

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE DAS TENSÕES EM ELEMENTOS DE
CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS EM
ALVENARIA ESTRUTURAL**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

José Ricardo Donin de Lima

Santa Maria, RS, Brasil

2008

ANÁLISE DAS TENSÕES EM ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

por

José Ricardo Donin de Lima

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**

Orientador: Eduardo Rizzatti
Co-orientador: Christian Donin

Santa Maria, RS, Brasil

2008

© 2008

Todos os direitos autorais reservados a José Ricardo Donin de Lima. A reprodução de partes ou do todo deste trabalho só poderá ser feita com autorização por escrito do autor.

Endereço: Avenida João Munis Reis, nº 1.586, Centro, Frederico Westphalen, RS, CEP 98.400-000. Fone (0xx) 55 3744-3118; Endereço Eletrônico: jricardo.donin.eng@gmail.com.

**Universidade Federal de Santa Maria
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,
aprova a Dissertação de Mestrado

**ANÁLISE DAS TENSÕES EM ELEMENTOS DE
CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS EM
ALVENARIA ESTRUTURAL**

elaborada por
José Ricardo Donin de Lima

como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

COMISSÃO EXAMINADORA:

Eduardo Rizzatti, Dr.
(Presidente/Orientador)

Emil de Souza Sánchez Filho , Dr. (UFF)

Gihad Mohamad, Dr. (UNESC)

Santa Maria, 25 de Abril de 2008.

“Dedico este trabalho à minha família”.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento é um gesto sublime e espontâneo, como prova de reconhecimento daquele que consegue colocar seu pensamento à disposição de um público, sem esquecer daqueles que lhe foram essenciais à formação e desenvolvimento de suas atividades.

Agradeço a Deus, que está sempre presente em minha vida, reanimando minhas forças e a vontade de vencer.

Agradeço aos meus familiares, em especial aos meus pais José e Cecília, ao meu irmão Paulo, e a Andréia, pelo incentivo, colaboração e compreensão nos momentos em que deixei de estar com vocês para me dedicar a este trabalho.

Aos meus amigos e orientadores, Eduardo Rizzatti e Christian Donin, que por meio do conhecimento compartilhado, muito contribuíram para elaboração deste trabalho, transmitindo segurança para o desenvolvimento do mesmo.

E agradeço a todos aqueles que de uma forma ou de outra, contribuíram para que hoje pudesse chegar ao final deste trabalho, em especial aos amigos Gilberto, Nei e Eliomar.

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria

ANÁLISE DAS TENSÕES EM ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

AUTOR: JOSÉ RICARDO DONIN DE LIMA

ORIENTADOR: EDUARDO RIZZATTI

CO-ORIENTADOR: CHRISTIAN DONIN

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 25 de Abril de 2008.

O desafio de se conceber edifícios cada vez mais altos em alvenaria estrutural faz com que seja buscado o aprimoramento dos processos de cálculo, de forma a otimizar as estruturas. Um fator de grande importância no dimensionamento da alvenaria é a consideração da mesa de compressão nas paredes de contraventamento da edificação, principalmente para aquelas onde a ação do vento é mais significativa. Outro aspecto de grande relevância é a análise dos conceitos de segurança estrutural no cálculo da alvenaria.

Neste trabalho é realizada a análise das tensões atuantes nos elementos de contraventamento de um edifício de alvenaria estrutural cerâmica não armada, com oito pavimentos, segundo as considerações das Normas Brasileiras NBR 10837:1989 e NBR 8681:2003, da Norma Britânica BS 5628:1992, e pela modelagem numérica por meio do Método dos Elementos Finitos.

A partir dos resultados obtidos pode-se constatar que são significativas as variações nos resultados de tensões, obtidos a partir das considerações normativas, e que os métodos numéricos que consideram um universo muito maior de fatores permitem uma análise muito mais criteriosa do estado de tensões a que estrutura é submetida. A análise dos conceitos de segurança estrutural no cálculo da alvenaria é de fundamental importância para o dimensionamento da estrutura.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural; segurança estrutural; método dos elementos finitos.

ABSTRACT

Master Thesis
Postgraduate Program in Civil Engineering
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brazil

ANALYSIS OF THE TENSIONS IN ELEMENTS OF RESISTANCE OF WALLS FROM BUILDINGS IN STRUCTURAL MASONRY

AUTHOR: JOSÉ RICARDO DONIN DE LIMA

ADVISOR: EDUARDO RIZZATTI

CO-ADVISOR: CHISTIAN DONIN

Date and Local of Defense: Santa Maria, April 30, 2008.

The challenge of conceiving buildings each time higher and higher in structural masonry makes away to look for to the improvement of the calculation processes, in a way to optimize the structures. A factor of great importance in the project of the masonry is the consideration of the board of compression effect in the resistance of the walls of the construction, mainly for those where the action of the wind is more significant. Another aspect of great relevance is the analysis of structural safety's concepts in the calculation of the masonry.

In this work the analysis of the active tensions is accomplished in the elements of resistance of a building of ceramic structural unreinforced masonry, with eight pavements, according to the considerations of the Brazilian Norms NBR 10837:1989 and NBR 8681:2003, of the British Standard BS 5625:1992, and by the numeric modelling through the Finite Element Method.

Starting from the obtained results, it can be verified that are significant the variations in the results of tensions, obtained starting from the normative considerations; and that the numeric methods, that consider a very larger universe of factors, they allow a much more discerning analysis of the state of tensions that the structure is submitted. The analysis of structural safety's concepts in the calculation of the masonry is of fundamental importance for the project of the structure.

