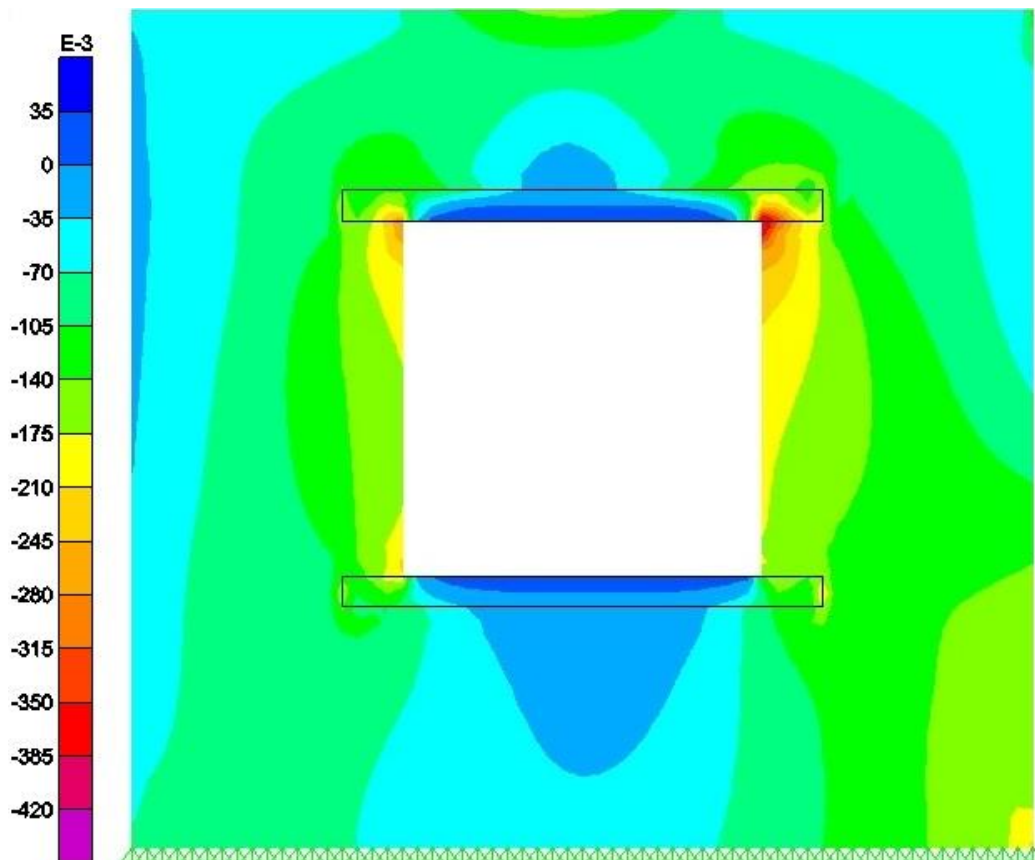
O mesmo ocorre ao lado da abertura e abaixo da contraverga. Do lado direito da janela, os componentes estão predominantemente comprimidos, ao passo que do lado esquerdo, próximo do encontro, as tensões são de tração. Nesse local, os valores máximos das trações são da ordem de 0,01 MPa.

Embora as máximas tensões de tração na verga e contraverga não ocorram no meio do vão, os valores máximos são semelhantes aos resultados da Estrutura de referência (Figura 4.45). Para a verga o valor máximo é de 0,55 MPa, e de 0,32 MPa para a contraverga.

Além disso, deve-se destacar que do lado direito da abertura as tensões de compressão na alvenaria são mais intensas do que no lado esquerdo, o que fornece indícios de que a parede transversal absorve parte do carregamento.

Quanto à análise das tensões principais mínimas, Figura 4.47, nota-se que o desvio de tensões acima da abertura foi modificado em razão do encontro da parede. Embora a forma como ocorre a distribuição de tensões acima da abertura sugira esse desvio, constata-se que as tensões são mais intensas do lado direito, próximas da abertura. Nessa lateral, as tensões de compressão máximas têm valores da ordem de 0,20 MPa.

Figura 4.47 - Diagrama de tensões principais mínimas do modelo de encontro de paredes (MPa x 10^{-3}).



Fonte: SAP2000.

Sobre isso, verifica-se também que as tensões de compressão no vértice direito da abertura são maiores. Desse lado, as tensões variam de 0,10 MPa a 0,42 MPa, enquanto do lado direito não excedem o valor de 0,26 MPa.

Além desses resultados, também foi analisada a base da parede, onde novamente se observa que as tensões do lado direito são mais intensas do que no lado esquerdo. Para este lado a compressão é de 0,075 MPa, ao passo que do lado direito o seu valor é o dobro.

Embora não seja o objetivo analisar a interação entre paredes, percebeu-se que ao se computar na parede com abertura todas as reações de apoio para a ação de 5,0 kN/m, não se chega ao mesmo valor encontrado na Estrutura de referência, o que fornece indícios da interação de cargas entre as paredes. Para as cargas aqui analisadas foi constatada uma diferença de 24,5% a menos em relação à Estrutura de referência. Ao fazer a mesma análise para a parede transversal, obtém-se o valor faltante. Além disso, constatou-se que essa parcela de cargas está próxima do encontro entre as paredes.

A partir da análise dos resultados desses modelos, é possível estabelecer algumas conclusões. Quando se considerou a parede vinculada em suas laterais através de vínculos ideais, observou-se uma grande alteração na distribuição de tensões. Mesmo para a distribuição de tensões principais máximas (máxima tração ou a mínima de compressão) constatou-se que a parede está em grande parte submetida a uma distribuição quase uniforme de tensões de compressão, devido ao confinamento provocado pelos vínculos.

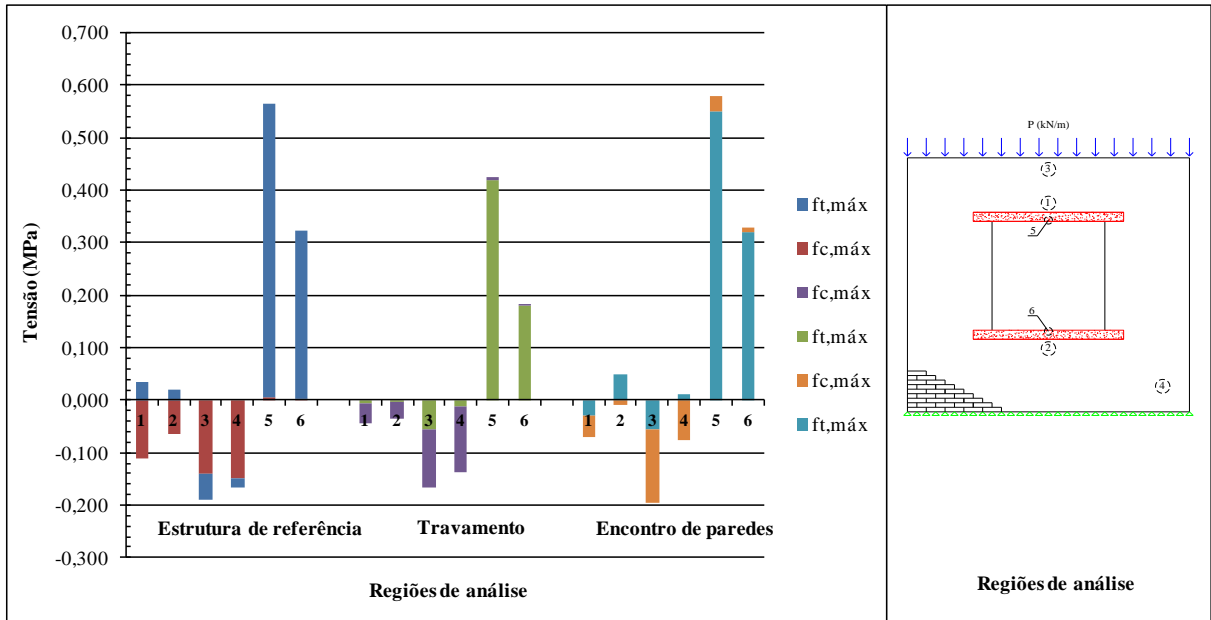
Do ponto de vista da alvenaria, essa mudança de comportamento é interessante, já que esse material tem bom desempenho às tensões de compressão, ao contrário das tensões de tração. Além disso, observou-se neste modelo uma redução das tensões nas regiões do topo central (3) e na base da parede (4), Gráfico 4.17.

Outro aspecto interessante observado foi a interação de cargas entre paredes adjacentes. Para o caso aqui analisado, foi constatada uma redução de 24,5% nas reações de apoio em relação à Estrutura de referência. Deve-se ainda ressaltar que essa análise foi feita para o carregamento aplicado de 5,0 kN/m, já que as demais reações são provenientes do peso próprio da estrutura.

Por fim, verificou-se também a redução da deformação desses modelos em relação à Estrutura de referência, Gráfico 4.18. Em consequência do encontro de paredes, há

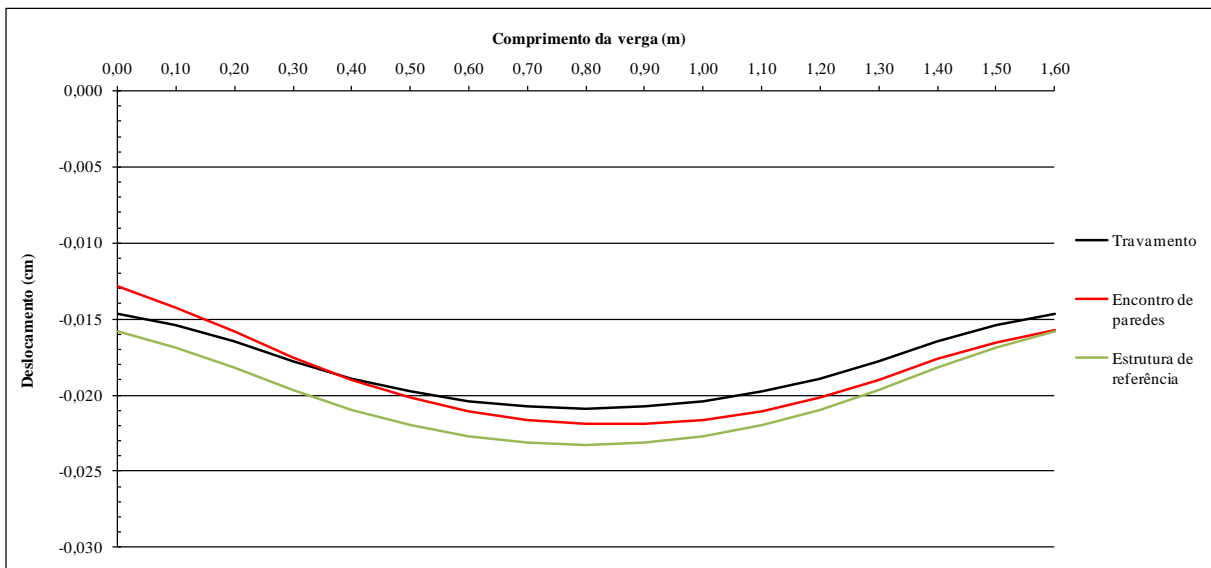
uma redução da deformação da verga na sua extremidade esquerda em comparação à parede com travamento lateral, indicando o aumento de rigidez provocado pela parede transversal.

Gráfico 4.17 - Envoltória de tensões da Estrutura de referência e dos modelos com travamento e encontro de parede.



Fonte: Produção do próprio autor.

Gráfico 4.18 - Deslocamento do painel na região verga na Estrutura de referência e nos modelos com travamento e encontro de paredes.



Fonte: Produção do próprio autor.

4.5 Síntese

De uma forma geral, pôde-se perceber que em todos os modelos analisados as regiões do topo central, os vértices da abertura e a alvenaria próxima dos apoios de extremidades são locais onde ocorre maior concentração de tensões. Observou-se também a importância de se analisar a estrutura de maneira mais cuidadosa quando da presença de aberturas de janelas e portas.

Como esperado, na análise da variação do módulo de deformação longitudinal da alvenaria não foram observadas grandes mudanças nas distribuições de tensões da alvenaria, embora deva ser destacada a maior deformabilidade de toda a estrutura quando se considerou um módulo menor ($E=400.f_{pk}$). Dessa forma, como esse é um parâmetro que depende das características dos componentes, não sendo passível de escolha, nas próximas análises será adotado o enfoque simplificado para estimativa do módulo de deformação, que é feito em função da resistência de prisma. Para esse cálculo será adotada a expressão $E=600.f_{pk}$.

Em relação ao comprimento excedido pelas vergas e contravergas além da abertura, observou-se que o aumento de comprimento desses reforços provocou uma redução das tensões de tração na alvenaria, embora a diferença das tensões tenha sido muito pequena para o modelo em que a verga excede a abertura em mais 0,40m e a de comprimento de toda a parede. Constatou-se também na análise da altura, que quanto menos rígidas elas forem, maiores as tensões na alvenaria na interface da verga e contraverga. Sendo assim, nas próximas análises a verga e contraverga irão exceder a abertura em 0,40m nas extremidades e terão altura igual a 0,20m. Além disso, é pertinente comentar que quando se analisou esses reforços feitos com argamassa foi observado um aumento da deformação e das tensões de tração na alvenaria, o que indica a menor eficiência desse tipo de reforço.

Quanto à consideração da estrutura de alvenaria em conjunto com elementos de concreto, constatou-se que a colocação dos pilares nas extremidades da parede provocou uma grande mudança na distribuição de tensões. No caso aqui analisado, foi observada uma distribuição de tensões mais uniformizada e uma redução de mais de 50,0% nas tensões de compressão na base da parede. Esse resultado indica que, mesmo para um arranjo da estrutura incompleto (somente pilares), devido ao confinamento provocado pelos pilares há uma redistribuição de tensões que faz com que a alvenaria seja solicitada de maneira mais homogênea.

Na análise da estrutura completa (vigas e pilares), observou-se que os componentes que estão sob a região central da viga acabam sendo sobrecarregados como consequência da sua deformação, especialmente quando a viga tem menor rigidez. No modelo em que a viga possui altura igual a 0,10m, a tensão de compressão máxima nesses componentes foi maior do que o modelo com viga de 0,20m. Nas próximas análises serão empregadas vigas com 0,20m de altura.

Relativamente aos vínculos nas extremidades da parede observa-se que pode haver uma grande mudança na distribuição de tensões. No caso do modelo com os vínculos ideais, completamente indeslocáveis lateralmente, a parede ficou predominantemente comprimida mesmo no diagrama de tensões principais máximas. Ou seja, a tensão atuante principal é quase sempre de compressão, o que é interessante para a alvenaria. Além disso, verificou-se que há um pronunciado encaminhamento de tensões de tração em direção à parte central da verga.

No modelo com encontro de parede transversal, ficou destacada a assimetria das distribuições de tensões. Outra observação interessante foi a interação de cargas entre as paredes. A parede transversal absorveu 25,0% do carregamento atuante na parede investigada.

5 ANÁLISE ESTRUTURAL

Tendo analisado os parâmetros mais importantes no estudo das estruturas de alvenaria e mistas, neste capítulo são investigados outros dois painéis, com as seguintes características: componentes de menor resistência (similar ao bloco cerâmico de vedação); carregamento maior e parede mais extensa (simulando uma laje com área maior); viga ($h=0,20\text{m}$) e pilares nas extremidades. Num dos painéis a verga e contraverga é de concreto ($h=0,20\text{m}$) e no outro de argamassa ($h=0,02\text{m}$); em ambos, elas excedem $0,40\text{m}$ além da abertura.

Esses exemplos foram escolhidos por serem muito usados na prática das edificações objeto deste estudo. A partir deles é feito o pré-dimensionamento da estrutura e, para isso, são utilizadas as normas de projeto de alvenaria estrutural em blocos cerâmicos, NBR 15812-1:2010, e a de projeto de estruturas de concreto, NBR 6118:2007.

É oportuno comentar também que o pré-dimensionamento foi feito de forma simplificada, tendo em vista o caráter exploratório do trabalho e a dificuldade de transpor os resultados obtidos (tensões) para a formulação pertinente a cada elemento (alvenaria e concreto).

5.1 Considerações para análise

Novamente se utiliza a técnica da macro-modelagem, análise linear, materiais isotrópicos e a malha de elementos finitos com tamanho de $0,01 \times 0,01\text{m}$. Deve-se observar ainda que não serão mais consideradas armaduras na verga e contraverga, pois, como já comentado, não se observou mudança na distribuição de tensões para esse parâmetro.

Aumentando-se a extensão da parede para $3,5\text{m}$ e imaginando-se uma laje quadrada obteve-se um carregamento de $7,0\text{ kN/m}$, que é $40,0\%$ maior do que o valor utilizado nas análises anteriores, mas ainda dentro das características das edificações estudadas.

No Quadro 5.1 se mostram as propriedades utilizadas, onde se destaca a redução da resistência característica de compressão simples do prisma (f_{pk}), nesse caso adotado o valor de $1,0\text{ MPa}$. Conseqüentemente, diminuiu o módulo de deformação longitudinal da alvenaria (E).

Quadro 5.1 - Propriedades físicas empregadas nas análises.