Keywords: Structural masonry; structural safety; finite element method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Rotina para utilização do método dos elementos finitos.....	21
Figura 2.2 – Detalhe das tensões em um bloco isolado.....	30
Figura 2.3 – Detalhe das tensões nas paredes.	30
Figura 3.1 – Ação do vento em uma edificação.	33
Figura 4.1 – Parede com enrijecedor.	46
Figura 4.2 – Vista lateral e vista em planta de uma estrutura solicitada ao tombamento.	48
Figura 4.3 – Dimensões efetivas das mesas de compressão.....	50
Figura 4.4 – Ação horizontal equivalente ao desaprumo da estrutura.....	51
Figura 5.1 – Planta baixa da primeira fiada.	63
Figura 5.2 – Paredes 01, 02, e 03 – Detalhe da 1ª e 2ª fiadas e elevação.....	64
Figura 5.3 – Paredes 03, 02, e 01 – Detalhe da 1ª e 2ª fiadas e elevação.....	64
Figura 5.4 – Paredes 04 e 07 – Detalhe da 1ª e 2ª fiadas e elevação.....	65
Figura 5.5 – Paredes 05 e 06 – Detalhe da 1ª e 2ª fiadas e elevação.....	65
Figura 5.6 – Família de blocos estruturais cerâmicos.	66
Figura 5.7 – Dimensão das mesas de compressão “T” e “L” para o nível do pavimento térreo.	74
Figura 6.1 – Elemento tridimensional SOLID45, (a) – disposição dos oito nós (I,J,L,M,N,O,P,K), sistema de coordenadas (X, Y, Z); (b) – direção das tensões (SX, SY, SZ).....	86
Figura 6.2 – Discriminação dos volumes que compõe o modelo numérico.	87
Figura 6.3 – Malha de elementos finitos discretizada para o edifício modelo.	88
Figura 6.4 – Detalhe das restrições impostas nas direções “x”, “y” e “z” para os nós da base do edifício modelo.....	89
Figura 7.1 – Tensões normais na direção y numa vista em perspectiva isométrica da edificação.	92
Figura 7.2 – Tensões normais na direção y numa vista frontal da edificação.	93
Figura 7.3 – Tensões normais na direção y numa vista de fundos da edificação.	93
Figura 7.4 – Tensões normais na direção y numa vista lateral esquerda da edificação.....	94
Figura 7.5 – Tensões normais na direção y numa vista lateral direita da edificação.....	94

Figura 7.6 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho das paredes do nível do segundo pavimento da edificação.....	95
Figura 7.7 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho da parede 01 ao nível do segundo pavimento da edificação.....	96
Figura 7.8 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho da parede 02 ao nível do segundo pavimento da edificação.....	96
Figura 7.9 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho da parede 03 ao nível do segundo pavimento da edificação.....	97
Figura 7.10 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho da parede 04 ao nível do segundo pavimento da edificação.....	97
Figura 7.11 – Tensões normais na direção y, numa vista de um trecho da parede 05 ao nível do segundo pavimento da edificação.....	98
Figura 7.12 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho da parede 06 ao nível do segundo pavimento da edificação.....	98
Figura 7.13 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho da parede 07 ao nível do segundo pavimento da edificação.....	99
Figura 7.14 – Tensões normais na direção y numa vista em perspectiva isométrica da parede 04.	99
Figura 7.15 –Variação das tensões na largura da parede 04.	100
Figura 7.16 – Tensões normais na direção y; variação das tensões na largura da parede 04.	100
Figura 8.1 – Tensões normais oriundas das ações gravitacionais para Parede 01.....	102
Figura 8.2 – Tensões normais oriundas das ações gravitacionais para Parede 02.....	102
Figura 8.3 – Tensões normais oriundas das ações gravitacionais para Parede 03.....	103
Figura 8.4 – Tensões normais oriundas das ações gravitacionais mais a ação do vento para a Parede 04.....	103
Figura 8.5 – Tensões normais oriundas das ações gravitacionais mais a ação do vento para Parede 05.	104
Figura 8.6 – Tensões normais oriundas das ações gravitacionais mais a ação do vento para Parede 06.	104
Figura 8.7 Tensões normais oriundas das ações gravitacionais mais a ação do vento para Parede 07.	105
Figura 8.8 – Tensões de cisalhamento para as Paredes 04 e 07 segundo a NBR 10837:1989 e a BS 5628:1992.....	107

Figura 8.9 – Tensões de cisalhamento para as Paredes 05 e 06 segundo a NBR 10837:1989 e a BS 5628:1992.....	107
Figura 8.10 – Gráfico das tensões normais oriundas das ações gravitacionais para as Paredes da edificação modelo segundo a NBR 10837:1989 e o M.E.F.	108
Figura 8.11 – Tensões atuantes na largura da Parede 04.	110
Figura 11.1 – Charneiras Plásticas (área construída).	119
Figura 11.2 – Charneiras plásticas (área útil).....	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Parede com enrijecedor.....	46
Tabela 4.2 – Tensões admissíveis na alvenaria não armada.	56
Tabela 4.3 – Cargas de Projeto: coeficientes parciais de segurança.	57
Tabela 4.4 – Coeficientes parciais de segurança da resistência dos materiais.	58
Tabela 4.5 – Coeficientes de rigidez para parede enrijecidas por pilares.	60
Tabela 5.1 – Carregamento da Parede 01.	67
Tabela 5.2 – Carregamento da Parede 02.	67
Tabela 5.3 – Carregamento da Parede 03.	68
Tabela 5.4 – Carregamento da Parede 04.	68
Tabela 5.5 – Carregamento da Parede 05.	68
Tabela 5.6 – Carregamento da Parede 06.	68
Tabela 5.7 – Carregamento da Parede 07.	69
Tabela 5.8 – Pressão de obstrução.	70
Tabela 5.9 – Solicitações laterais acumuladas devido à ação do vento e desaprumo da construção.....	71
Tabela 5.10 – Relação metro linear de parede.	72
Tabela 5.11 – Comprimento das mesas de compressão “ I ” ou “ C ”.	73
Tabela 5.12 – Momentos de inércia das seções resistentes.	74
Tabela 5.13 – Coeficientes de distribuição.	75
Tabela 5.14 – Distribuição das solicitações devido à ação do vento e ao desaprumo da construção.....	75
Tabela 5.15 – Módulos resistentes das paredes da edificação.	76
Tabela 5.16 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 01.	77
Tabela 5.17 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 02.	77
Tabela 5.18 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 03.	77
Tabela 5.19 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 04.	77
Tabela 5.20 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 05.	78
Tabela 5.21 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 06.	78
Tabela 5.22 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 07.	78

Tabela 5.23 – Tensões de cisalhamento devido às cargas horizontais – Paredes 04, 05, 06 e 07.....	79
Tabela 5.24 – Solicitação devido à ação do vento na estrutura.....	82
Tabela 5.25 – Tensão de flexão nas paredes de contraventamento segundo a BS 5628:1992.....	83
Tabela 5.26 – Tensão de cisalhamento devido ação do vento de acordo com a BS 5628:1992.....	84
Tabela 7.1 – Tensões de flexão composta (MPa) de acordo com a NBR 8681:2003 e a NBR 10837:1989: casos mais desfavoráveis.....	90
Tabela 7.2 – Tensões de cisalhamento (MPa) de acordo com a NBR 8681:2003 e a NBR 10837:1989: casos mais desfavoráveis.....	90
Tabela 7.3 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS 5628:1992: casos mais desfavoráveis.....	91
Tabela 7.4 – Tensões máximas para o nível do segundo pavimento da edificação, obtidos com o M.E.F.	92
Tabela 8.1 – Tensão Normal para o Estado Limite Último segundo a NBR 8681:2003, NBR 10837:1989 e a BS 5628:1992.....	101
Tabela 8.2 – Tensão de cisalhamento para o Estado Limite Último segundo a NBR 10837:1989 e a BS 5628:1992.....	106
Tabela 8.3 – Tensões normais máximas para as cargas gravitacionais segundo a NBR 10837:1989 e o M.E.F.	108
Tabela 8.4 – Variação das tensões na largura da Parede 04.....	110
Tabela 11.1 – Cargas verticais de acordo com a NBR 6120:1980.....	120
Tabela 11.2 – Memória de cálculo: peso total da edificação.....	120
Tabela 11.3 – Área das charneiras plásticas.....	121
Tabela 11.4 – Carregamento das charneiras plásticas: laje de cobertura.....	121
Tabela 11.5 – Carregamento das charneiras plásticas: laje tipo.....	121
Tabela 11.6 – Reações das charneiras plásticas: laje de cobertura.....	121
Tabela 11.7 – Reações das charneiras plásticas: laje tipo.....	121
Tabela 11.8 – Carregamento da parede 01.....	122
Tabela 11.9 – Carregamento da parede 02.....	123
Tabela 11.10 – Carregamento da parede 03.....	124
Tabela 11.11 – Carregamento da parede 04.....	125
Tabela 11.12 – Carregamento da parede 05.....	126
Tabela 11.13 – Carregamento da parede 06.....	127

Tabela 11.14 – Carregamento da parede 07.....	128
Tabela 11.15 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 01.....	130
Tabela 11.16 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 02.....	130
Tabela 11.17 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 03.....	131
Tabela 11.18 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 04.....	131
Tabela 11.19 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 04.....	132
Tabela 11.20 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 05.....	132
Tabela 11.21 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 05.....	133
Tabela 11.22 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 06.....	133
Tabela 11.23 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 06.....	134
Tabela 11.24 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 07.....	134
Tabela 11.25 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 07.....	135
Tabela 11.26 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Tensões de cisalhamento (MPa) – Paredes 04 e 07.....	136
Tabela 11.27 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Tensões de cisalhamento (MPa) – Paredes 05 e 06.....	136
Tabela 11.28 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS 5628:1992 – Parede 01.....	138
Tabela 11.29 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS 5628:1992 – Parede 02.....	138
Tabela 11.30 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS 5628:1992 – Parede 03.....	139

Tabela 11.31 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS	
5628:1992 – Parede 04.....	139
Tabela 11.32 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS	
5628:1992 – Parede 05.....	140
Tabela 11.33 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS	
5628:1992 – Parede 06.....	140
Tabela 11.34 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS	
5628:1992 – Parede 07.....	141

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

b	largura da base
d	deslocamentos nodais
$f_{av,c}$	tensão de compressão axial atuante
$\bar{f}_{av,c}$	tensão de compressão admissível calculada
$f_{av,f}$	tensão de compressão atuante devido à flexão
$\bar{f}_{av,f}$	tensão de compressão admissível devido à flexão
f	força atuante
f_{Alv}	resistência de cálculo da alvenaria
f_k	resistência característica à compressão
f_p	resistência média do prisma de dois blocos
f_{pa}	resistência à compressão da parede
f_v	resistência característica ao cisalhamento da alvenaria
g	carga permanente
h	altura efetiva
k	coeficiente de rigidez
k_s	matriz de rigidez secante do elemento
l	comprimento da mesa de compressão
t_e	espessura efetiva
t_{enr}	espessura do enrijecedor
t_{par}	espessura da parede
t_1	espessura da parede interceptante
t_2	espessura da parede interceptada

q	sobrecarga
q_w	pressão de obstrução
q_d	força horizontal equivalente ao desaprumo
n	número de pavimentos
x	coordenada global x
y	coordenada global y
z	coordenada global z