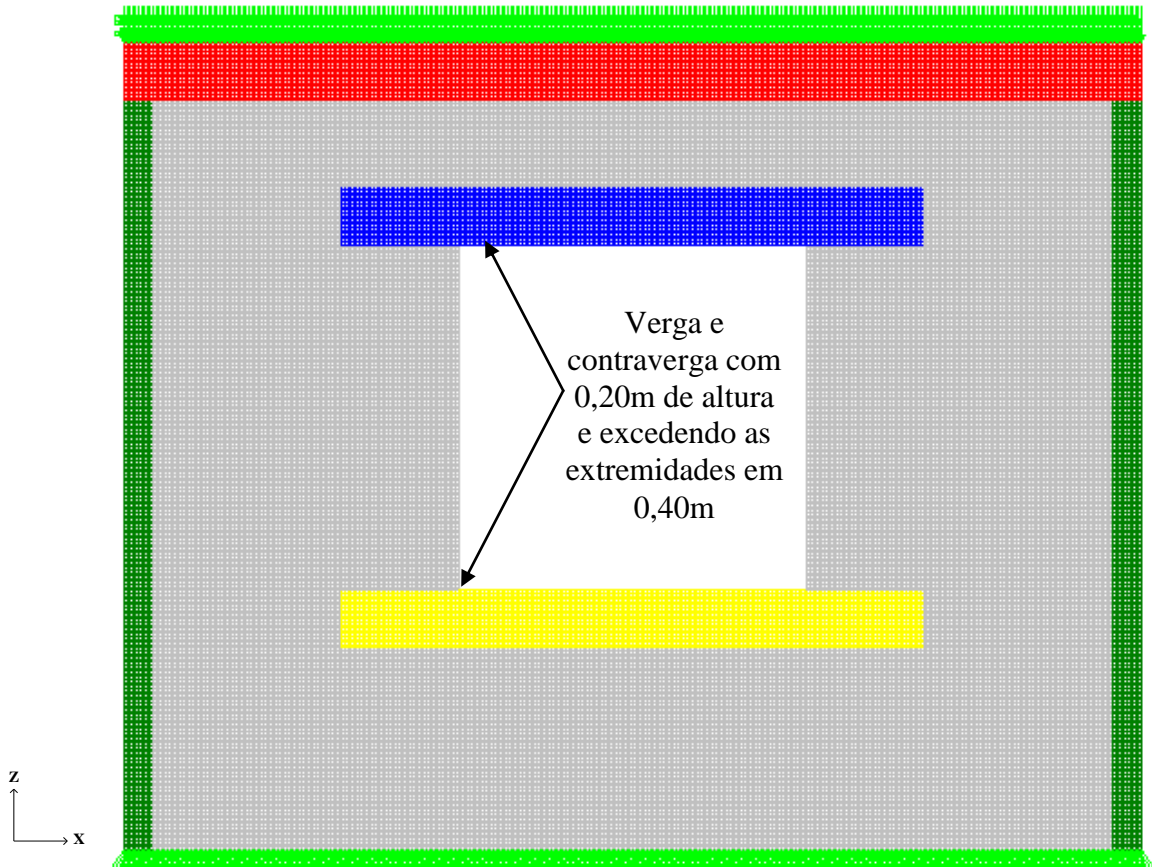
	Propriedade	Valor
ALVENARIA	Resistência característica de compressão simples do prisma (f_{pk})	1,0 MPa
	Módulo de deformação longitudinal (E)	$600.f_{pk} = 600$ MPa
	Coefficiente de Poisson (ν)	0,15
	Peso específico (γ)	18,0 kN/m ³
CONCRETO	Resistência característica à compressão do concreto (f_{ck})	20,0 MPa
	Módulo de elasticidade secante (E_{cs})	21,3 MPa
	Coefficiente de Poisson (ν)	0,20
	Peso específico (γ)	25,0 kN/m ³
ARGAMASSA	Módulo de deformação longitudinal (E)	1 490 MPa
	Coefficiente de Poisson (ν)	0,15
	Peso específico (γ)	19,0 kN/m ³

Nota:1,0 MPa = 1 000 kN/m².**Fonte:** Produção do próprio autor.

As Figura 5.1 e Figura 5.2 ilustram a malha utilizada e os detalhes do painel de parede estudado.

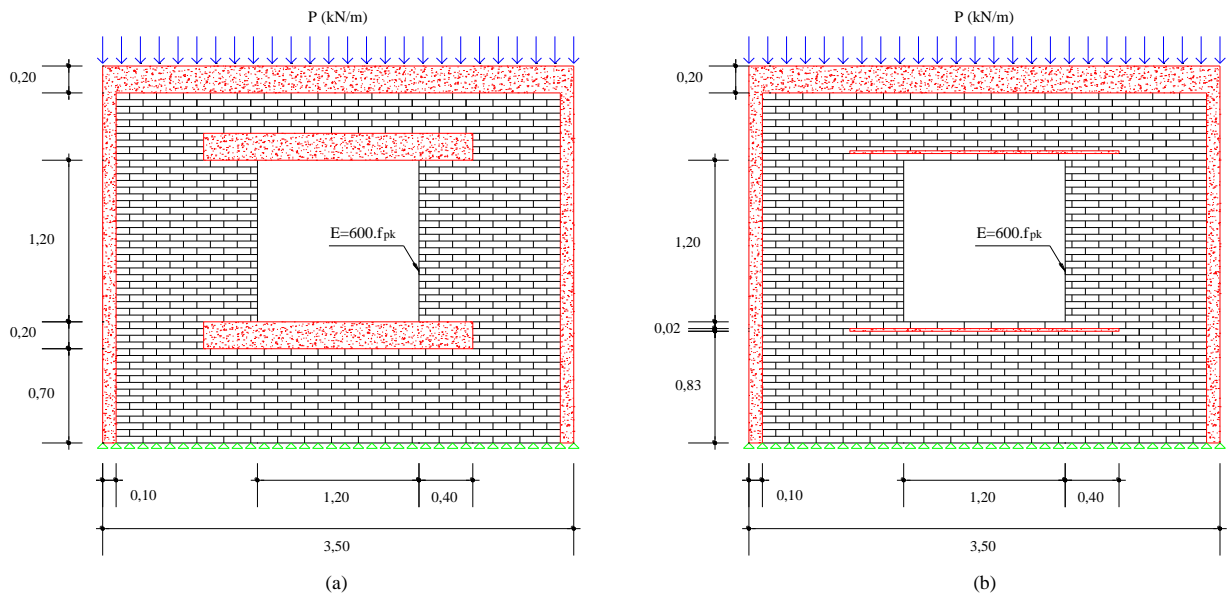
De forma análoga ao capítulo anterior, nesses dois casos as análises serão feitas em algumas regiões (identificadas por números) que potencialmente conduzirão o pré-dimensionamento da estrutura, feito posteriormente. As tabelas com os resultados estão apresentadas no Apêndice B.

Figura 5.1 - Malha de elementos finitos para o sistema misto com abertura de janela, pilares, viga e contra-verga com 0,20m de altura.



Fonte: SAP2000.

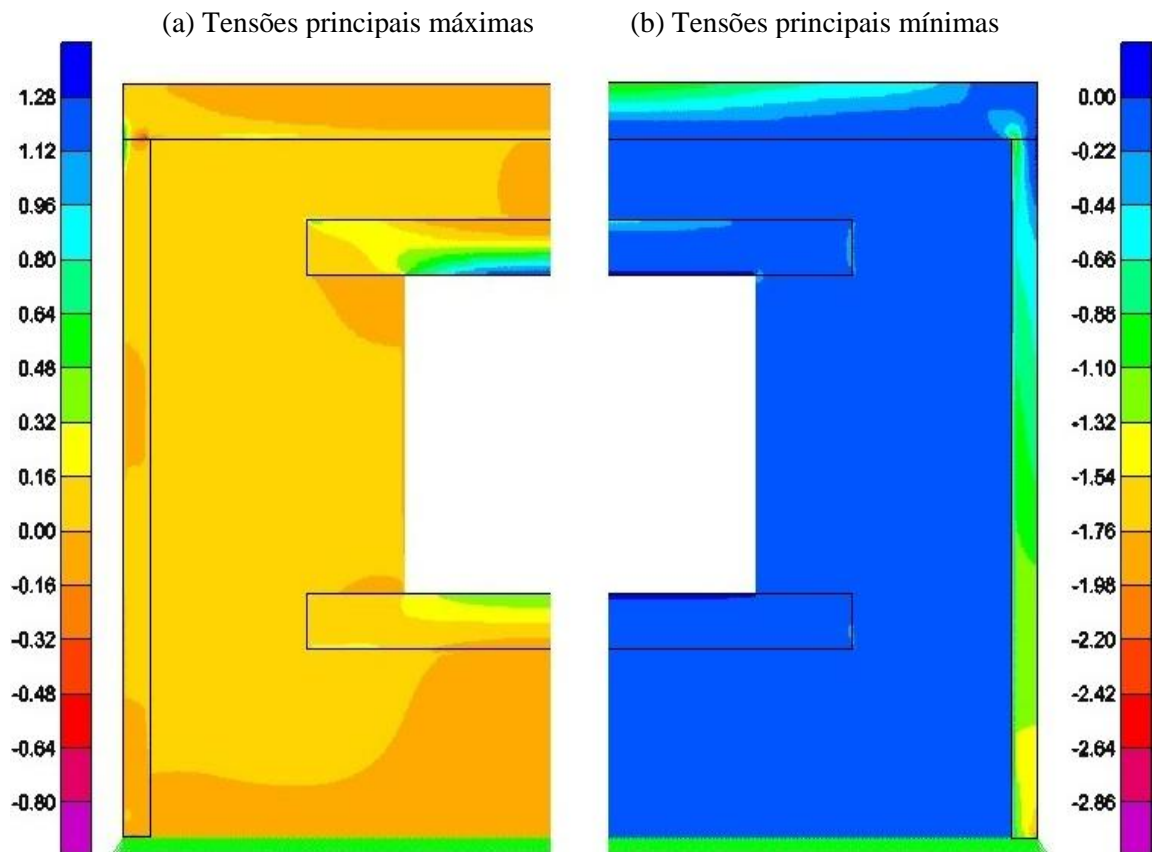
Figura 5.2 - Configuração do sistema misto com verga e contra-verga de: (a) concreto (b) argamassa (medidas em metro).



Fonte: Produção do próprio autor.

Analisando-se inicialmente a situação de verga e contraverga de concreto ($h=0,20\text{m}$) Figura 5.3 (a), nota-se que apenas acima da verga e abaixo da contraverga, onde as tensões se estendem até a base do pilar, há tensões de compressão na alvenaria. As demais regiões do diagrama encontram-se tracionadas, com valores em torno de 0,02 MPa. Essas regiões comprimidas, na verdade, surgem como consequência da flexão da verga, contraverga e da viga, que comprime esses componentes. Nesses locais, a compressão é de 0,02 MPa acima da verga e de 0,007 MPa abaixo da contraverga. Quanto às tensões de tração, elas aumentam de intensidade das laterais da abertura em direção à face do pilar, onde atingem o valor máximo de 0,035 MPa.

Figura 5.3 - Diagrama de tensões principais do sistema misto com verga e contraverga de concreto (MPa).



Fonte: SAP2000.

Um outro aspecto interessante observado nesse diagrama é que a viga está predominantemente comprimida ao longo da sua extensão e de sua altura. Apenas no meio do vão e próximo do encontro com os pilares é que surgem tensões de tração. Isso mostra que a parede, por ser um elemento rígido, limita a flexão desse elemento de concreto, ou seja, a

parede trabalha conjuntamente quando a viga é solicitada. Observa-se ainda que no encontro entre a viga e o pilar há uma concentração de tensões de compressão (0,57 MPa), o que sugere a rotação desse nó. Ao lado desse encontro, na face externa do pilar, há uma região com tensões de tração localizadas, o que reforça essa ideia.

Quanto ao diagrama de tensões principais mínimas, Figura 5.3 (b), constata-se que a parede está em sua grande parte submetida a uma distribuição uniforme de tensões de compressão, com valores iguais a 0,055 MPa. Esse comportamento é interessante, pois indica que a parede está trabalhando de uma forma homogênea.

Assim como foi observado no diagrama de tensões principais máximas, neste diagrama também se constata que a viga está predominantemente comprimida. Ou seja, quando isso ocorre, a tensão atuante é apenas de compressão. Para o meio do vão, onde o efeito da flexão é máximo, a tensão de compressão na sua face inferior é de 0,055 MPa. Nesse local a tensão varia de uma compressão de 0,055 MPa até a máxima tração de 0,087 MPa.

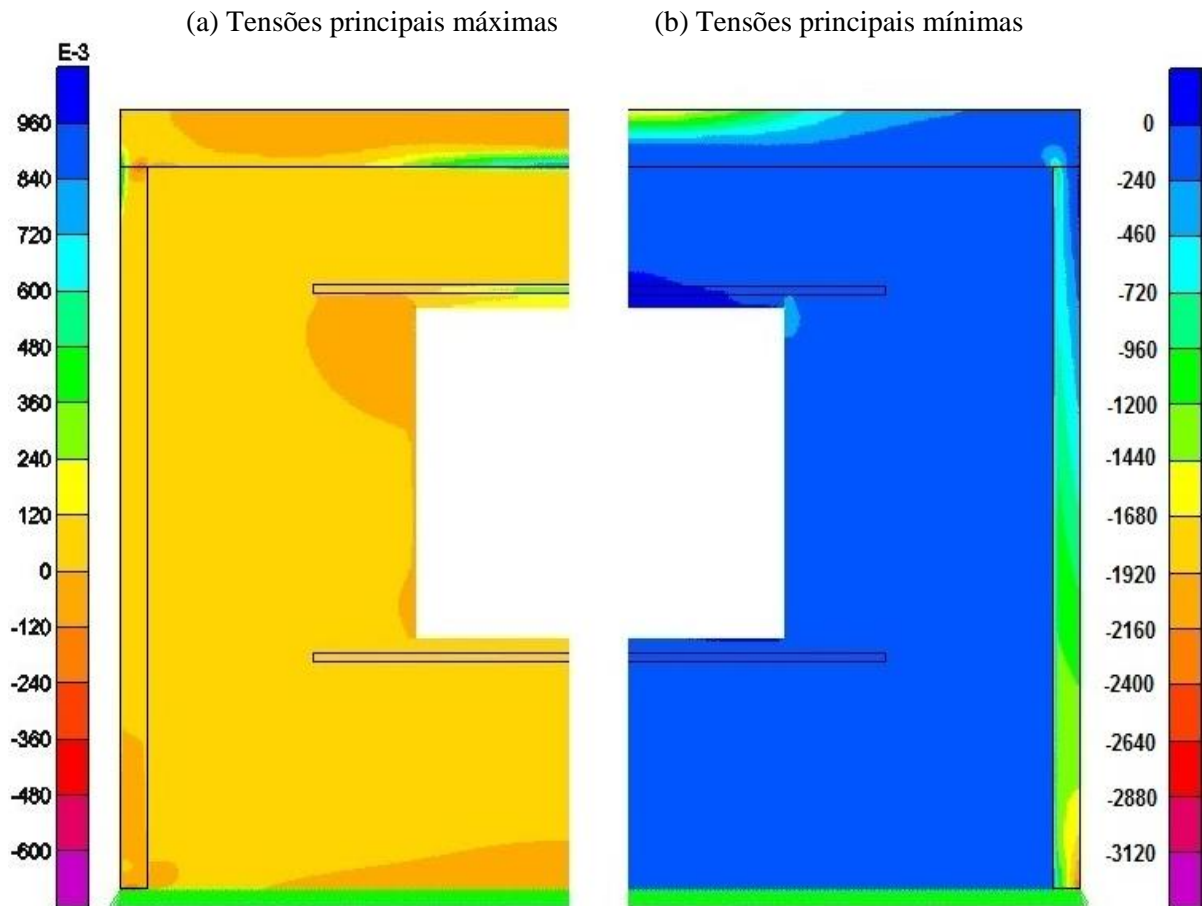
Observa-se ainda que as tensões de compressão na alvenaria são mais intensas próximo da lateral da abertura. Isso pode ser explicado como consequência da presença dos pilares nas extremidades da parede, que acabam dificultando o desvio de tensões acima da abertura e forçando as tensões a serem encaminhadas próximas às suas laterais. Reforça essa hipótese (ver no diagrama de tensões principais máximas - Figura 5.3 (a), logo abaixo das extremidades da verga) o fato de as tensões se concentrarem nas suas laterais. Nesse local, próximo das laterais, as tensões têm valores em torno de 0,18 MPa e diminuem em direção ao pilar para valores em torno de 0,055 MPa.

Sobre o modelo com verga e contraverga de argamassa, Figura 5.4, é preciso lembrar que, como a altura desses reforços não é múltipla da altura do componente empregado, foi necessário o seu reposicionamento acima e abaixo da abertura, para que assim ficasse garantido o alinhamento das demais fiadas. Ou seja, mudou-se a posição dos reforços, considerando que eles fiquem logo acima (verga) ou abaixo (contraverga) da fiada de interface com a abertura.

Para o diagrama de tensões principais máximas do modelo com reforços de argamassa, Figura 5.4 (a), observa-se que as tensões de tração no meio da viga são bem mais intensas do que no modelo anterior. No meio do vão, na face inferior, a tração máxima é de 0,46 MPa, cinco vezes maior que o valor encontrado na análise anterior. Além disso,

constatou-se um aumento de 36,0% no máximo deslocamento da viga em relação ao modelo anterior.

Figura 5.4 - Diagrama de tensões principais do sistema misto com verga e contraverga de argamassa ($\text{MPa} \times 10^{-3}$).



Fonte: SAP2000.

Na região da viga, próximo dos pilares, observa-se que as tensões de compressão predominam ao longo de sua altura, pois essa região se deforma pouco.

Nota-se ainda que devido ao reposicionamento da verga e contraverga, há tensões de tração de maior intensidade nos componentes que estão em contato com o vão. Acima da abertura, a máxima tração na alvenaria tem valores em torno de 0,14 MPa, enquanto abaixo não ultrapassam 0,05 MPa.

Sobre o diagrama de tensões principais mínimas, Figura 5.4 (b), nota-se que a diferença mais marcante desse diagrama em relação ao exemplo anterior ocorre na região central da viga e na alvenaria acima da abertura. No caso da viga, observa-se que a região comprimida se concentra no meio do vão. Esse efeito é acentuado nesse local, pois a verga

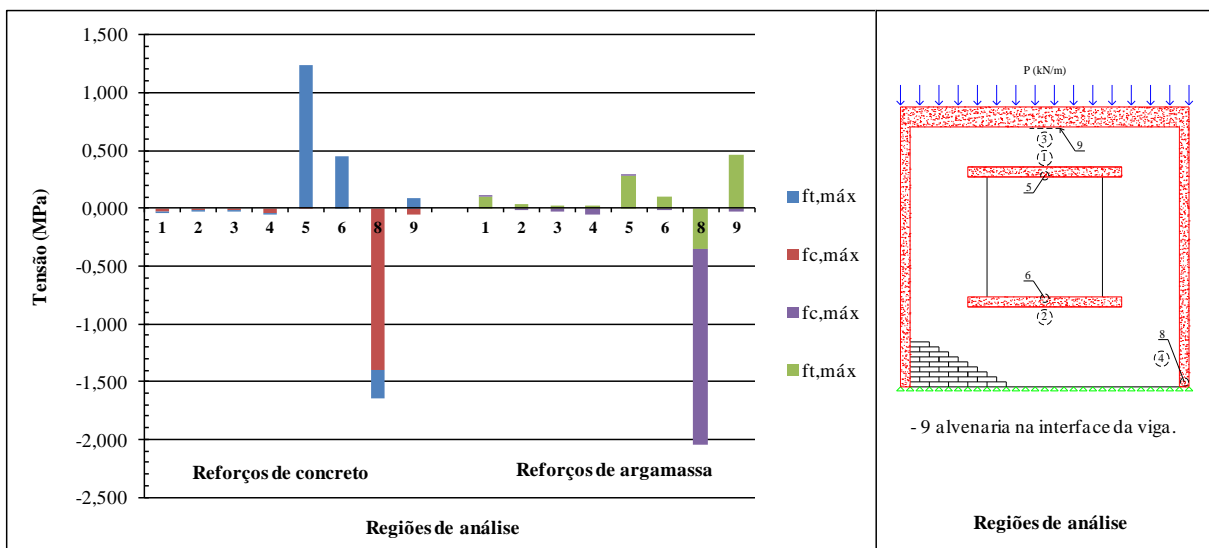
oferece pouca resistência para a flexão da viga. A alvenaria acima da abertura está submetida a tensões de tração com valores máximos de 0,14 MPa. Nas demais regiões do diagrama a distribuição de tensões se assemelha à Figura 5.3 (b), embora os valores deste caso (Figura 5.4 (b)) sejam maiores.

A viga, portanto, tem comportamento completamente diferente de uma estrutura reticulada. Devido à grande rigidez da parede, a viga, em algumas seções, fica predominantemente comprimida, o que indica que a parede funciona como um apoio parcial para ela.

Outro fato importante é o confinamento da parede devido à presença da viga e dos pilares, que resulta numa distribuição uniforme de tensões, exceto em alguns locais, como na região da abertura.

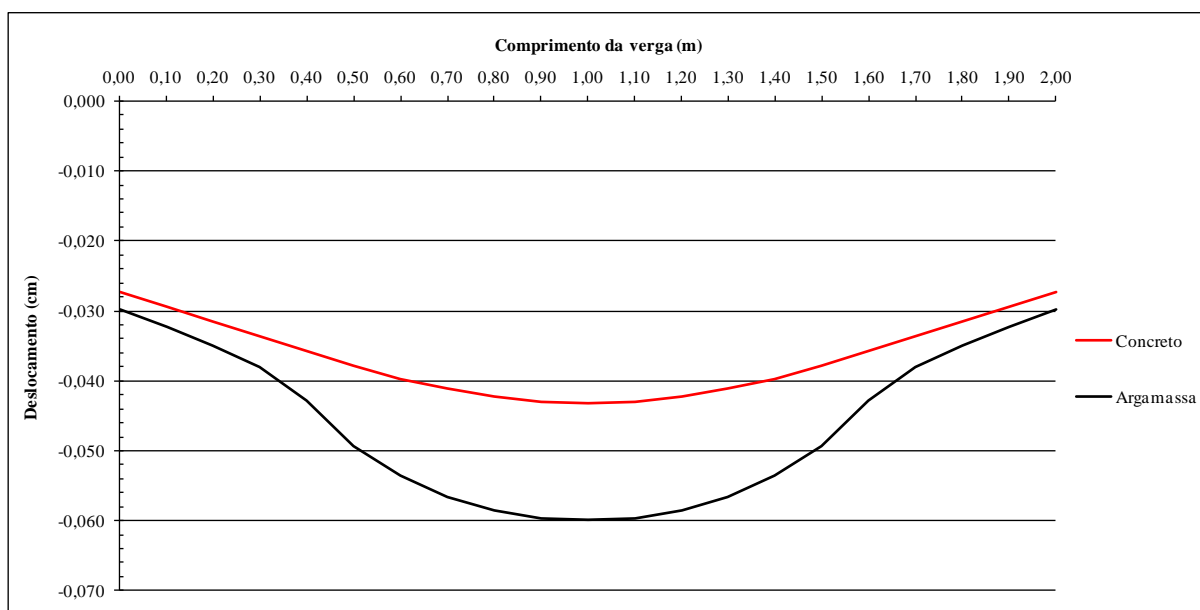
Ratificam-se nesses exemplos a melhor eficiência dos reforços mais rígidos (verga e contraverga de concreto) relativamente à verga e contraverga de argamassa, na análise das tensões na alvenaria e nos deslocamentos desses reforços, como se observa no Gráfico 5.1 e Gráfico 5.2.

Gráfico 5.1 - Envoltória de tensões para verga de concreto e argamassa do sistema misto.



Fonte: Produção do próprio autor.

Gráfico 5.2 - Deslocamento do painel na região da verga de concreto e argamassa no sistema misto.



Fonte: Produção do próprio autor.

5.2 Pré-dimensionamento

Como forma de contextualizar as considerações de cálculo empregadas, são apresentadas as formulações consideradas fundamentais para obtenção dos resultados. Para os demais casos, recomenda-se ao leitor consultar a norma de alvenaria e concreto e as publicações de Parsekian e Soares (2010) para o cálculo da alvenaria e a de Carvalho e Figueiredo Filho (2009) para a estrutura de concreto.

5.2.1 Considerações para o pré-dimensionamento da alvenaria

Inicialmente, serão feitos alguns comentários sobre a atual normalização e o dimensionamento à compressão simples da alvenaria.

Até a publicação do atual código de projeto de alvenaria estrutural em blocos cerâmicos, NBR 15812-1:2010, o dimensionamento da alvenaria era feito através das tensões admissíveis, processo em que as solicitações decorrentes das ações não deviam ultrapassar as tensões admissíveis dos materiais. Com a nova norma, o critério de dimensionamento foi alterado e passou a ser feito através da verificação no estado limite último (ELU).

Assim, a resistência à compressão do prisma passou a ser considerada com seu valor característico (f_{pk}) e não médio (f_p). Com isso, se contempla a dispersão dos resultados

de ensaios. O valor característico pode apresentar uma redução de 10,0% a 30,0% em relação ao valor médio, sendo usual notar uma diferença de 20,0% entre esses valores para o caso da alvenaria (PARSEKIAN; SOARES, 2010).

Além disso, os resultados de prisma também passaram a ter seus valores referidos à área bruta, pois até então eram calculados em função da área líquida. Dessa forma, basta dividir a carga de ruptura do prisma pela área bruta do componente.

No dimensionamento, os elementos comprimidos sempre devem ser verificados em relação à flambagem. Quanto mais esbelta for a parede, menor será a sua resistência à compressão. A esbeltez (λ) depende da espessura efetiva (t_e) e da altura efetiva (h_e) da parede, que corresponde ao seu comprimento de flambagem. Esse índice é calculado pela razão entre a altura efetiva da parede (h_e) (levando-se em consideração o tipo de vinculação da parede), e a espessura efetiva (t_e), que no caso de paredes sem enrijecedores é a própria espessura do componente. Deve-se observar ainda que não são consideradas as espessuras dos revestimentos.

Quanto à vinculação das paredes, a norma admite duas situações para determinação da altura efetiva (h_e), que deve ser considerada igual:

a) à altura da parede se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas extremidades ($h_e =$ altura da parede);

b) ao dobro da altura, se uma extremidade for livre e se houver travamento que restrinja conjuntamente o deslocamento horizontal e a rotação na outra extremidade ($h_e = 2x$ altura da parede).

O primeiro caso corresponde a uma situação comum em edifícios onde se tem o travamento inferior e superior garantido pela presença de lajes. Já o segundo é comum em arrimos, muros, reservatórios sem tampa, onde a parte superior da parede não possui travamento lateral (PARSEKIAN; SOARES, 2010).

Dessa forma, o índice de esbeltez (λ) é determinado conforme a Equação 5.1.

$$\lambda = \frac{h_e}{t_e} \quad \text{(Equação 5.1)}$$

Os valores máximos de λ são diferentes para elementos de alvenaria armados e não armados. Segundo a norma tem-se:

Alvenaria não armada: $\lambda \leq 24$

Alvenaria armada: $\lambda \leq 30$

Para se levar em consideração o efeito da flambagem nos elementos de alvenaria comprimidos, a norma admite um coeficiente redutor devido à esbeltez (R) da parede. Esse coeficiente, segundo Parsekian e Soares (2010), é considerado de forma simplificada pela NBR 15812-1:2010, admitindo-se uma excentricidade de carregamento igual a 10% da espessura da parede ($e = 0,10.t_e$) e um valor médio do módulo de deformação da alvenaria. O seu valor é calculado conforme a Equação 5.2.

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad \text{(Equação 5.2)}$$

Substituindo a Equação 5.1 na Equação 5.2, tem-se:

$$R = \left[1 - \left(\frac{h_e}{40 \times t_e} \right)^3 \right] \quad \text{(Equação 5.3)}$$

De uma forma geral, em paredes de alvenaria estrutural o esforço resistente de cálculo será obtido de acordo com a Equação 5.4.

$$N_{rd} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ para paredes} \\ 0,90 \text{ para pilares} \end{array} \right\} \times f_d \times A \times R \quad \text{(Equação 5.4)}$$

Em que:

$$N_{rd} = N_k \times \gamma_f \quad \text{(Equação 5.5)}$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad \text{(Equação 5.6)}$$

$$f_k = 0,70 \times f_{pk} \quad \text{(Equação 5.7)}$$

Substituindo as Equações 5.5, 5.6 e 5.7 na Equação 5.4 e considerando a situação para paredes, a equação fica da seguinte forma:

$$\gamma_f \times N_k \leq 1,0 \times \frac{0,70 \times f_{pk}}{\gamma_m} \times \left[1 - \left(\frac{h_e}{40 \times t_e} \right)^3 \right] \times A \quad \text{(Equação 5.8)}$$

Isolando a resistência característica de compressão simples do prisma (f_{pk}), que é o valor a ser determinado no pré-dimensionamento, a equação fica:

$$f_{pk} \geq \frac{\gamma_f \times N_k \times \gamma_m}{1,0 \times 0,70 \times \left[1 - \left(\frac{h_e}{40 \times t_e} \right)^3 \right]} \times A \quad (\text{Equação 5.9})$$

Quanto aos valores dos coeficientes de ponderação das ações (γ_f) e das resistências (γ_m), para os casos aqui analisados será admitido o valor de $\gamma_f = 1,40$ e $\gamma_m = 2,0$.

É oportuno registrar que, embora os componentes estudados neste trabalho não sejam efetivamente estruturais, o processo executivo e as peculiaridades já discutidas os tornam solicitados além do seu peso próprio. Por esse motivo, o pré-dimensionamento da alvenaria será feito com base nas prescrições da norma de alvenaria estrutural.

5.2.2 Considerações para o pré-dimensionamento dos elementos de concreto

No caso dos elementos estruturais de concreto, particularmente a viga, as hipóteses para o pré-dimensionamento irão partir do princípio de que esse elemento possui uma área de armadura longitudinal conhecida, de tal forma que o objetivo desta análise será determinar qual é o valor do máximo momento a ser resistido por essa seção. É oportuno observar também que a armadura admitida nessas hipóteses é àquela que usualmente é empregada empiricamente nas edificações investigadas neste trabalho.

Além disso, será feito o cálculo da área de armadura necessária para o momento atuante na viga considerando-a como biapoiada, ainda que se saiba ser esse modelo muito distante do comportamento real, pois a viga fica continuamente apoiada na parede. A hipótese de viga biapoiada nos pilares (teoricamente a favor da segurança) significa desprezar a interação com a alvenaria.

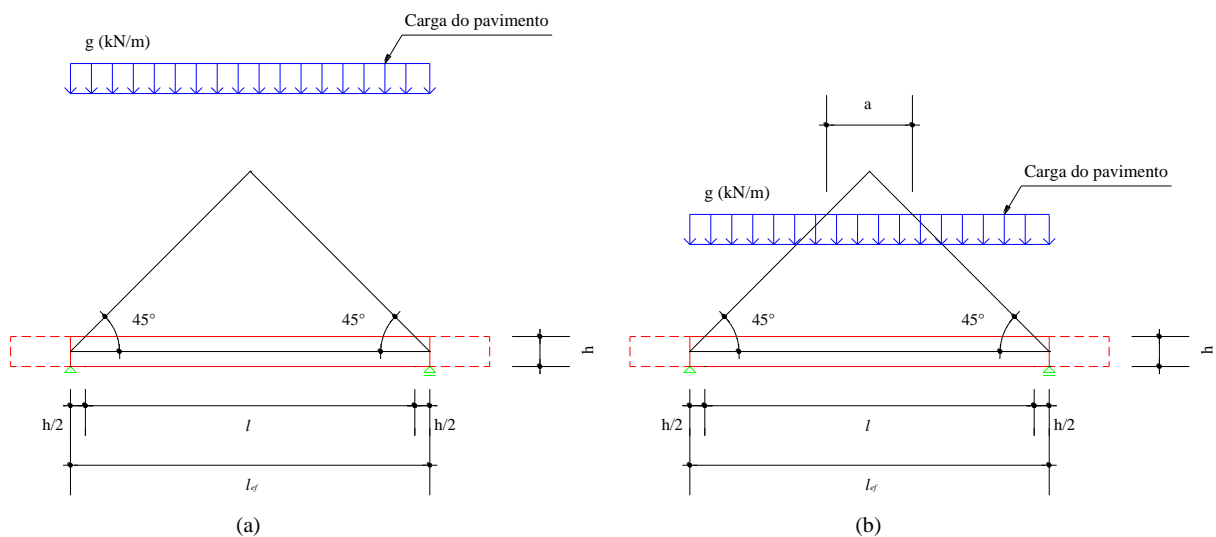
Para os pilares, na falta de um procedimento simplificado mais consistente, a verificação será feita com base na comparação entre a máxima tensão de compressão atuante e a resistência à compressão do concreto, pois como foi constatado nos diagramas de tensões, os valores da tensão na base do pilar são muito baixos. Outro parâmetro que poderia ser usado seria uma tensão média limite representativa para pilares com predominância de esforço normal (momento reduzido).

Para o estudo da verga e contraverga, a análise consistirá em determinar a quantidade de armadura longitudinal necessária para resistir o momento fletor atuante. Conforme a NBR 15812-1:2010, o carregamento atuante sobre a verga é composto de acordo

com o princípio geral de dispersão das ações no material alvenaria, que se dá segundo um ângulo de inclinação de 45° . Para computar esse carregamento basta se considerar o peso da alvenaria compreendido em um triângulo isósceles traçado a partir das extremidades da verga. Da carga distribuída proveniente de outro pavimento ou da laje que atua sobre a parede, deve-se considerar apenas a parcela compreendida no triângulo de carga, Figura 5.5.

Nessa figura observa-se também que uma parte do comprimento da verga não é considerada para composição do carregamento. Isso ocorre pois a norma estabelece um vão efetivo, que no caso aqui analisado é o tamanho da abertura acrescido em cada uma das suas extremidades de mais metade da altura da verga ($l_{ef} = l + h/2 + h/2$). Uma outra razão para que isso seja feito é que a parte que efetivamente estará submetida aos esforços de flexão fica compreendida na abertura, já que o comprimento da verga que excede o vão da janela encontra-se continuamente apoiado na parede.

Figura 5.5 - Composição de carregamento na verga: (a) carga distribuída fora do triângulo de carga (b) carga distribuída dentro do triângulo de carga.



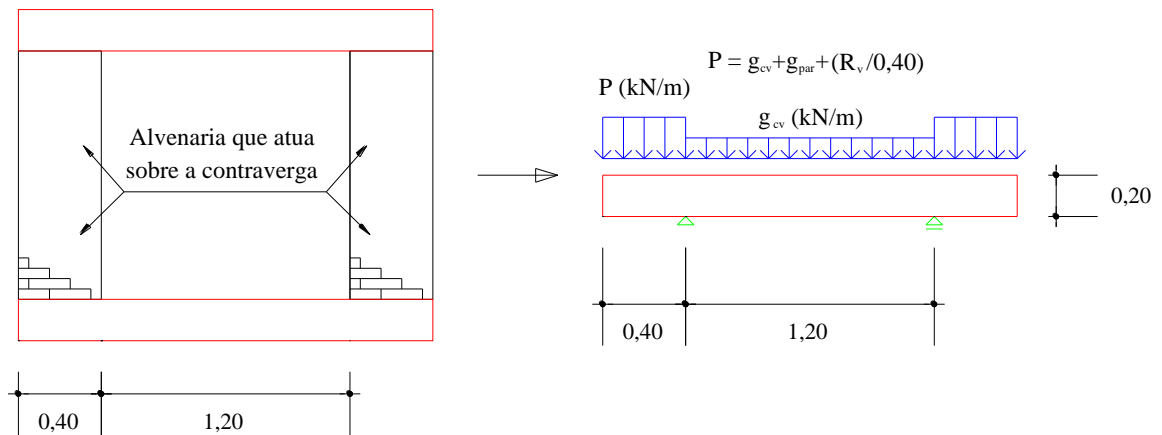
Fonte: Adaptada de NBR 10837:1989.