Letras romanas maiúsculas

A	área
A_l	área líquida
A_{TCP}	área total construída por pavimento
C	comprimento da edificação
C_a	coeficiente de arrasto
E	módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal
E_{alv}	módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal da alvenaria
F	força de arrasto
F_d	valor de cálculo das ações
F_e	vetor de forças
F_k	valor característico das ações
G_k	carga permanente
I	momento de inércia
H	altura da edificação
L	largura da edificação
N	peso próprio da estrutura
M	momento fletor
M_N	momento resistente
M_W	momento devido ao vento

N_P	número de pavimento
Q_k	sobrecarga de utilização
SX	tensão normal na direção x, no Ansys
SY	tensão normal na direção y, no Ansys
SZ	tensão normal na direção z, no Ansys
S_1	fator topográfico
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
U_e	energia de deformação
UX	deslocamento linear na direção x, no Ansys
UY	deslocamento linear na direção y, no Ansys
UZ	deslocamento linear na direção z, no Ansys
P_{adm}	pressão admissível
$RMLP$	relação metro linear de parede
v_h	tensão de cisalhamento de cálculo
V	força cortante
V_e	volume do elemento
V_k	velocidade característica
V_0	velocidade básica do vento
W	força do vento
W_k	ação do vento

Letras gregas minúsculas

μ	vetor de deslocamentos
ϕ	matriz de forma
ε	vetor de deformações
σ	tensor de tensões
β	coeficiente de redução de capacidade

τ	tensão de cisalhamento
τ_{wd}	tensão de cisalhamento de cálculo
γ	coeficiente de ponderação
ν	coeficiente de Poisson do material
λ	índice de esbeltez
α	coeficiente de estabilidade global
δ	deformação
Ω_e	energia potencial
ψ	fator de combinação

Letras gregas maiúsculas

θ	ângulo de inclinação
----------	----------------------

Símbolos especiais

\int	integral
∂	derivada parcial
\sum	somatório
$<$	menor que
$>$	maior que

SUMÁRIO

RESUMO	vii
ABSTRACT	viii
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	1
LISTA DE SÍMBOLOS	5
1 INTRODUÇÃO	12
1.1 Objetivos Gerais.....	13
1.2 Objetivos Específicos.....	13
1.3 Justificativa	13
1.4 Estrutura do trabalho	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1 Alvenaria Estrutural	16
2.1.1 Introdução	16
2.2 Método dos Elementos Finitos (M.E.F.)	20
2.2.1 Teoria do Método dos Elementos Finitos	21
2.2.2 Trabalhos utilizando-se o M.E.F.	25
3 AÇÕES E COMBINAÇÕES	32
3.1 Generalidades.....	32
3.2 Ações nas Estruturas de Edifícios em Alvenaria Estrutural	32
3.2.1 Parâmetros da NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações	32
3.2.1.1 Cargas permanentes	32
3.2.1.2 Sobrecarga de utilização.....	32
3.2.2 Parâmetros da NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.....	33
3.2.2.1 Força de arrasto	34
3.2.2.1.1 Coeficiente de arrasto	34
3.2.2.1.2 Pressão de obstrução	34
3.2.2.1.2.1 Velocidade característica do vento $ V_k $	35
3.2.2.1.2.2 Velocidade básica do vento $ V_o $	35
3.2.2.1.2.3 Fator S_1 – Fator Topográfico	35
3.2.2.1.2.4 Fator S_2 – Rugosidade do Terreno	36
3.2.2.1.2.5 Fator S_3 – Fator Estatístico.....	37
3.3 Combinações.....	37
3.3.1 Parâmetros da NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas.....	37
3.3.1.1 Estados Limites.....	38
3.3.1.2 Ações.....	38
3.3.1.3 Valores representativos.....	39
3.3.1.4 Valores de cálculo	39
3.3.2 Tipos de carregamento	40