Diferentemente do que ocorre com a verga, em que há a atuação de um carregamento constante ao longo de sua extensão, na contraverga a ação preponderante ocorre nas suas extremidades, o que implica em um comportamento distinto do anterior, Figura 5.6 e Figura 5.7. Por essa razão, a composição do carregamento e a determinação do vão da contraverga também são feitos de forma diferente.

Na contraverga é considerado o peso de toda alvenaria acima do comprimento excedido além da abertura mais a reação de apoio da verga, Figura 5.6. Isso é feito dessa forma, pois acredita-se que a ação proveniente da reação da verga tem a tendência de se encaminhar ao lado da abertura e, portanto, incidirá sobre a contraverga. Além disso, observa-se que neste caso será considerado o vão real, pois se fosse considerado o vão efetivo, a parcela de carga seria menor.

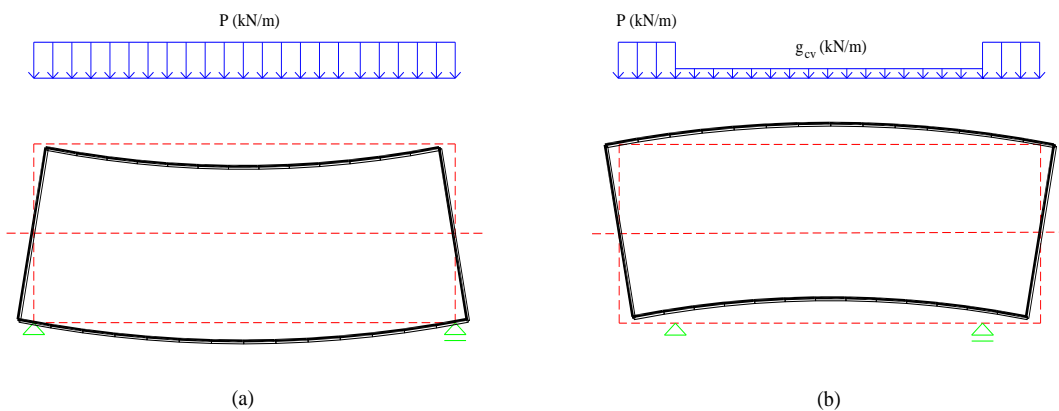
Cabe ainda registrar que, tanto na verga como na contraverga, serão consideradas as ações provenientes do seu peso próprio.

Figura 5.6 - Composição de carregamento na contraverga.



Fonte: Produção do próprio autor.

Figura 5.7 - Comportamento dos reforços de concreto: (a) verga (b) contraverga.



Fonte: Produção do próprio autor.

- **Viga**

No caso de uma viga de concreto em que são conhecidas as dimensões da sua seção transversal (b_w , d), a resistência do concreto à compressão (f_{ck}), o tipo de aço (f_{yk}) e a área da armadura longitudinal (A_s), pode-se determinar qual o valor do máximo momento resistido pela seção. O primeiro passo é admitir que a seção poderá trabalhar entre o início do domínio 2 até o final do domínio 3, e então, definir a altura ou profundidade da linha neutra (x), Equação 5.10.

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,68 \times b_w \times f_{cd}} \quad (\text{Equação 5.10})$$

Em que:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (\text{Equação 5.11})$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,40} \quad (\text{Equação 5.12})$$

Determinada a posição da linha neutra (Equação 5.10), deve-se verificar o domínio de deformação no qual a viga está trabalhando. Para isso é feita a verificação para os limites entre os domínios 2 e 3 (x_{23} - Equação 5.13) e entre 3 e 4 (x_{34} - Equação 5.14) para o valor de x calculado.

$$x_{23} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \times d = \frac{0,035}{0,035 + 0,1} \times d = 0,259 \times d \quad (\text{Equação 5.13})$$

$$x_{34} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{yd}} \times d = \frac{0,035}{0,035 + 0,0207} \times d = 0,6283 \times d \quad (\text{Equação 5.14})$$

Com o valor de x calculado (Equação 5.10) e inferior ao limite x_{34} , o máximo momento resistido pela seção é obtido através da Equação 5.15.

$$M_d = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,40 \times x) \quad (\text{Equação 5.15})$$

Portanto, o máximo momento que pode atuar na viga é o valor do momento de cálculo (M_d) dividido pelo coeficiente de ponderação das ações (γ_m), Equação 5.16.

$$M_k = \frac{M_d}{\gamma_m} = \frac{M_d}{1,40} \quad (\text{Equação 5.16})$$

Caso se queira determinar a área de armadura necessária para um determinado momento fletor atuante, a sequência fica:

$$M_d = 1,40 \times \frac{(P + g_{\text{viga}}) \times l^2}{8} \quad (\text{Equação 5.17})$$

Com o valor de momento conhecido, se determina a posição da linha neutra, Equação 5.18.

$$M_d = (0,68 \times x \times d - 0,272 \times x^2) \times b_w \times f_{cd} \quad (\text{Equação 5.18})$$

Obtido o valor de x e feita a verificação de domínio (Equação 5.13 e Equação 5.14), calcula-se a área de armadura (A_s) necessária através da Equação 5.19.

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,40 \times x) \times f_{yd}} \quad (\text{Equação 5.19})$$

- **Pilar**

Como comentado anteriormente, o modelo utilizado na análise das vigas será o de viga biapoiada, desconsiderando-se qualquer interação com a parede. Dessa forma, o carregamento atuante na viga mais o seu peso próprio devem ser resistidos apenas pelos pilares.

Assim, o pré-dimensionamento do pilar será feito inicialmente determinando a reação da viga no pilar (Equação 5.20), e em seguida, a carga concentrada total na sua base (Equação 5.21).

$$R_{\text{viga}} = \frac{(P + g_{\text{viga}}) \times l}{2} \quad (\text{Equação 5.20})$$

$$P_{\text{total}} = R_{\text{viga}} + g_{\text{pilar}} \quad (\text{Equação 5.21})$$

Definidas essas ações, calcula-se a tensão de compressão na base, Equação 5.22. Com a resistência à compressão do concreto minorada pelo seu coeficiente de ponderação, (Equação 5.12), compara-se o nível de tensão atuante com a resistência à compressão centrada, de forma a avaliar qualitativamente a segurança do elemento, já que certamente ele está submetido à flexo-compressão (ainda que se espere que a parcela do esforço normal seja maior que a de momento).

$$\sigma_{cd} = \frac{P_{\text{total}} \times \gamma_f}{(b \times l) \times 1000} \quad (\text{Equação 5.22})$$

Na Equação 5.22 deve-se observar que a multiplicação por 1000 no denominador é para que os resultados de σ_c sejam obtidos em MPa.

- **Verga e contraverga**

A composição do carregamento da verga, segundo o que se registrou anteriormente fica da seguinte forma (Equação 5.23):

$$P = g_{\text{par}} + g_{\text{viga}} + g_{\text{laje}} + g_{\text{verga}} \quad (\text{Equação 5.23})$$

O cálculo do momento fletor é feito para uma seção biapoiada, Equação 5.24.

$$M_d = \left(\frac{P \times l^2}{8} \right) \times \gamma_f = \left(\frac{P \times l^2}{8} \right) \times 1,40 \quad (\text{Equação 5.24})$$

Na contraverga, devido à diferença do esquema estático e do seu comportamento, (Figura 5.5 e Figura 5.6), são definidos dois carregamentos, um para as extremidades e outro para a parte central, Equação 5.25 e Equação 5.26, respectivamente.

$$P_1 = \left(\frac{R_v}{0,40} \right) + g_{cv} + g_{\text{par}} \quad (\text{Equação 5.25})$$

$$P_2 = g_{cv} \quad (\text{Equação 5.26})$$

Com os valores do momento, determina-se a área de armadura longitudinal (A_s) necessária.

5.2.3 Pré-dimensionamento da alvenaria à compressão simples

Como toda a formulação necessária para a obtenção dos resultados já foi apresentada, neste item será feita apenas a sua aplicação para aqueles valores encontrados nas regiões de análise.

Quanto aos resultados que são utilizados, deve-se observar que devido ao fato de as tensões terem sido aferidas em diferentes regiões (regiões de análise) do diagrama, isso acarretou na obtenção de vários valores de tensões de compressão na alvenaria. Dessa forma,

o pré-dimensionamento será feito com base no valor da maior tensão de compressão encontrada, de tal forma que as demais regiões de análise fiquem automaticamente atendidas.

Esse procedimento é o mesmo que é adotado quando se projeta em alvenaria estrutural. Em um pavimento, a resistência do bloco utilizado deverá ser para aquela parede onde se requer a maior resistência de prisma, ficando todas as demais paredes atendidas com essa escolha.

Outro comentário importante que deve ser feito é que, como todos os resultados emitidos pelo programa estão na forma de tensões, a parcela $\frac{N_k}{A}$ da Equação 5.9 será substituída pelo valor da tensão da região de análise.

No caso do modelo com verga e contraverga de concreto, a máxima tensão de compressão ocorre na região da alvenaria na interface da viga (região 9). Isso resulta numa resistência de prisma de 0,353 MPa. Caso a análise fosse feita para o modelo em que esses reforços são de argamassa, a região mais crítica seria a base da parede (região 4), onde a tensão de compressão é de 0,06 MPa. Para essa tensão, a resistência de prisma necessária é de 0,385 MPa.

$$f_{pk} \geq \frac{1,40 \times 0,055 \times 2,0}{1,0 \times 0,70 \times \left[1 - \left(\frac{260}{40 \times 9} \right)^3 \right]} \therefore f_{pk} \geq 0,353 \text{ MPa}$$

Ou seja, parece que não há problemas quanto ao uso desse componente. Para o valor de esbeltez (λ) obtido (28,89), segundo as prescrições da NBR 15812-1:2010, a parede teria que ser armada. No entanto, com o emprego de tijolos cerâmicos maciços e blocos cerâmicos de vedação com furos na horizontal, que são os componentes usualmente utilizados nas edificações estudadas, o uso de armaduras é quase impraticável.

Para esse valor de prisma (0,353 MPa) e admitindo-se um fator de eficiência de 0,40 - $\left(\eta = \frac{f_{pk}}{f_{bk}} \right)$, que é um valor compatível com os resultados encontrados na literatura para tijolos cerâmicos, chega-se a uma resistência para o componente de 0,88 MPa. Ou seja, valor inferior à mínima resistência à compressão tanto para o bloco de vedação com furos na horizontal quanto para o tijolo cerâmico, que é de 1,50 MPa.

No entanto, caso a estrutura não tivesse os elementos de concreto, a máxima tensão de compressão ocorreria acima da verga (região de análise 1) com valor de 0,42 MPa, o que resultaria em uma resistência de prisma de 3,10 MPa, valor compatível apenas para componentes estruturais com resistência característica à compressão acima de 7,75 MPa (talvez seja o caso dos tijolos maciços de boa qualidade). Isso mostra que a situação só foi atendida devido a presença dos elementos de concreto.

Um outro fato que deve ser observado é que mesmo para os resultados das tensões de tração essa situação seria verificada, pois todos os valores encontrados no modelo com reforços de concreto são inferiores ao limite estabelecido para a argamassa de menor resistência (Quadro 4.4). Já no modelo com reforços de argamassa há regiões onde a tensão de tração na alvenaria é de 0,46 MPa, compatível apenas para argamassas com resistência acima de 7,0 MPa.

5.2.4 Pré-dimensionamento dos elementos de concreto

- **Viga**

Da mesma forma como foi feito na alvenaria, aqui as formulações serão apenas aplicadas. Assim, a verificação da viga será feita admitindo-se os seguintes dados:

$$b_w = 9\text{cm}$$

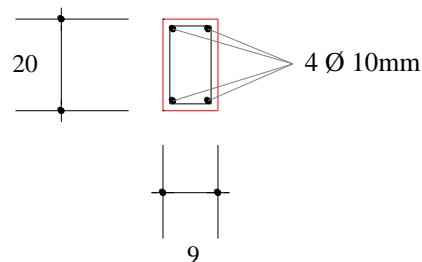
$$d = 17,5\text{cm}$$

$$f_{ck} = 20,0\text{ MPa}$$

$$\text{Aço CA 50} - f_{yk} = 500\text{ MPa}$$

$$A_s = 1,57\text{ cm}^2$$

$$l = 3,40\text{m}$$



Sobre essa seção deve-se salientar que, embora esteja representado o estribo, as considerações de cálculo irão tratar apenas da armadura de flexão.

Para esses dados a altura da linha neutra (x) é de 0,0781m e a seção encontra-se trabalhando no domínio 3, pois o valor calculado de x está entre os limites de x_{23} e x_{34} .

$$x = \frac{0,000157 \times \left(\frac{500 \times 1000}{1,15} \right)}{0,68 \times 0,09 \times \left(\frac{20 \times 1000}{1,40} \right)} = 0,0781\text{m}$$

$$x_{23} = 0,259 \times 0,175 = 0,0453\text{m}$$

$$x_{34} = 0,6283 \times 0,175 = 0,1100\text{m}$$

Portanto, o máximo momento que pode atuar na viga é de 7,01 kN.m.

$$M_d = 0,000157 \times \left(\frac{500 \times 1000}{1,15} \right) \times (0,175 - 0,40 \times 0,0781) = 9,81\text{ kN.m}$$

$$M_k = \frac{9,81}{1,40} = 7,01\text{ kN.m}$$

Como o valor do máximo momento que pode atuar na viga é inferior ao momento fletor atuante considerado para viga biapoiada, 9,81 kN.m < 15,07 kN.m, isso indica que aquela armadura colocada de forma empírica é insuficiente para prover a resistência necessária a esse elemento. Fica claro, portanto, que se a viga funcionar como biapoiada, ela não tem condições de se suportar sem contar com a contribuição da parede.

$$M_d = 1,40 \times \frac{(7,00 + 0,45) \times 3,40^2}{8} = 15,07\text{ kN.m}$$

Para o valor do momento atuante (15,07 kN.m) obtêm-se que a altura da linha neutra ($x = 0,1498$) é superior ao limite entre os domínios 3 e 4 ($x_{34} = 0,1100\text{m}$), indicando que essa seção está trabalhando no domínio 4.

$$15,07 = (0,68 \times x \times 0,175 - 0,272 \times x^2) \times 0,09 \times \left(\frac{20 \times 1000}{1,40} \right)$$

$$\left. \begin{array}{l} x' = 0,2877\text{m} \\ x'' = 0,1498\text{m} \end{array} \right\} x = 0,1498\text{m}$$

$$x_{23} = 0,259 \times 0,175 = 0,0453\text{m}$$

$$x_{34} = 0,6283 \times 0,175 = 0,1100\text{m}$$

Por se tratar de um domínio (domínio 4) inseguro para o dimensionamento, devido a ruptura da seção ocorrer de forma frágil e sem avisos, recomenda-se que essa viga tenha sua altura ou a resistência do concreto aumentada. Caso a escolha seja feita por

aumentar a altura de 20cm para 25cm, a seção irá trabalhar no domínio 3 e para essa nova geometria é necessária uma área de armadura de 1,87cm². Ou caso se opte por aumentar a resistência do concreto para 25 MPa, a seção também estará no domínio 3 e para essa situação a área de armadura necessária é de 2,59cm².

É pertinente observar que essas soluções foram apresentadas admitindo-se como hipótese que na seção deve haver apenas armadura simples (armadura tracionada). Um outro comentário que deve ser feito é que ao aumentar a altura da seção devem ser recalculados o momento fletor atuante (M_d) e a altura útil (d). O mesmo deve ser feito caso a mudança seja na resistência do concreto, sendo necessário para esse caso recalculá-la sua resistência de cálculo à compressão (f_{cd}).

Mesmo com essas alternativas, se a escolha fosse feita por manter a geometria da seção e a resistência do concreto, mas sem fazer o dimensionamento no domínio 4, a solução seria utilizar uma armadura complementar que irá trabalhar à compressão. Para essa condição seria necessária uma área de armadura tracionada (A_s) de 2,59cm² e uma armadura comprimida (A'_s) de 0,38cm².

Dentre as opções apresentadas, parece ser mais lógico aumentar a altura da viga para 25cm, até mesmo porque devido a forma como se prepara o concreto na obra, não se teria condições de assegurar que a resistência é de 25 MPa. Sobre isso, deve-se lembrar de que as edificações que empregam esse tipo de estrutura (sistema misto), normalmente não possuem os projetos estruturais, tendo somente o projeto padrão de aprovação na prefeitura (NOBOA FILHO, 2007).

Ainda sobre essas alternativas, deve-se salientar que o aumento da altura da viga nem sempre é possível de ser feita devido a imposições de projeto.

- **Pilar**

No caso do pré-dimensionamento do pilar, como já comentado, deve-se inicialmente determinar a carga concentrada total em sua base (P_{total}), para em seguida calcular a tensão atuante (σ_c). Para as cargas consideradas na estrutura, o valor de P_{total} é de 13,63 kN, o que resulta em uma tensão σ_c de 2,12 MPa. Esse valor minorado pelo coeficiente de ponderação, $\sigma_c=1,51$ MPa, é 8,0% maior do que o valor encontrado na análise numérica ($\sigma_c= 1,40$ MPa).

Além dessa verificação constata-se que o nível de tensões encontrado nesse elemento é baixo. A tensão atuante calculada representa apenas 15,0% da resistência de cálculo à compressão do concreto (f_{cd}), que é de 14,29 MPa.