3.3.3	Combinações últimas das ações	40
3.3.3.1	Combinações últimas normais	41
3.3.3.2	Combinações últimas especiais ou de construção.....	41
3.3.3.3	Combinações últimas excepcionais	41
3.3.4	Combinações de serviço das ações.....	42
3.3.4.1	Combinações quase permanentes de serviço	42
3.3.4.2	Combinações freqüentes de serviço.....	42
3.3.4.3	Combinações raras de serviço	43
3.3.5	Coefficientes de ponderação e fatores de combinação e redução	43
3.3.6	Verificação das condições de segurança	43
3.4	Parâmetro de Projeto.....	44
3.4.1	Módulo de Elasticidade Longitudinal da Alvenaria	44
4	CÁLCULO DA ALVENARIA ESTRUTURAL	45
4.1	Parâmetros da NBR 10.837:1989 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto.....	45
4.1.1	Características geométricas das paredes.....	45
4.1.2	Verificações Preliminares	46
4.1.2.1	Estabilidade local das paredes	46
4.1.2.2	Relação por metro de parede	47
4.1.2.3	Verificação quanto ao tombamento	47
4.1.3	Estabilidade Global da Estrutura.....	48
4.1.4	Seção de parede considerada na resistência às ações horizontais.....	49
4.1.5	Ação equivalente ao Desaprumo	51
4.1.6	Dimensionamento dos elementos e esforços resistentes.....	53
4.1.6.1	Compressão axial.....	53
4.1.6.2	Flexão simples	53
4.1.6.3	Flexão composta.....	54
4.1.6.4	Esforço cortante horizontal.....	55
4.2	Parâmetros da BS 5628:1992 – Part 1. Structural use of unreinforced masonry	56
4.2.1	Combinação de cargas para o Estado Limite Último	56
4.2.1.1	Coefficientes parciais de segurança para cargas de projeto	56
4.2.2	Coefficiente parcial de segurança para resistência dos materiais.	57
4.2.3	Resistência característica à compressão da alvenaria.....	58
4.2.4	Resistência característica à flexão da alvenaria.....	59
4.2.5	Resistência característica ao cisalhamento da alvenaria.....	59
4.2.6	Considerações sobre a espessura e a altura das paredes.....	59
4.2.7	Excentricidade na parede	60
4.2.8	Parede sujeita à carga lateral	60
4.2.9	Parede sujeita a força de cisalhamento.....	61
4.2.10	Seção de parede considerada na resistência de ações horizontais.	62
5	ANÁLISE DE CASO	63
5.1	Apresentação	63
5.2	Características da edificação	63
5.3	Ação do vento na estrutura do edifício modelo.....	69
5.4	Ação equivalente ao desaprumo.....	70
5.5	Solicitações devidas à ação do vento e a ação equivalente ao desaprumo	70
5.6	Cálculo da alvenaria estrutural para o edifício modelo	71
5.6.1	Verificações preliminares.....	71
5.6.1.1	Estabilidade local dos elementos.....	71

5.6.1.2	Relação metro de parede	72
5.6.1.3	Verificação quanto ao tombamento	72
5.6.2	Estabilidade Global da Estrutura.....	73
5.6.2.1	Coeficiente de Estabilidade	73
5.6.3	Seção de parede considerada na resistência às ações horizontais.....	73
5.6.4	Distribuição das solicitações devido à ação do vento e desaprumo da construção ...	75
5.6.5	Tensões de flexão composta devidas às cargas horizontais e gravitacionais.....	76
5.6.6	Tensões de cisalhamento devidas às cargas horizontais.....	78
5.6.7	Combinações de carga segundo a NBR 8681:2003	79
5.7	Procedimentos de cálculo pela BS 5628:1992	81
5.7.1	Ação do vento na estrutura.....	82
5.7.2	Seção de parede considerada na resistência à ação vento	83
5.7.3	Combinação de carga para o estado limite último.....	84
6	ANÁLISE NUMÉRICA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	85
6.1	Apresentação	85
6.2	Modelo em Elementos Finitos Tridimensionais Empregado.....	85
6.2.1	Elemento Finito Empregado.....	85
6.2.2	Geometria do Edifício	86
6.2.3	Definição da Malha de Elementos Finitos.....	87
6.2.4	Condições de Contorno da Estrutura.....	88
6.2.5	Cargas Aplicadas ao Edifício	89
6.2.6	Propriedades dos Materiais	89
7	RESULTADOS	90
7.1	Resultados das tensões pelas normas brasileiras	90
7.2	Resultados das tensões pela BS 5628:1992.....	91
7.3	Resultado das tensões pelo M.E.F.....	91
7.3.1	Modelo numérico considerando as lajes como diafragma rígido	91
7.3.2	Modelo numérico sem considerar as lajes como diafragma rígido.....	100
8	ANÁLISE DOS RESULTADOS	101
8.1	Tensões normais na flexão composta segundo a NBR 10837:1989 e a BS 5628:1992	101
8.2	Tensões de cisalhamento segundo a NBR 10837:1989 e a BS 5628:1992	106
8.3	Tensões normais máximas para ações gravitacionais – NBR 10837:1989 e o M.E.F.....	108
8.4	Métodos de Análise da Alvenaria Estrutural	110
9	CONCLUSÕES	112
9.1	Conclusões	112
9.2	Demais Conclusões	113
9.3	Sugestões para Trabalhos Futuros.....	113
10	BIBLIOGRAFIA	114
11	ANEXOS.....	119
11.1	Composição de cargas para edificação modelo	119
11.2	Resultado das tensões segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003	129
11.3	Resultado das tensões segundo a BS 5628:1992	137

1 INTRODUÇÃO

A análise das tensões atuantes nas paredes de contraventamento é um fator de grande importância no dimensionamento de edifícios de alvenaria estrutural, principalmente para as estruturas onde a ação do vento é mais significativa.

O desafio de conceber edifícios cada vez mais altos utilizando-se esse sistema estrutural faz com que seja buscado o aprimoramento dos processos de cálculo, de forma a otimizar as estruturas.

Com essa evolução a tendência é de que se tenham estruturas com maior esbeltez, exigindo o máximo desempenho dos elementos estruturais, sempre atendendo às condições de segurança e funcionalidade da edificação.

A evolução dos processos de cálculo caminha historicamente por meio da incorporação de técnicas numéricas computacionais, com as quais tem sido possível atingir níveis de análise cada vez mais precisos.

O método dos elementos finitos (M.E.F.) é um método numérico computacional que tem mostrado um enorme potencial para resolver problemas de engenharia estrutural, e com isso, sua utilização tem sido cada vez mais difundida.

Desta forma, este trabalho visa analisar as tensões atuantes nas paredes de contraventamento de um edifício segundo as considerações da Norma Brasileira NBR 10837:1989 (NB 1228:1989) – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, da Norma Britânica BS 5628:1992 – Code of practice for structural use of masonry – Part I, e por meio do método dos elementos finitos.