Outra análise que foi feita através do programa foi a estabilidade lateral desse elemento. Para o máximo deslocamento, obtido à meia altura, o valor encontrado foi de apenas 0,0067cm. Esse valor tão baixo pode ser explicado devido a presença de apenas cargas verticais de baixa intensidade e do travamento conferido ao pilar pela parede.

$$R_{\text{viga}} = \frac{(7,00 + 0,45) \times 3,50}{2} = 13,04 \text{ kN}$$

$$P_{\text{total}} = 13,04 + 0,59 = 13,63 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{13,63 \times 1,40}{(0,09 \times 0,10) \times 1000} = 2,12 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_c = \frac{2,12}{1,40} = 1,51 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{20}{1,40} = 14,29 \text{ MPa}$$

- **Verga e contraverga**

Na verga, devido ao traçado do triângulo de carga, o carregamento decorrente da ação da alvenaria, da viga, da laje e do seu peso próprio resulta em $P = 1,071 \text{ kN/m}$ e num momento de 0,37 MPa para uma seção biapoiada.

$$P = 0,463 + 0,129 + 0,029 + 0,45 = 1,071 \text{ kN/m}$$

$$M_d = \left(\frac{1,071 \times 1,40^2}{8} \right) \times 1,40 = 0,37 \text{ kN.m}$$

Como esse valor de momento (0,37 kN.m) é inferior ao momento fletor mínimo ($M_{d,\text{mín}}$), que é o valor do mínimo momento correspondente ao que produziria a ruptura da seção de concreto simples, a seção deverá ser dimensionada para esse valor de momento ($M_{d,\text{mín}}$), respeitando sempre uma taxa mínima absoluta de armadura de 0,15%. Esse valor de momento é obtido através da Equação 5.27.

A norma de concreto, NBR 6118:2007, ainda registra que esse dimensionamento deve ser considerado satisfeito quando forem atendidas as taxas mínimas de armadura longitudinal ($\rho_{\text{mín}}$).

$$M_{d,\min} = 0,80 \times W_0 \times f_{ctk,\sup} \quad (\text{Equação 5.27})$$

Em que:

$$W_0 = \frac{I}{y_t} \quad (\text{Equação 5.28})$$

$$f_{ctk,\sup} = 1,30 \times 0,30 \times f_{ck}^{2/3} \quad (\text{Equação 5.29})$$

com f_{ck} expresso em MPa.

Para o caso aqui analisado, em que o $f_{ck} = 20,0$ MPa e a forma da seção é retangular, o valor de $\rho_{\min} = 0,15\%$. Dessa forma, a armadura mínima da seção, calculada por meio da Equação 5.30, resulta em uma área de $0,27\text{cm}^2$. Isso significa que uma barra de $6,3\text{mm}$ ($0,31\text{cm}^2$) é suficiente para atender a essa necessidade.

$$f_{ctk,\sup} = 1,30 \times 0,30 \times 20^{2/3} = 2,87 \text{ MPa}$$

$$M_{d,\min} = 0,80 \times \left(\frac{0,09 \times 0,20^3}{12} \right) \times (2,87 \times 1000) = 1,38 \text{ kN.m}$$

$$A_{s,\min} = \frac{\rho_{\min}}{100} \times b_w \times h \quad (\text{Equação 5.30})$$

$$A_s = A_{s,\min} = \frac{0,15}{100} \times 9 \times 20 = 0,27 \text{ cm}^2$$

Quanto à análise da contraverga, a lógica para o seu cálculo é mesma que foi adotada na verga. Determinada a ação, calcula-se o momento fletor e a área de armadura. A única particularidade desse cálculo é que, como na composição do seu carregamento é considerada a reação de apoio da verga, este reforço precisa ser resolvido antes.

Para as hipóteses que aqui foram admitidas obtêm-se um carregamento nas suas extremidades (P_1) de $2,875$ kN/m e de $0,45$ kN/m na parte central (P_2), o que resulta em um momento de cálculo (M_d) máximo de $0,32$ kN.m. Assim, na contraverga também será considerada a área de armadura mínima ($0,27\text{cm}^2$).

$$P_1 = \left(\frac{0,75}{0,40} \right) + 0,45 + 0,55 = 2,875 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = 0,450 \text{ kN/m}$$

Portanto, com esses resultados da verga e contraverga, pôde-se verificar que em ambos os reforços o valor do momento fletor decorrente das ações é inferior ao momento fletor mínimo da seção ($M_{d,mín}$), o que sugere ser dispensável o uso de armaduras. No entanto, conforme indica a NBR 6118:2007, para se evitar a ruptura frágil das seções transversais, quando da formação da primeira fissura, deve-se considerar para o cálculo das armaduras o momento mínimo ($M_{d,mín}$), que pode ser considerado atendido quando usadas as taxas mínimas de armadura.

Constata-se ainda que a armadura considerada nas análises numéricas do Capítulo 4 ($1\Phi 10\text{mm}=0,785\text{cm}^2$) é superior ao valor que aqui foi calculado.

5.3 Síntese

A partir dos resultados obtidos com as análises numéricas, constatou-se que a viga apresenta um comportamento completamente diferente de uma estrutura reticulada, em que se admite que a interação entre os elementos ocorre apenas nos seus nós. Devido ao fato dela estar continuamente apoiada sobre a parede, a sua seção acaba ficando predominantemente comprimida, o que indica que a alvenaria, por ser um elemento rígido, limita a flexão da viga.

Mesmo estando predominantemente comprimida, verificou-se que esse comportamento na viga é mais pronunciado quando a verga e a contraverga são mais rígidas. Quando se analisou a possibilidade desses reforços serem feitos de argamassa e com uma altura reduzida, observou-se além do acréscimo de tensões de tração na alvenaria, mudança na distribuição de tensões ao longo da sua extensão e altura. As tensões de tração ficaram mais intensas, sendo registrado na sua face inferior valor cinco vezes maior do que se obteve no modelo com reforços de concreto. Além disso, para o máximo deslocamento da viga foi registrado um aumento de 36,0% se comparado com o modelo com reforços de argamassa. Isso sugere, mais uma vez, a menor eficiência desse tipo de reforço.

Além disso, a presença dos elementos estruturais de concreto (viga e pilares), induz uma distribuição de tensões uniforme em todo o diagrama, o que se configura em uma situação interessante, já que os componentes acabam sendo solicitados de uma forma homogênea.

Quanto ao pré-dimensionamento, pôde se verificar no caso da alvenaria que, mesmo quando considerado um componente com baixa resistência à compressão ($f_{pk}=1,0$

MPa), não houve problemas quanto ao seu uso, já que com a resistência de prisma necessária um componente de vedação de 1,50 MPa atende. Entretanto, deve-se chamar a atenção para o fato de que essa situação só foi atendida devido à presença da viga e dos pilares. Caso a estrutura não possua esses elementos, a resistência requerida para os prismas é de 3,10 MPa, compatível apenas para componentes de maior resistência.

Outra observação relativa à alvenaria é que as tensões de tração resultaram inferiores a máxima resistência à tração para a classe de argamassa de menor resistência.

No caso dos elementos estruturais de concreto, particularmente a viga, constatou-se que armadura que usualmente é considerada nesse elemento é insuficiente para lhe prover a resistência necessária, na hipótese dela se comportar como uma estrutura biapoiada (embora se saiba que esse modelo é muito simplificado e não representa o comportamento real).

Em relação aos pilares verificou-se que as tensões de compressão em sua base possuem valores muito reduzidos e que esse elemento parece ter uma reserva de resistência segura, já que é pouco solicitado (embora tenha dimensões reduzidas).

Para a verga e contraverga o momento fletor calculado foi inferior ao momento mínimo da seção para o caso de reforços de concreto com $h=0,20\text{m}$. Esses resultados se referem a abertura de janela de 1,20m. Aberturas maiores devem demandar seções mais resistentes.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo de todas as etapas percorridas no desenvolvimento deste trabalho, pôde-se perceber que elas se dividem em três grandes fases: a) definição dos parâmetros e modelagem; b) análise e discussão dos resultados, que buscou identificar a influência de cada um desses parâmetros nas distribuições de tensões c) pré-dimensionamento da alvenaria e concreto, que teve como base de cálculo duas situações comuns nas edificações objeto de estudo deste trabalho.

A definição dos parâmetros e a modelagem consistiram em uma das etapas mais importantes do trabalho, já que todas as análises e discussões foram feitas a partir dos diagramas de tensões. A definição dos parâmetros, propriamente dita, não consistiu na escolha aleatória das variáveis a serem estudadas, mas sim, na identificação no sistema misto (alvenaria e concreto trabalhando conjuntamente no sistema resistente da edificação) os parâmetros mais significativos no seu comportamento. Nessa fase, a definição do elemento finito adequado, as hipóteses simplificadoras adotadas quanto à análise e o tamanho da malha de elementos finitos, também foram fundamentais para que os objetivos pudessem ser alcançados. No caso da malha, foi necessário um estudo de alguns modelos com graus de refinamento diferentes, de tal forma que se pudesse identificar qual delas fornecia os melhores resultados.

Definidos os parâmetros e feita a modelagem das diferentes estruturas investigadas no trabalho, partiu-se para a análise e discussão dos resultados, apresentadas juntamente com os diagramas de tensões. Essa fase foi a mais trabalhosa de toda a dissertação. Diante de uma série de dados para serem analisados foi preciso identificar quais comportamentos, ou regiões dos diagramas, que potencialmente poderiam ser críticos para alvenaria e concreto.

A partir dessas análises foi possível obter algumas conclusões interessantes. Quando se avaliou a possibilidade de a parede ser constituída por um componente de menor módulo de deformação, não se observou um acréscimo significativo das tensões, embora tenha sido notável a maior deformabilidade de toda a estrutura.

Foi possível observar que paredes com aberturas de maiores dimensões podem ser críticas, dado o aumento de tensões na alvenaria. O mesmo foi observado quando se considerou a verga e contraverga com altura reduzida (0,05m).

Ainda em relação à verga e contraverga, verificou-se que quando esses reforços foram feitos com argamassa houve um acréscimo de tensões de tração na alvenaria se comparado com a Estrutura de referência, configurando uma alternativa menos eficiente.

Na análise dos modelos com elementos estruturais de concreto (vigas e pilares), observou-se uma grande mudança na distribuição de tensões em relação à Estrutura de referência. Com a inserção de pilares nas laterais da parede houve uma redução da máxima tensão de compressão na parede de mais de 50,0% e uma distribuição de tensões uniformizada. Quando, além dos pilares foram consideradas as vigas, ocorreu, da mesma forma, uma distribuição de tensões mais homogênea, o que é interessante sob o ponto de vista estrutural e econômico. No modelo com vigas também se observou acréscimo de tensão nos componentes situados abaixo da viga devido à sua flexão, aspecto que se intensifica em elementos de menor altura.

Quando foi analisada a possibilidade da parede possuir um travamento lateral através da inserção de vínculos ideais, observou-se que as tensões de compressão predominam em todo o diagrama (essa situação seria típica de paredes confinadas por outras paredes na mesma direção). Para a situação de encontro com parede transversal, constatou-se que há uma distribuição assimétrica de tensões e uma interação de cargas entre as paredes. Parte do carregamento na parede analisada foi desviada para a parede concorrente, próximo do encontro entre elas.

No pré-dimensionamento da alvenaria, ficou constatado que na presença dos elementos de concreto, mesmo em sua configuração “precária” (dimensões reduzidas), a alvenaria ficou pouco solicitada e os componentes de vedação atendem a contento. Entretanto, na ausência dos elementos de concreto, o aumento da resistência de prisma necessária é significativo e os componentes devem ser estruturais. Destaca-se também o fato de as tensões de tração aferidas nas regiões de análise serem atendidas, embora alguns casos estejam no limite para a argamassa de menor resistência.

No caso da viga, observou-se que o seu comportamento é muito diferente do funcionamento de uma estrutura reticulada, viga biapoada, o que era esperado. Quanto menor a rigidez da viga, mais acentuada a solicitação da alvenaria abaixo dela.

A armadura usualmente considerada nesse elemento, de forma empírica, é insuficiente para lhe conferir a resistência necessária para a hipótese de viga biapoiada. Caso a estrutura passe por modificações, como a retirada de paredes, e venha a funcionar como uma viga biapoiada, ela não se sustentará ou não terá a segurança necessária.

Ao final de todas essas considerações, é importante salientar que não se tinha o objetivo de se responder se esse tipo de estrutura é possível ou não de se utilizar, até porque a forma como ela é feita não atende os princípios da boa engenharia, em que se tem como premissa básica seguir as recomendações de norma, atender os requisitos de segurança e fazer o uso dos materiais de forma correta. A finalidade era analisar como esse tipo de estrutura se comporta e, diante dos resultados, acredita-se que esse objetivo foi cumprido.

Com o objetivo de ampliar o conhecimento sobre o tema, algumas propostas para pesquisas futuras podem ser sugeridas.

Seria interessante que alguns dos modelos que aqui foram analisados pudessem ser ensaiados, até para que os resultados obtidos pudessem ser confrontados. Para isso, este trabalho servirá como base, já que uma das finalidades das análises numéricas é prever possíveis comportamentos que possam ser identificados em análises experimentais. Como se sabe que a realização de ensaios é custosa, ainda mais em estruturas de alvenarias, seria conveniente escolher um modelo completo (sistema misto), em que seja possível investigar algumas variáveis em um único ensaio.

Outro aspecto que merece ser estudado é a identificação de um modelo de cálculo capaz de representar o comportamento da viga apoiada sobre a parede. Como esse elemento está continuamente apoiado sobre a parede, a forma como ele se comporta frente às ações é completamente diferente de uma estrutura reticulada, em que se admite a interação apenas entre os nós dos elementos. Essa foi uma das dificuldades encontradas nesta pesquisa, já que o modelo que usualmente é admitido para a solução dessa estrutura não se aplica.

Pode-se sugerir também investigar como usar os resultados de tensão obtidos na análise numérica em modelos de cálculo (dimensionamento), especialmente nos elementos de concreto armado.

REFERÊNCIAS

ALVES FILHO, A. Elementos bidimensionais e tridimensionais: aplicações gerais. In: _____. **Elementos finitos**: a base da tecnologia CAE. 5. ed. São Paulo: Érica, 2011. p. 131-244.

ANDOLFATO, R. P. **Estudo teórico e experimental da interação de paredes em edifícios de alvenaria estrutural**. 2006. 232 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Projeto 02:101.15-001/1**: componentes cerâmicos - tijolos cerâmicos para alvenaria de vedação e estrutural - terminologia e requisitos. Rio de Janeiro, 2011. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **7170**: tijolo maciço cerâmico para alvenaria. Rio de Janeiro, 1983, 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **8545**: execução de alvenaria sem função estrutural de tijolos e blocos cerâmicos - procedimento. Rio de Janeiro, 1984. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **10837**: cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 1989. 21 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15270-1**: componentes cerâmicos: blocos cerâmicos para alvenaria de vedação - terminologia e requisitos. Rio de Janeiro, 2005. 11 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15270-2**: componentes cerâmicos: blocos cerâmicos para alvenaria estrutural - terminologia e requisitos. Rio de Janeiro, 2005. 11 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **15812-1**: alvenaria estrutural: blocos cerâmicos - projetos. Rio de Janeiro, 2010. 42 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **15961-1**: alvenaria estrutural: blocos de concreto - projeto. Rio de Janeiro, 2011. 42 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **15961-2**: alvenaria estrutural: blocos de concreto - execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011. 35 p.

BUSSAB, S.; CURY, F. J. Arquitetura. In: TAUIL, C. A (Coord.). **Manual técnico de alvenaria**. São Paulo: ABCI - Associação Brasileira da Construção Industrializada, 1990. p. 17-42.

CAMACHO, J. S. **Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica**. 1995. 174 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

CARASEK, H. Argamassas. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Materiais de construção civil e princípios de ciências e engenharia de materiais**. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2010. p. 893-944.

CARNEIRO, A. M. P. **Contribuição ao estudo da influência do agregado nas propriedades de argamassas compostas a partir de curvas granulométricas**. 1999. 213 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2003**. 3. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2009. 368 p.

CAVALHEIRO, O. P. Considerações sobre alvenaria resistente de tijolos e blocos cerâmicos de vedação. In: SIMPÓSIO DE DESEMPENHO DE MATERIAIS E COMPONENTES DE CONSTRUÇÃO CIVIL, 3., 1991, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído (ANTAC), 1991. p. 117-123.

DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A. Masonry assemblages. In:_____. **Masonry structures behavior and design**. 3rd. ed. EUA: The Masonry Society, 2008. p. 153-212.

DUARTE, R. B. **Recomendações para o projeto e execução de edifícios de alvenaria estrutural**. Porto Alegre: Associação Nacional da Indústria Cerâmica (ANICER), 1999. 79 p.

HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. Loadbearing masonry buildings. In:_____. **Design of masonry structures**. 3rd. ed. London: E&FN SPON, 2004. p. 13-21.

LOURENÇO, P. J. B. B. **Computational strategies for masonry structures**. 1996. 220 f. Thesis - Delft University Press III, Delft University Technology, Netherlands, 1996.

LOURENÇO, P. J. B. B. Concepção de projecto para alvenaria. In: SEMINÁRIO SOBRE PAREDES DE ALVENARIA, XX, 2002, Porto. **Anais...** Porto: Eds, 2002. p. 77-110.

NOBOA FILHO, S. **Sobre o emprego de tijolos e blocos de vedação com função estrutural em edificações de pequeno porte**. 2007. 341 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

PARSEKIAN, G. A.; FRANCO, L. S. **Recomendações para projeto e execução de alvenaria estrutural protendida**. São Paulo: EPUSP, 2002. 20 p. (BT/PCC/312). Disponível em: <<http://www.ppgciv.ufscar.br/?acao=conteudo&cod=60>>. Acesso em: 18/08/2010.

PARSEKIAN, G. A.; SOARES, M. M. **Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle**. São Paulo: O Nome da Rosa, 2010. 238 p.

PESTANA, F. B. **Dicionário completo da língua portuguesa – Folha da tarde**. 3. ed. São Paulo: Melhoramentos, 1994.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: PINI, 2008. 174 p.