Com a comparação desses resultados e observações das considerações feitas durante a aplicação, tanto das especificações normativas como dos métodos numéricos, é possível contribuir para o entendimento dos mecanismos de transmissão das solicitações nas paredes de contraventamento, assim como das mesas de compressão que podem compor tais paredes.

1.1 Objetivos Gerais

Busca-se contribuir para o desenvolvimento da alvenaria estrutural, o avanço tecnológico, e o progresso da construção civil brasileira, por meio da análise das tensões nas paredes de contraventamento de um edifício de oito pavimentos, segundo as considerações da NBR 10837:1989 (NB 1228:1989) – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto; da NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas, da Norma Britânica BS 5628:1978 – Code of practice for structural use of masonry – Part I, e da análise numérica de computacional por meio do método dos elementos finitos (M.E.F.).

1.2 Objetivos Específicos

Este trabalho tem como objetivos específicos:

- analisar os conceitos de segurança estrutural no cálculo da alvenaria;
- verificar as diferenças entre as especificações normativas, muitas vezes com simplificações e processos empíricos incorporados, comparados aos métodos de cálculo mais precisos como é o caso do M.E.F.;
- identificar situações onde as especificações normativas não representam o comportamento real da estrutura;
- apresentar as vantagens e desvantagens na consideração da norma brasileira ou da norma britânica, quando comparadas aos métodos numéricos computacionais;
- analisar as tensões nos elementos de contraventamento da edificação, considerando-se a contribuição das mesas de compressão, usando-se a Norma Brasileira e a Norma Britânica, e com uma análise numérica computacional.

1.3 Justificativa

A constante evolução tecnológica dos sistemas construtivos exige que cada sistema apresente o maior desempenho possível em relação à função para a qual foi projetado. Desta forma busca-se constantemente aprimorar os processos de cálculo,

fazendo-se com que o sistema torne-se cada vez mais racional. Para isso a implementação dos conceitos de segurança estrutural no cálculo da alvenaria são fundamentais.

Outro fator de grande importância no sistema estrutural, no diz respeito à fase de análise e dimensionamento da estrutura, é a forma de consideração dos elementos de contraventamento da estrutura. A Norma Brasileira NBR 10837:1989 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, e a Norma Britânica BS 5628:1978 – Code of practice for structural use of masonry – Part I, apresentam considerações diferenciadas sobre os elementos de contraventamento, surgindo dúvidas sobre qual melhor representa o funcionamento desse sistema estrutural.

Muitas vezes as normas técnicas apresentam simplificações e processos empíricos incorporados aos métodos analíticos, que induzem resultados aproximados, e a soluções que oneram as construções em alvenaria estrutural.

Portanto, essa pesquisa justifica-se pelo fato de buscar definir os parâmetros de cálculo mais recomendados para a análise e dimensionamento dos elementos de contraventamento, que resultam em edificações com o máximo desempenho estrutural, o menor custo possível e que, principalmente, satisfaçam as condições de segurança das edificações. Busca-se definir tais parâmetros de cálculo, por meio da modelagem numérica via método dos elementos finitos e das considerações das normas técnicas anteriormente citadas.

As simplificações incorporadas nos modelos de cálculo das estruturas resultam na redução da confiabilidade dos sistemas estruturais. Com isso existe uma tendência de se aumentar os coeficientes de ponderação que são incorporados nos cálculos para a determinação da segurança de uma estrutura, resultando diretamente no aumento do custo das edificações.

1.4 Estrutura do trabalho

O Capítulo 1 apresenta uma introdução sobre o assunto a ser abordado nesta dissertação, onde são definidos os objetivos gerais e os objetivos específicos, assim como a justificativa e a estrutura de desenvolvimento deste trabalho.

O Capítulo 2 apresenta alguns estudos realizados em edificações concebidas em alvenaria estrutural, sendo dada uma atenção especial às pesquisas que utilizaram modelagem numérica computacional, por meio do método dos elementos finitos para análise do comportamento estrutural da edificação.

No Capítulo 3 são apresentadas as ações, as combinações, e os parâmetros considerados no cálculo da alvenaria estrutural, tendo em vista as prescrições das Normas: NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações, e da NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas.

O Capítulo 4 apresenta os parâmetros para o cálculo da alvenaria estrutural segundo prescrições da Norma Brasileira NBR 10837:1989 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, e da Norma Britânica BS 5628:1978 - Code of practice for structural use of masonry – Part I.

O Capítulo 5 apresenta o projeto de uma edificação de oito pavimentos em alvenaria estrutural, e são realizados os procedimentos de cálculo de acordo com as prescrições das normas anteriormente mencionadas, sendo apresentados os resultados obtidos.

No Capítulo 6 são apresentados os modelos numéricos considerados na análise computacional da referida edificação por meio do método dos elementos finitos.

No Capítulo 7 são apresentados os resultados de cálculo segundo as prescrições das normas brasileiras, da norma britânica, e os resultados obtidos da modelagem numérica computacional.

O Capítulo 8 apresenta uma análise dos resultados obtidos nos capítulos anteriores.

No Capítulo 9 são apresentadas as conclusões obtidas neste trabalho, além de sugestões para realização de trabalhos futuros. O Capítulo 10 apresenta as referências bibliográficas que fundamentaram esta dissertação.

No Capítulo 11 são apresentados os Anexos que complementam esta pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Alvenaria Estrutural

2.1.1 Introdução

A alvenaria é uma das formas mais antigas de construção empregadas pelo homem, sendo largamente utilizada na construção de habitações, monumentos, templos religiosos, e de fortalezas. A história revela que a alvenaria conta com obras que são verdadeiros marcos históricos da humanidade e que persistem até os dias de hoje, a exemplo do monumento de Stonehenge, com mais de 5.000 anos, a pirâmide de Quéops, existente a mais de 4.000 anos, o Coliseu em Roma, construído em 72 d.C., as muralhas da China, entre tantos outros. Mas desde o princípio, essas estruturas foram dimensionadas empiricamente, e desenvolvidas com base na experiência acumulada por seus construtores.

Somente a partir da metade do século XX, com o crescimento da alvenaria estrutural na Europa e nos Estados Unidos da América, é que começaram a ser desenvolvidas teorias visando o seu dimensionamento racional, assim começaram a ser concebidas estruturas com base em procedimentos racionalizados de cálculo.

No Brasil a alvenaria estrutural teve um grande crescimento na década de 1980, com avanços em pesquisas que se iniciaram ainda na década de 1970. Com a incorporação desta técnica por grandes empresas construtoras, a alvenaria estrutural acabou se difundindo nas regiões sul e sudeste do país. Atualmente diversos centros de pesquisa realizam estudos nesta área visando o aperfeiçoamento das técnicas, o desenvolvimento de novos materiais, e o aprimoramento dos modelos de dimensionamento, que ainda são dotados de diversas simplificações.

ACCETTI (1988) com o trabalho “Contribuições ao Projeto Estrutural de Edifícios em Alvenaria” abordou as principais tomadas de decisão a serem adotadas durante a elaboração de projetos em alvenaria estrutural, abrangendo definições a respeito da armação de paredes, modulação, técnicas construtivas e da utilização de elementos pré-moldados, apresentando critérios para a concepção estrutural e proce-

dimentos para a determinação das ações atuantes ao longo do edifício. Fundamentado na NBR 10837:1989, desenvolveu exemplos de cálculo, fornecendo orientações para o dimensionamento de elementos estruturais em alvenaria.

GARCIA (2000) estudou os principais fatores que contribuem na resistência à compressão de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos, seus mecanismos de ruína, e prescrições para dimensionamento à compressão, apresentando uma compilação de vários resultados de ensaios realizados em diversos centros de pesquisa no Brasil.

MARTINS (2001) estudou a resistência ao cisalhamento da alvenaria estrutural de blocos de concreto, caracterizando seu comportamento por meio da análise do tipo de ruptura e resistência de quadripletas confeccionadas com três diferentes traços de argamassa, prescritos pela Norma Britânica BS 5628:1992 – Part 1, e dois blocos com diferentes níveis de resistência à compressão, ensaiando um total de 62 quadripletas. Os resultados obtidos indicaram que a pré-compressão é a variável mais relevante na resistência ao cisalhamento, seguida pelo tipo de argamassa.

JUSTE (2001) estudou a resistência à compressão e a deformabilidade de paredes de alvenaria de blocos de concreto por meio de um trabalho experimental, e avaliou a influência da resistência dos blocos, da argamassa, e da direção de aplicação de forças no comportamento mecânico da alvenaria não grauteada. Dentre as variáveis estudadas, concluiu por inferência estatística, que não foram obtidas correlações aceitáveis. Porém, obteve tendências de comportamento para os corpos de prova analisados, confirmando assim a influência das características da argamassa e do bloco no comportamento estrutural da alvenaria quando submetida a esforços de compressão.

MAMEDE (2001) pesquisou a utilização de elementos pré-moldados em edifícios de alvenaria estrutural, tais como, blocos, escadas, contra-marcos, vergas e peças de ajuste dimensional, indicando a possibilidade de aumento da racionalização no processo construtivo em alvenaria. Considerando os aspectos estruturais, a coordenação modular e a compatibilização dimensional entre os componentes e subsistemas, o autor apresenta exemplos de projeto e quadros comparativos das vantagens e desvantagens da utilização de elementos pré-moldados em edifícios de alvenaria estrutural.

SILVA (2002) comparou o custo entre os processos construtivos em concreto armado com vedação em blocos cerâmicos, e em alvenaria estrutural com blocos

cerâmicos e de concreto, analisando a viabilidade econômica de cada um, por meio do estudo de um prédio de quatro pavimentos. Os dados da pesquisa foram obtidos por intermédio de medições realizadas em obras do Programa de Arrendamento Residencial da Caixa Econômica Federal, no qual o autor avaliou somente os custos diretos envolvidos em cada processo, como materiais, equipamentos e mão-de-obra. Ao final do estudo verificou que o processo construtivo em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos apresentou os melhores resultados com relação à economia, e o processo construtivo em concreto armado, apresentou os resultados mais desfavoráveis entre os estudados.

FONSECA (2002) estudou o desempenho estrutural de paredes de alvenaria de blocos de concreto de agregados reciclados de rejeitos de construção e demolição. Segundo o autor a fabricação de blocos de concreto com função estrutural, produzidos com agregados reciclados de fração entre 2,4 mm e 9,5 mm, combinada à fração miúda de agregados naturais, possibilita a execução de edifícios de pequena altura. O autor revela que a utilização da fração miúda reciclada, na preparação de argamassas de assentamento e revestimento, apresenta um comportamento eficiente ao conjunto alvenaria-argamassa. Porém, salienta que para a utilização desse material, é necessário o pleno conhecimento do mesmo, por meio da caracterização dos agregados, do estudo de traço, da análise do desempenho físico e mecânico dos elementos de alvenaria estrutural, bem como correlações de eficiência e análise da influência da argamassa de assentamento e de revestimento em relação à resistência de aderência à tração.