ROQUE, J. A. **O desempenho quanto à durabilidade de alvenarias de blocos cerâmicos de vedação com função auto-portante**: o caso da habitação de interesse social. 2009. 212 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

SAMPAIO, M. B. **Fissuras em edifícios residenciais em alvenaria estrutural**. 2010. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

SAP2000®. **CSI Analysis Reference Manual**. Berkeley, California – USA: Computers and Structures, 2005. 413 p.

SAVASSI, W. Generalidades. In:_____. **Introdução ao método dos elementos finitos em análise linear de estruturas**. Reimpressão. São Carlos: EESC, 2000. p. 1-4.

SILVA, N. G.; CAMPITELI, V. C. Correlação entre módulo de elasticidade dinâmico e resistências mecânicas de argamassas de cimento, cal e areia. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 8, n. 4, p. 21-35, out./dez. 2008. Disponível em: < <http://seer.ufrgs.br/ambienteconstruido/article/view/6386/4701>>. Acesso em: 19 set. 2011.

SORIANO, H. L. Elementos de casca. In:_____. **Método de elementos finitos em análise de estruturas**. São Paulo: Edusp, 2003. p. 303-345.

TAUIL, C. A.; NESE, F. J. M. Projeto. In:_____. **Alvenaria Estrutural**. São Paulo: PINI, 2010. p. 19-60.

THOMAZ, E. Patologia. In: TAUIL, C. A. **Manual técnico de alvenaria**. São Paulo: ABCI - Associação Brasileira da Construção Industrializada, 1990. p. 97-117.

APÊNDICE A – Resultados da análise paramétrica

Neste apêndice são apresentadas mais informações sobre os resultados discutidos no capítulo 4, tais como figuras e as tabelas com os resultados das regiões de análise.

A.1 Módulo de deformação longitudinal da alvenaria (E)

Quadro A.1 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e do modelo com $E=400.f_{pk}$.

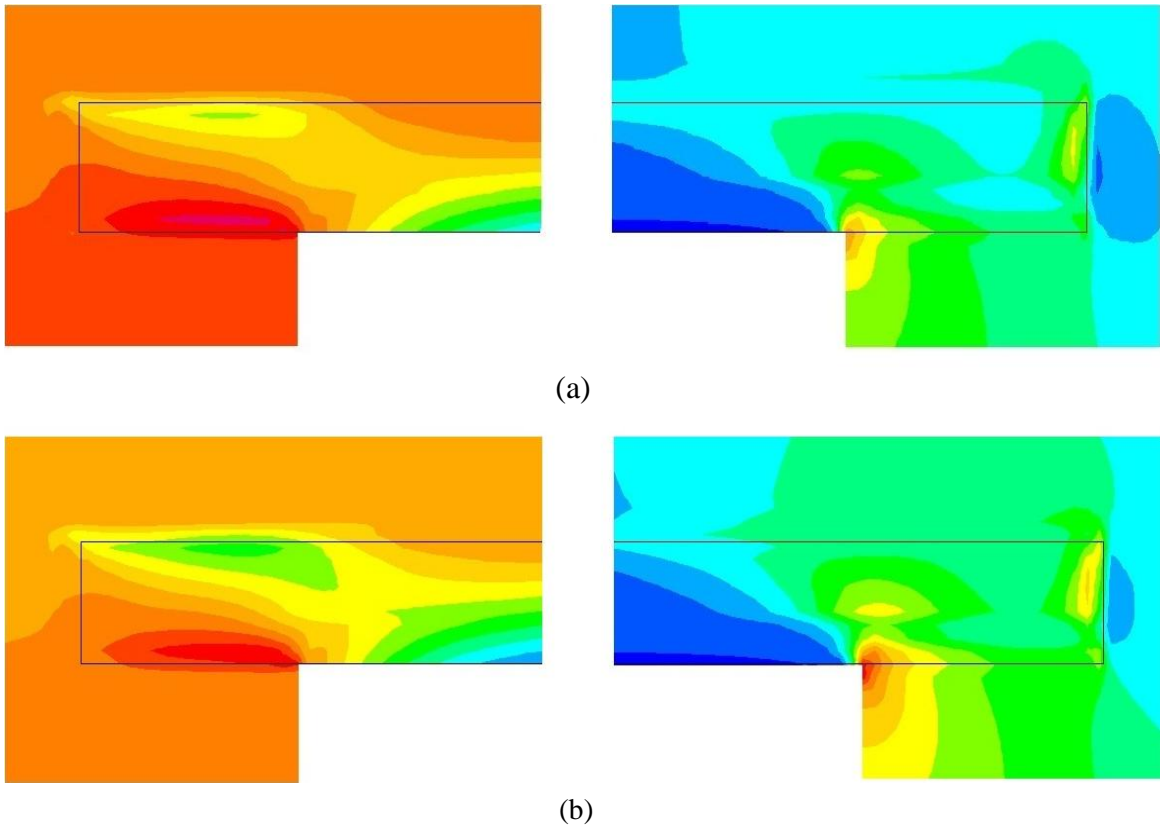
Modelo	$f_{t,máx}$ (MPa)	$f_{c,máx}$ (MPa)	Regiões de análise
Estrutura de referência	+0,035	-0,110	1
	+0,020	-0,065	2
	-0,050	-0,140	3
	-0,015	-0,150	4
Módulo de deformação $E=400.f_{pk}$	+0,035	-0,120	1
	+0,015	-0,015	2
	-0,050	-0,135	3
	-0,015	-0,145	4

Notas:

- $f_{t,máx}$: tensão principal máxima;
- $f_{c,máx}$: tensão principal mínima;
- Para $f_{t,máx}$ são obtidas as máximas tensões de tração ou a mínima de compressão e para $f_{c,máx}$ as máximas tensões de compressão ou a mínima de tração;
- 1, 2, 3 e 4 regiões onde são feitas as leituras das tensões:
 - 1 alvenaria acima da verga;
 - 2 alvenaria abaixo da contraverga;
 - 3 topo central;
 - 4 base da parede;
- Convenção de sinais adotada: Os valores positivos (+) indicam tensões de tração e os negativos (-) tensões de compressão.

Fonte: Produção do próprio autor.

Figura A.1 - Tensões principais máximas e mínimas na verga: (a) alvenaria com $E=400.f_{pk}$ (b) alvenaria com $E=600.f_{pk}$.



Fonte: SAP2000.

A.2 Influência do tamanho da abertura de janela

Quadro A.2 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e do modelo com abertura de 1,80m de largura.

Modelo	$f_{t,máx}$ (MPa)	$f_{c,máx}$ (MPa)	(continua)
			Regiões de análise
Estrutura de referência	+0,035	-0,110	1
	+0,020	-0,065	2
	-0,050	-0,140	3
	-0,015	-0,150	4
	+0,560	+0,005	5
	+0,320	+0,002	6
Abertura	+0,065	-0,130	1
	+0,070	-0,140	2
	-0,055	-0,250	3
	+0,020	-0,130	4
	+0,960	+0,009	5
	+0,330	+0,001	6

Quadro A.2 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e do modelo com abertura de 1,80m de largura.**(conclusão)****Notas:**

- $f_{t,máx}$: tensão principal máxima;
- $f_{c,máx}$: tensão principal mínima;
- Para $f_{t,máx}$ são obtidas as máximas tensões de tração ou a mínima de compressão e para $f_{c,máx}$ as máximas tensões de compressão ou a mínima de tração;
- 1 a 6 regiões onde são feitas as leituras das tensões:
 - 1 alvenaria acima da verga;
 - 2 alvenaria abaixo da contraverga;
 - 3 topo central;
 - 4 base da parede;
 - 5 verga;
 - 6 contraverga;
- Convenção de sinais adotada: Os valores positivos (+) indicam tensões de tração e os negativos (-) tensões de compressão.

Fonte: Produção do próprio autor.**A.3 Abertura de porta****Quadro A.3** - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e do modelo com abertura de porta.**(continua)**

Modelo	$f_{t,máx}$ (MPa)	$f_{c,máx}$ (MPa)	Regiões de análise
Estrutura de referência	+0,035	-0,110	1
	-0,050	-0,140	3
	-0,015	-0,150	4
	+0,560	+0,005	5
	-0,004	-0,150	7
Abertura de porta	+0,110	-0,040	1
	+0,062	-0,055	3
	-0,009	-0,090	4
	+0,370	+0,006	5
	+0,001	-0,300	7

Notas:

- $f_{t,máx}$: tensão principal máxima;
- $f_{c,máx}$: tensão principal mínima;
- Para $f_{t,máx}$ são obtidas as máximas tensões de tração ou a mínima de compressão e para $f_{c,máx}$ as máximas tensões de compressão ou a mínima de tração;
- 1, 3, 4, 5 e 7 regiões onde são feitas as leituras das tensões:
 - 1 alvenaria acima da verga;

Quadro A.3 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e do modelo com abertura de porta.

(conclusão)

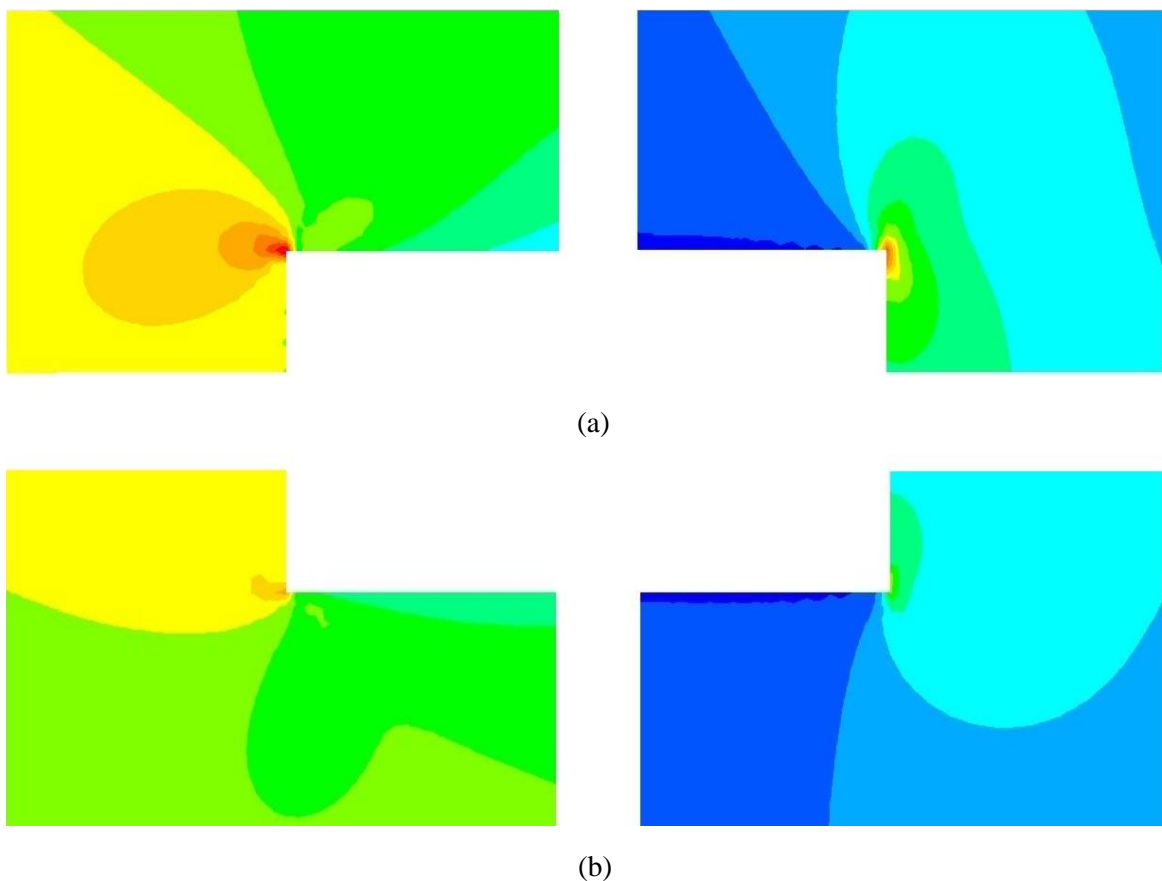
Notas:

- 3 topo central;
- 4 base da parede;
- 5 verga;
- 7 canto inferior direito (lateral da porta);
- Convenção de sinais adotada: Os valores positivos (+) indicam tensões de tração e os negativos (-) tensões de compressão.

Fonte: Produção do próprio autor.

A.4 Consideração de verga e contraverga de concreto

Figura A.2 - Tensões principais máximas e mínimas no modelo sem reforços: (a) região da verga (b) região da contraverga.



Fonte: SAP2000.

Quadro A.4 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e do modelo sem reforços.

Modelo	$f_{t,m\acute{a}x}$ (MPa)	$f_{c,m\acute{a}x}$ (MPa)	Regiões de análise
Estrutura de referência	+0,035	-0,110	1
	+0,020	-0,065	2
	-0,050	-0,140	3
	-0,015	-0,150	4
Sem reforços	+0,160	+0,0006	1*
	+0,060	+0,0005	2*
	-0,055	-0,170	3
	-0,015	-0,160	4

Notas:

- $f_{t,m\acute{a}x}$: tensão principal máxima;
- $f_{c,m\acute{a}x}$: tensão principal mínima;
- Para $f_{t,m\acute{a}x}$ são obtidas as máximas tensões de tração ou a mínima de compressão e para $f_{c,m\acute{a}x}$ as máximas tensões de compressão ou a mínima de tração;
- 1 a 4 regiões onde são feitas as leituras das tensões:
 - 1 alvenaria acima da verga;
 - 1* alvenaria no lugar onde seria ocupado pela verga;
 - 2 alvenaria abaixo da contraverga;
 - 2* alvenaria no lugar onde seria ocupado pela contraverga;
 - 3 topo central;
 - 4 base da parede;
- Convenção de sinais adotada: Os valores positivos (+) indicam tensões de tração e os negativos (-) tensões de compressão.

Fonte: Produção do próprio autor.

A.5 Extensão da verga e contraverga**Quadro A.5** - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e dos modelos com reforços com 0,40m além da abertura e com o tamanho da parede.

(continua)			
Modelo	$f_{t,m\acute{a}x}$ (MPa)	$f_{c,m\acute{a}x}$ (MPa)	Regiões de análise
Estrutura de referência	+0,035	-0,110	1
	+0,020	-0,065	2
	-0,050	-0,140	3
	-0,015	-0,150	4
	+0,560	+0,005	5
	+0,320	+0,002	6

Quadro A.5 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e dos modelos com reforços com 0,40m além da abertura e com o tamanho da parede.

Modelo	$f_{t,máx}$ (MPa)	$f_{c,máx}$ (MPa)	(conclusão)
			Regiões de análise
Reforços com 0,40m além da abertura	+0,020	-0,100	1
	+0,015	-0,050	2
	-0,050	-0,130	3
	-0,010	-0,140	4
	+0,570	+0,006	5
	+0,340	+0,002	6
Reforços com o tamanho da parede (3,00m)	+0,020	-0,070	1
	+0,010	-0,060	2
	-0,050	-0,140	3
	-0,010	-0,140	4
	+0,570	+0,006	5
	+0,360	+0,003	6

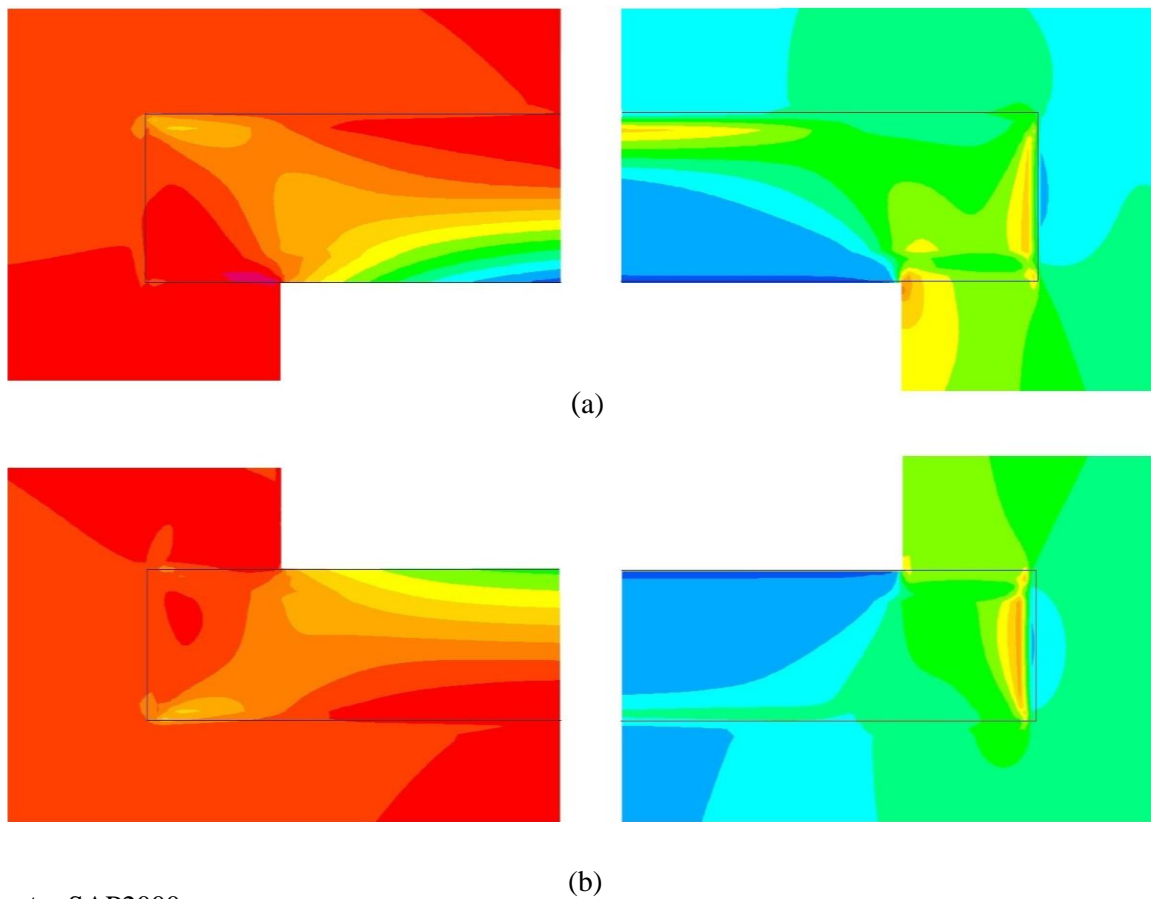
Notas:

- $f_{t,máx}$: tensão principal máxima;
- $f_{c,máx}$: tensão principal mínima;
- Para $f_{t,máx}$ são obtidas as máximas tensões de tração ou a mínima de compressão e para $f_{c,máx}$ as máximas tensões de compressão ou a mínima de tração;
- 1 a 6 regiões onde são feitas as leituras das tensões:
 - 1 alvenaria acima da verga;
 - 2 alvenaria abaixo da contraverga;
 - 3 topo central;
 - 4 base da parede;
 - 5 verga;
 - 6 contraverga;
- Convenção de sinais adotada: Os valores positivos (+) indicam tensões de tração e os negativos (-) tensões de compressão.

Fonte: Produção do próprio autor.

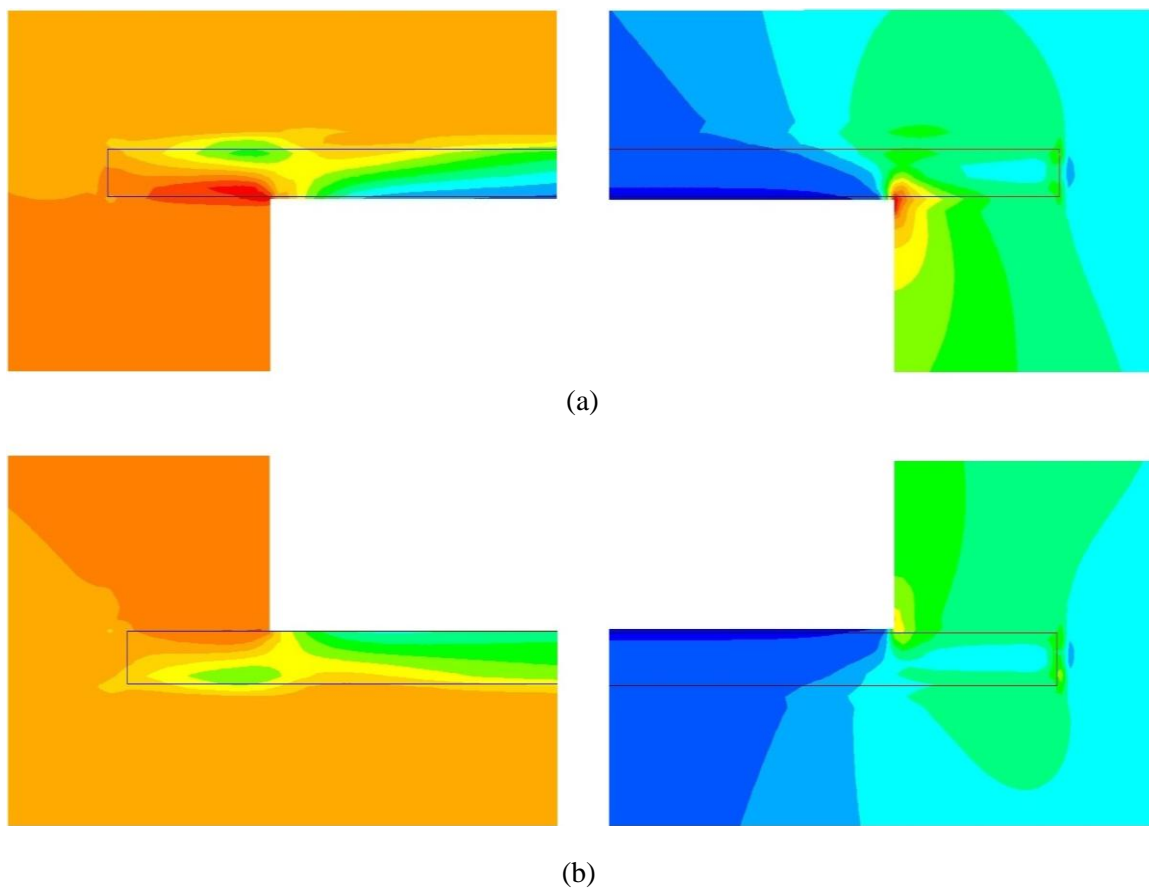
A.6 Altura da verga e contraverga

Figura A.3 - Tensões principais máximas e mínimas nos reforços com altura de 0,20m: (a) verga (b) contraverga.



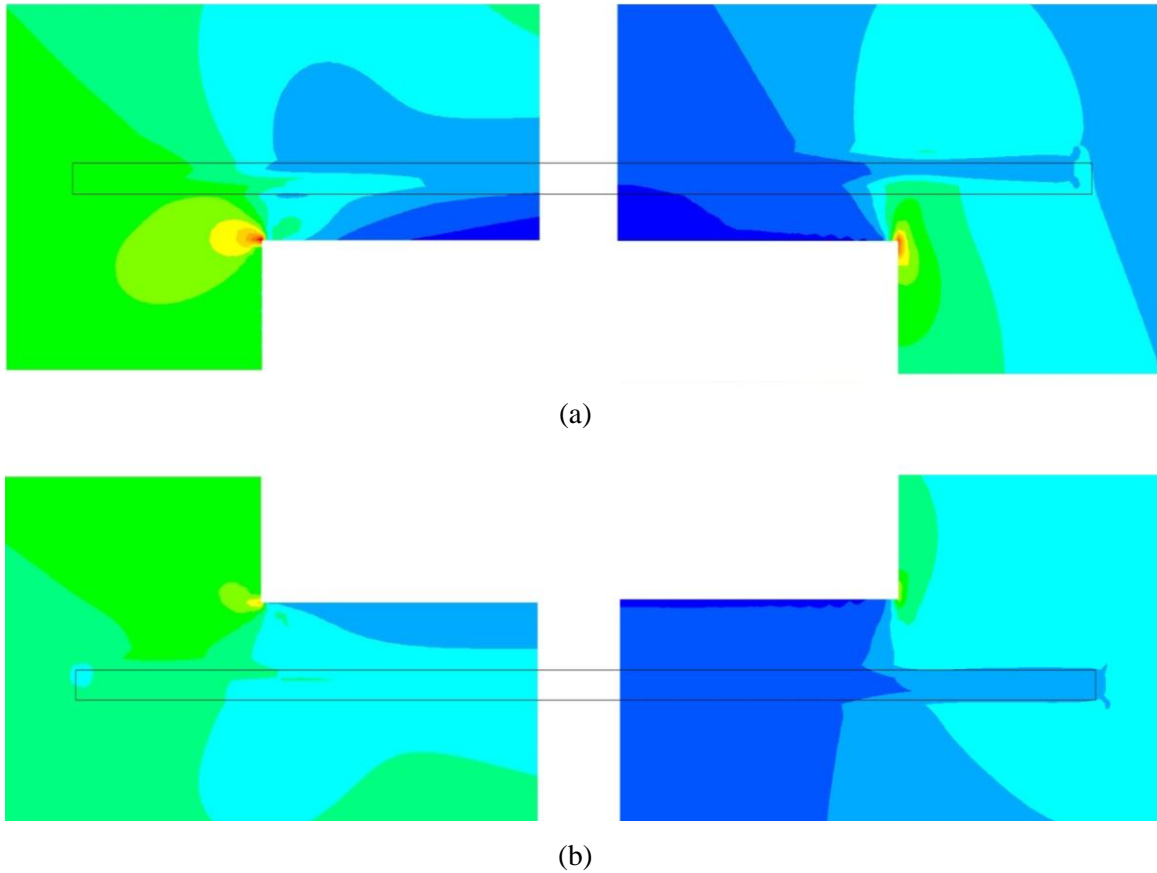
Fonte: SAP2000.

Figura A.4 - Tensões principais máximas e mínimas nos reforços com altura de 0,05m: (a) verga (b) contra-verga.



Fonte: SAP2000.

Figura A.5 - Tensões principais máximas e mínimas nos reforços com altura de 0,02m: (a) verga (b) contra-verga.



Fonte: SAP2000.

Quadro A.6 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e dos modelos com reforços com 0,10 e 0,05m de altura.

(continua)			
Modelo	$f_{t,máx}$ (MPa)	$f_{c,máx}$ (MPa)	Regiões de análise
Estrutura de referência	+0,035	-0,110	1
	+0,020	-0,065	2
	-0,050	-0,140	3
	-0,015	-0,150	4
	+0,560	+0,005	5
	+0,320	+0,002	6
Reforços com 0,20m de altura	+0,010	-0,070	1
	+0,050	-0,060	2
	-0,050	-0,120	3
	-0,010	-0,130	4
	+0,600	+0,005	5
	+0,350	+0,002	6

Quadro A.6 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e dos modelos com reforços com 0,10 e 0,05m de altura.

Modelo	$f_{t,máx}$ (MPa)	$f_{c,máx}$ (MPa)	(conclusão)
			Regiões de análise
Reforços com 0,05m de altura	+0,040	-0,100	1
	+0,030	-0,100	2
	-0,050	-0,140	3
	-0,010	-0,150	4
	+0,620	+0,003	5
	+0,400	+0,003	6
Reforços com 0,02m de altura (argamassa)	+0,080	-0,006	1
	+0,042	-0,004	2
	-0,055	-0,165	3
	-0,010	-0,170	4
	+0,085	-0,005	5
	+0,045	-0,003	6

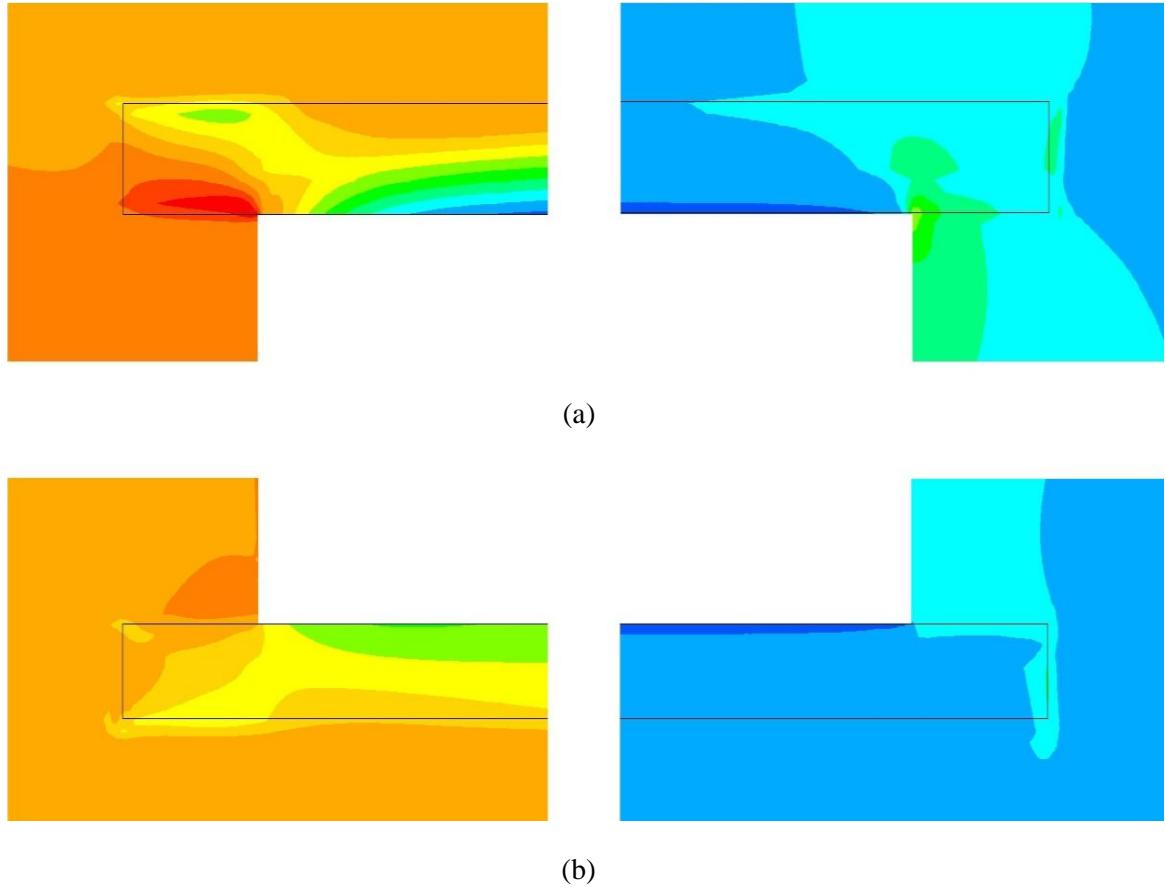
Notas:

- $f_{t,máx}$: tensão principal máxima;
- $f_{c,máx}$: tensão principal mínima;
- Para $f_{t,máx}$ são obtidas as máximas tensões de tração ou a mínima de compressão e para $f_{c,máx}$ as máximas tensões de compressão ou a mínima de tração;
- 1 a 6 regiões onde são feitas as leituras das tensões:
 - 1 alvenaria acima da verga;
 - 2 alvenaria abaixo da contraverga;
 - 3 topo central;
 - 4 base da parede;
 - 5 verga;
 - 6 contraverga;
- Convenção de sinais adotada: Os valores positivos (+) indicam tensões de tração e os negativos (-) tensões de compressão.

Fonte: Produção do próprio autor.

A.7 Parede de alvenaria com pilares de concreto nas extremidades

Figura A.6 - Tensões principais máximas e mínimas nos reforços: (a) verga (b) contraverga.



Fonte: SAP2000.

Quadro A.7 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e do modelo com pilares.
(continua)

Modelo	$f_{t,m\acute{a}x}$ (MPa)	$f_{c,m\acute{a}x}$ (MPa)	Regiões de análise
Estrutura de referência	+0,035	-0,110	1
	+0,020	-0,065	2
	-0,050	-0,140	3
	-0,015	-0,150	4
Pilares nas extremidades	+0,020	-0,110	1
	+0,010	-0,035	2
	-0,050	-0,170	3
	-0,006	-0,060	4
	-0,160	-0,900	8

Notas:

- $f_{t,m\acute{a}x}$: tensão principal máxima;
- $f_{c,m\acute{a}x}$: tensão principal mínima;

Quadro A.7 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e do modelo com pilares.
(conclusão)

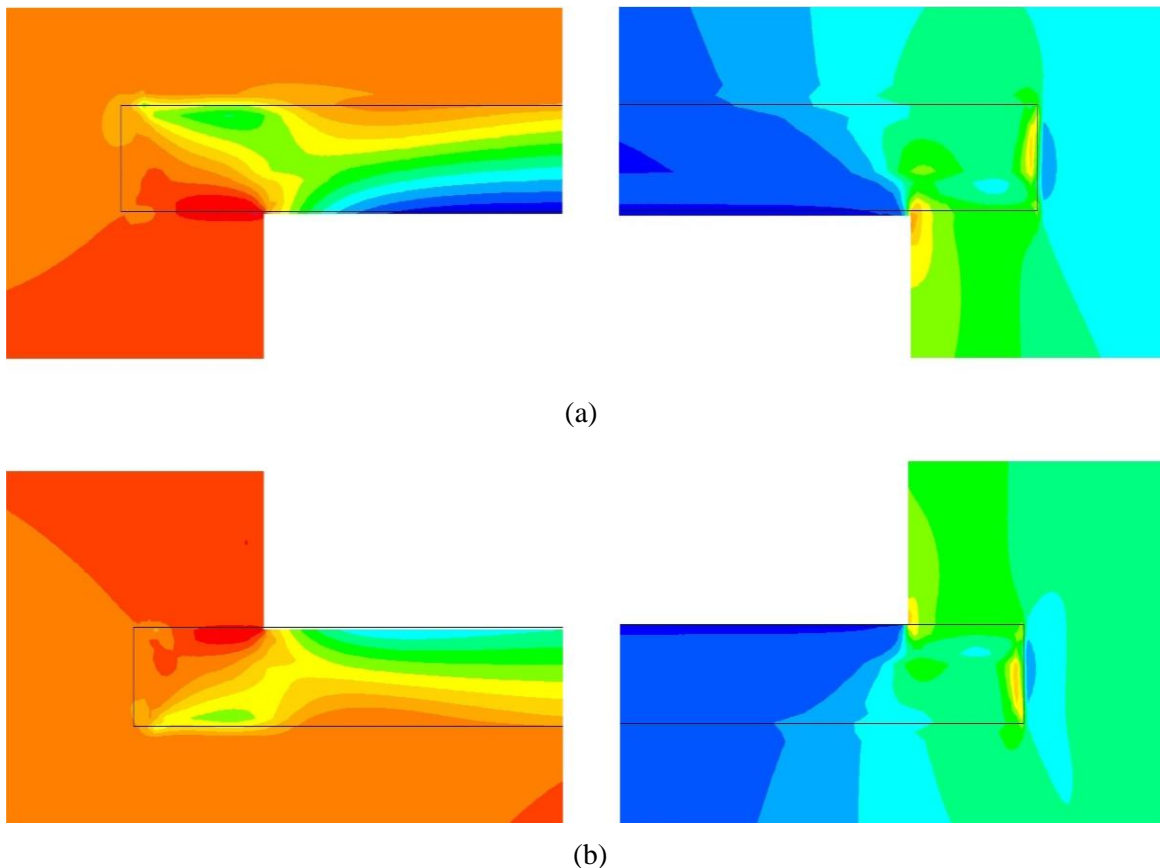
Notas:

- Para $f_{t,máx}$ são obtidas as máximas tensões de tração ou a mínima de compressão e para $f_{c,máx}$ as máximas tensões de compressão ou a mínima de tração;
- 1 a 4 e 8 regiões onde são feitas as leituras das tensões:
 - 1 alvenaria acima da verga;
 - 2 alvenaria abaixo da contraverga;
 - 3 topo central;
 - 4 base da parede;
 - 8 base do pilar;
- Convenção de sinais adotada: Os valores positivos (+) indicam tensões de tração e os negativos (-) tensões de compressão.

Fonte: Produção do próprio autor.

A.8 Parede de alvenaria com vigas de concreto

Figura A.7 - Tensões principais máximas e mínimas nos reforços para parede com viga com $h=0,10m$ no respaldo: (a) verga (b) contraverga.



Fonte: SAP2000.

Quadro A.8 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e dos modelos com vigas com altura de 0,10m e 0,20m.

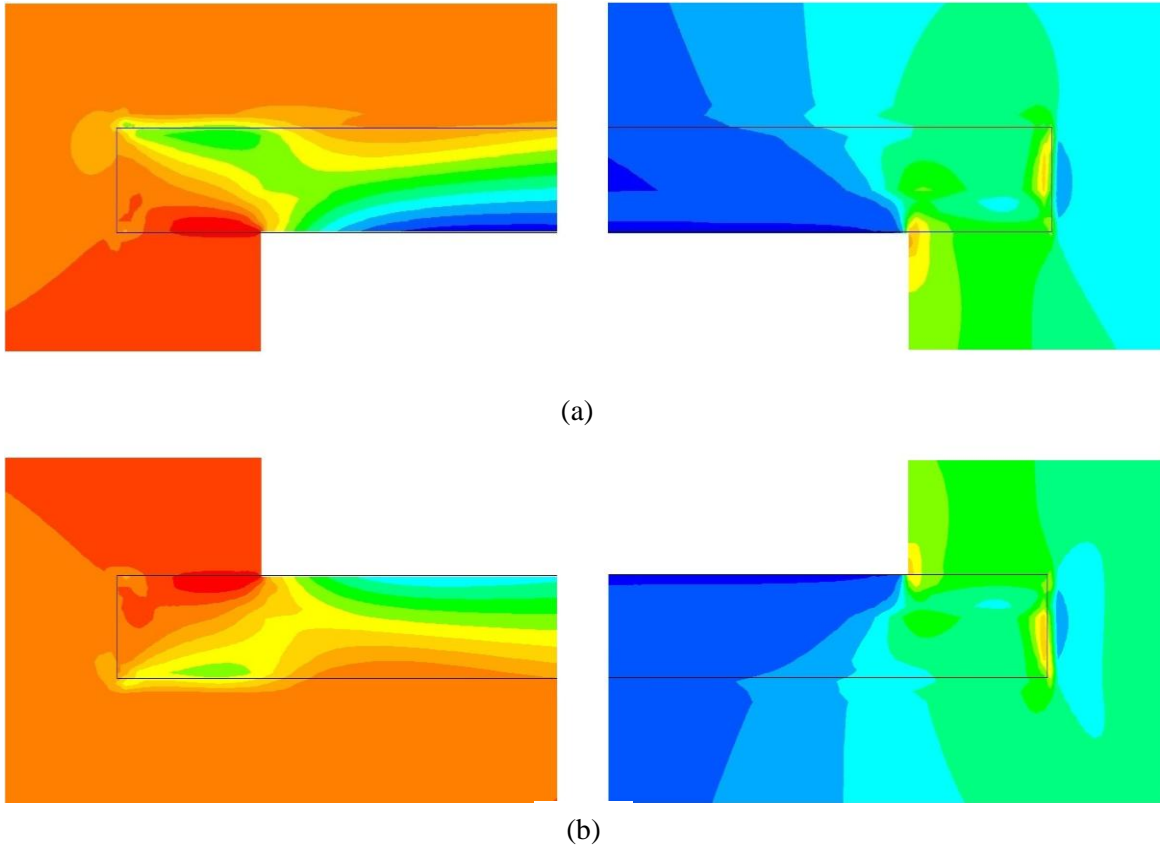
Modelo	$f_{t,máx}$ (MPa)	$f_{c,máx}$ (MPa)	Regiões de análise
Estrutura de referência	+0,035	-0,110	1
	+0,020	-0,065	2
	-0,050	-0,140	3
	-0,015	-0,150	4
	-0,053	-0,110	9*
	-0,045	-0,080	9**
Viga com h=0,10m	+0,015	-0,080	1
	+0,015	-0,070	2
	-0,011	-0,150	4
	-0,030	-0,100	9
Viga com h=0,20m	+0,020	-0,060	1
	+0,010	-0,060	2
	-0,010	-0,150	4
	+0,020	-0,036	9

Notas:

- $f_{t,máx}$: tensão principal máxima;
- $f_{c,máx}$: tensão principal mínima;
- Para $f_{t,máx}$ são obtidas as máximas tensões de tração ou a mínima de compressão e para $f_{c,máx}$ as máximas tensões de compressão ou a mínima de tração;
- 1 a 4 e 9 regiões onde são feitas as leituras das tensões
- 1 alvenaria acima da verga;
- 2 alvenaria abaixo da contraverga;
- 3 topo central;
- 4 base da parede;
- 9 alvenaria na interface da viga;
- 9* região de alvenaria equivalente ao modelo com viga de 0,10m de altura;
- 9** região de alvenaria equivalente ao modelo com viga de 0,20m de altura;
- Convenção de sinais adotada: Os valores positivos (+) indicam tensões de tração e os negativos (-) tensões de compressão.

Fonte: Produção do próprio autor.

Figura A.8 - Tensões principais máximas e mínimas nos reforços para parede com viga com $h=0,20\text{m}$ no respaldo: (a) verga (b) contra-verga.



Fonte: SAP2000.

A.9 Parede de alvenaria com viga e pilar

Quadro A.9 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e dos modelos com vigas e pilares.

			(continua)
Modelo	$f_{t,m\acute{a}x}$ (MPa)	$f_{c,m\acute{a}x}$ (MPa)	Regiões de análise
Estrutura de referência	+0,035	-0,110	1
	+0,020	-0,065	2
	-0,050	-0,140	3
	-0,015	-0,150	4
	-0,053	-0,110	9*
	-0,045	-0,080	9**
Estrutura com pilar e viga com $h=0,10\text{m}$	+0,030	-0,050	1
	+0,005	-0,040	2
	-0,008	-0,060	4
	-0,150	-0,850	8
	-0,040	-0,160	9

Quadro A.9 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e dos modelos com vigas e pilares.

Modelo	$f_{t,máx}$ (MPa)	$f_{c,máx}$ (MPa)	(conclusão)
			Regiões de análise
Estrutura com pilar e viga com $h=0,20m$	+0,030	-0,050	1
	+0,008	-0,030	2
	-0,007	-0,060	4
	-0,160	-0,850	8
	+0,030	-0,040	9

Notas:

- $f_{t,máx}$: tensão principal máxima;
- $f_{c,máx}$: tensão principal mínima;
- Para $f_{t,máx}$ são obtidas as máximas tensões de tração ou a mínima de compressão e para $f_{c,máx}$ as máximas tensões de compressão ou a mínima de tração;
- 1 a 4, 8 e 9 regiões onde são feitas as leituras das tensões:
- 1 alvenaria acima da verga;
- 2 alvenaria abaixo da contraverga;
- 3 topo central;
- 4 base da parede;
- 8 base do pilar;
- 9 alvenaria na interface da viga;
- 9* região de alvenaria equivalente ao modelo com viga de 0,10m de altura;
- 9** região de alvenaria equivalente ao modelo com viga de 0,20m de altura;
- Convenção de sinais adotada: Os valores positivos (+) indicam tensões de tração e os negativos (-) tensões de compressão.

Fonte: Produção do próprio autor.

A.10 Travamento e encontro de paredes**Quadro A.10** - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e dos modelos com travamento e encontro entre paredes.

Modelo	$f_{t,máx}$ (MPa)	$f_{c,máx}$ (MPa)	(continua)
			Regiões de análise
Estrutura de referência	+0,035	-0,110	1
	+0,020	-0,065	2
	-0,050	-0,140	3
	-0,015	-0,150	4
	+0,560	+0,005	5
	+0,320	+0,002	6

Quadro A.10 - Valores das tensões principais da Estrutura de referência e dos modelos com travamento e encontro entre paredes.

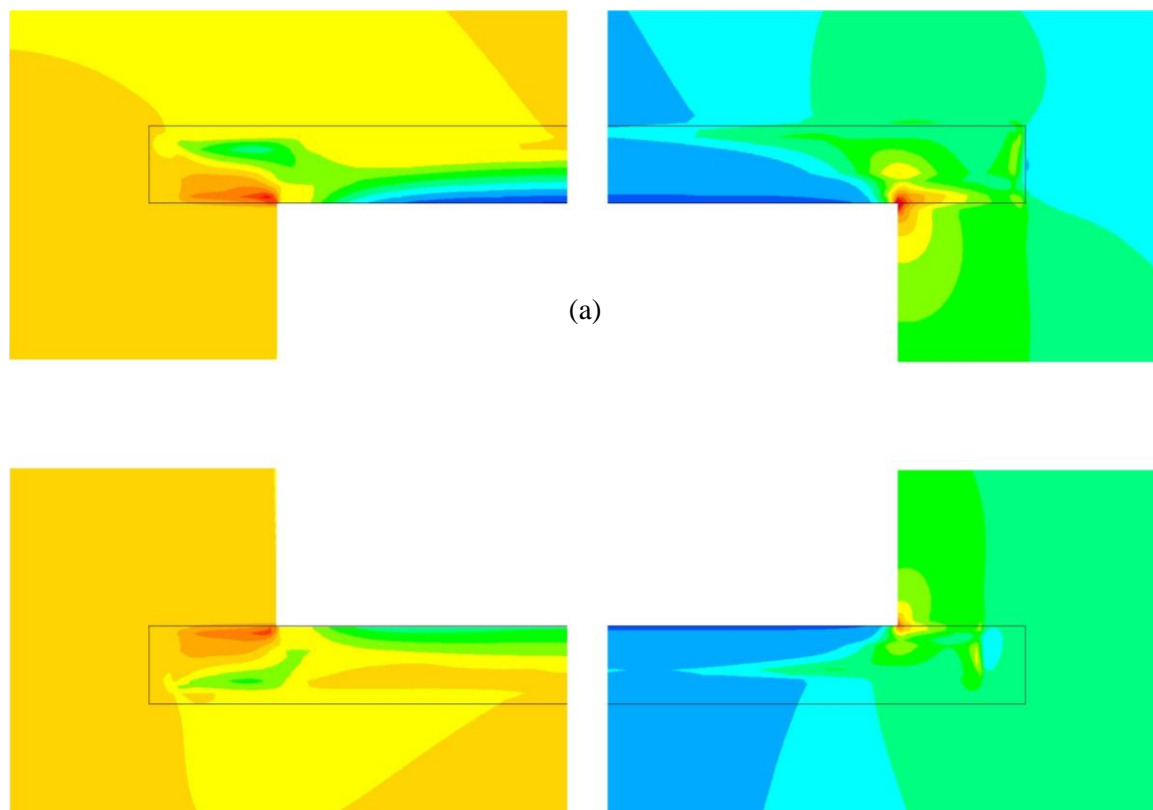
Modelo	$f_{t,m\acute{a}x}$ (MPa)	$f_{c,m\acute{a}x}$ (MPa)	(conclusão)
			Regiões de análise
Travamento	-0,005	-0,040	1
	-0,004	-0,030	2
	-0,055	-0,110	3
	-0,013	-0,125	4
	+0,420	+0,006	5
	+0,180	+0,003	6
Encontro de paredes	-0,030	-0,040	1
	+0,050	-0,009	2
	-0,055	-0,140	3
	+0,010	-0,075	4
	+0,550	+0,030	5
	+0,320	+0,010	6

Notas:

- $f_{t,m\acute{a}x}$: tensão principal máxima;
- $f_{c,m\acute{a}x}$: tensão principal mínima;
- Para $f_{t,m\acute{a}x}$ são obtidas as máximas tensões de tração ou a mínima de compressão e para $f_{c,m\acute{a}x}$ as máximas tensões de compressão ou a mínima de tração;
- 1 a 6 regiões onde são feitas as leituras das tensões:
- 1 alvenaria acima da verga;
- 2 alvenaria abaixo da contraverga;
- 3 topo central;
- 4 base da parede;
- 5 verga;
- 6 contraverga;
- Convenção de sinais adotada: Os valores positivos (+) indicam tensões de tração e os negativos (-) tensões de compressão.

Fonte: Produção do próprio autor.

Figura A.9 - Tensões principais máximas e mínimas nos reforços para o modelo com travamento: (a) verga (b) contraverga.

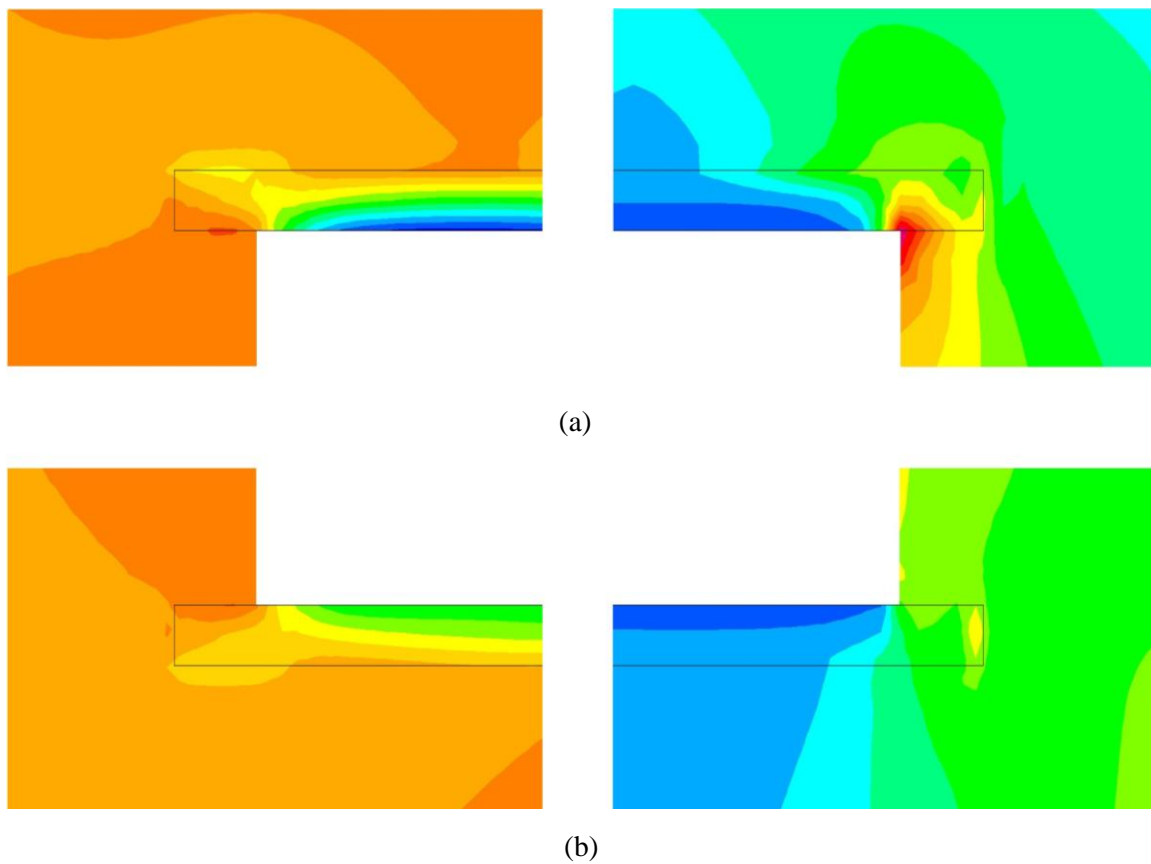


(a)

(b)

Fonte: SAP2000.

Figura A.10 - Tensões principais máximas e mínimas nos reforços para o modelo de encontro de paredes: (a) verga (b) contra-verga.



Fonte: SAP2000.

APÊNDICE B – Resultados da análise estrutural

Neste apêndice é apresentada a tabela com os resultados das regiões de análise que servem como base para as análises e para o pré-dimensionamento da alvenaria.

Quadro B.1 - Valores das tensões principais dos modelos mistos.

	(continua)		
Modelo	$f_{t,máx}$ (MPa)	$f_{c,máx}$ (MPa)	Regiões de análise
Reforços de concreto	-0,020	-0,025	1
	-0,007	-0,016	2
	-0,010	-0,015	3
	-0,005	-0,045	4
	+1,230	+0,010	5
	+0,450	+0,003	6
	-0,250	-1,400	8
	+0,085	-0,055	9
	Reforços de argamassa	+0,100	+0,001
+0,040		-0,001	2
+0,025		-0,030	3
+0,025		-0,060	4
+0,280		+0,001	5
+0,100		-0,001	6
-0,350		-1,700	8
+0,460		-0,030	9

Notas:

- $f_{t,max}$: tensão principal máxima;
- $f_{c,max}$: tensão principal mínima;
- Para $f_{t,máx}$ são obtidas as máximas tensões de tração ou a mínima de compressão e para $f_{c,máx}$ as máximas tensões de compressão ou a mínima de tração;
- 1 a 6, 8 e 9 regiões onde são feitas as leituras das tensões:
- 1 alvenaria acima da verga;
- 2 alvenaria abaixo da contraverga;
- 3 topo central;
- 4 base da parede;
- 5 verga;
- 6 contraverga;

Quadro B.1 - Valores das tensões principais dos modelos mistos.

(conclusão)

Notas:

- 8 base do pilar;
 - 9 alvenaria na interface da viga;
 - Convenção de sinais adotada: Os valores positivos (+) indicam tensões de tração e os negativos (-) tensões de compressão.
-

Fonte: Produção do próprio autor.