RAZENTE (2004) apresentou o desenvolvimento de um programa computacional relacionado às etapas de projeto de edifícios em alvenaria, utilizando a linguagem de programação AutoLISP. O programa intitulado ALVPLUS, auxiliou nas atividades de modulação das alvenarias, geração automática de elevações e na inserção de detalhes relacionados à alvenaria estrutural como disposições construtivas, armaduras, quantitativos de materiais e legendas, dispostos em arquivos eletrônicos do seu banco de dados. Além disso, discutiu os parâmetros associados à implementação da racionalização construtiva, considerando a compatibilização do projeto estrutural com os demais projetos (arquitetônico, instalações, etc.). Segundo o autor, a utiliza-

ção do programa favorece o aumento da produtividade e a padronização dos projetos de alvenaria.

MOREIRA (2007) realizou uma análise comparativa com três tipos de ligações entre paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais. As ligações estudadas consistiam na amarração direta das paredes de alvenaria, na amarração indireta solidarizada por telas metálicas, e na amarração indireta enrijecida por grampos metálicos ancorados em furos grauteados. Os modelos utilizados nos ensaios experimentais foram paredes em formato “H” com cinco fiadas, em escala reduzida 1:3, onde foi obtida a resistência ao cisalhamento da interface no plano vertical de ligação entre a parede central e o mesa de compressão. Concluiu que os modelos com amarração direta têm maior resistência ao cisalhamento, o que reforça o fenômeno da interação de paredes submetidas a ações verticais, além de apresentarem uma forma de ruptura frágil. Os modelos com amarração indireta, tanto com telas quanto com grampos, apresentaram resistência ao cisalhamento aproximadamente igual a 60% da encontrada para amarração direta, apresentando ainda uma ruptura dúctil, com destaque para a ligação com grampos.

PARSEKIAN e FRANCO (2002) visando contribuir para o uso da alvenaria estrutural pretendida no Brasil, após uma extensa análise teórica e experimental, apresentaram um estudo sobre a tecnologia de protensão de alvenarias estruturais. Abordando as etapas de projeto e execução, os materiais e equipamentos mais utilizados, os critérios para dimensionamento e os detalhes executivos, destacam a possibilidade do uso da alvenaria estrutural pretendida em situações tais como, muros de arrimo e reservatórios, que até então, somente eram possíveis de executar com a utilização de outros sistemas construtivos.

ATAIDE (2005) realizou um estudo comparativo entre a NBR 10837:1989 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, a EC 6:1996: EURO-CÓDIGO 6 – Proyecto de estruturas de fábrica – Parte 1-1: Reglas generales para edificios, e o texto proposto para revisão da NBR 10837:1989, que tem diversas prescrições adaptadas do EC 6:1996, sendo que a principal alteração é a introdução do método dos estados limites no dimensionamento e na verificação dos elementos de alvenaria. Com o intuito de auxiliar no entendimento das implicações que a mudança

de abordagem causará, o estudo aborda vários exemplos que simulam situações típicas de projeto, com a variação dos diversos parâmetros envolvidos no dimensionamento dos elementos de alvenaria. A comparação das respostas obtidas para cada uma das normas e o texto de revisão possibilita uma avaliação simples e precisa das adaptações propostas.

2.2 Método dos Elementos Finitos (M.E.F.)

O método dos elementos finitos é um método numérico bastante utilizado na análise de estruturas, e que vem se destacando na análise da alvenaria estrutural. Conforme ARAÚJO (2003), seu grande atrativo é a generalidade da formulação, o que permite que um conjunto de rotinas de cálculo possa ser utilizado para resolver problemas diferentes. Na análise estrutural o M.E.F. pode ser empregado tanto na formulação em deslocamentos, quanto na formulação em forças, sendo essas, formulações análogas aos métodos da rigidez e das forças utilizados na análise de estruturas reticuladas. O M.E.F. também pode ser empregado para a análise de placas e chapas.

De acordo com esse autor a formulação em deslocamentos tem sido preferida em virtude da facilidade de implementação computacional. O domínio discretizado forma uma malha de elementos finitos. Cada elemento é definido por sua geometria e pelo número de nós. Assim têm-se os elementos triangulares de três e de seis nós, os elementos retangulares de quatro e de oito nós e os elementos isoparamétricos (elementos distorcidos), que permitem uma boa modelagem de domínios irregulares. De modo geral, um aumento progressivo do número de nós melhora as características de precisão do elemento, então a malha terá que ser mais refinada, quando for utilizado um elemento de poucos nós.

Conforme BOHAR e MILLARD (1992), considerando-se como modelo analítico o conjunto de dados que o usuário deve preparar para descrever completamente as características do problema a ser analisado, no trabalho com elementos finitos, esse modelo pode ser construído por meio da rotina mostrada na Figura 2.1.

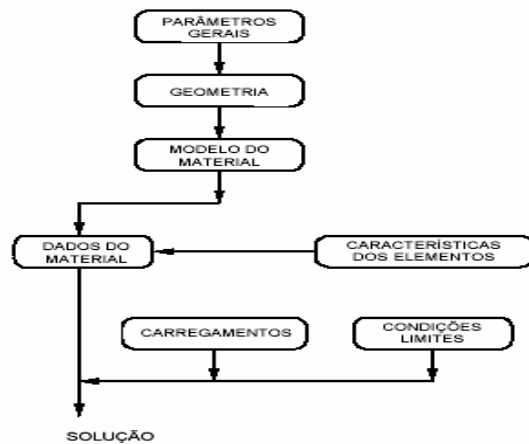


Figura 2.1 – Rotina para utilização do método dos elementos finitos.

2.2.1 Teoria do Método dos Elementos Finitos

O primeiro passo na aplicação do método dos elementos finitos (M.E.F.) é dividir a estrutura em um número adequado de elementos com dimensões apropriadas. Os deslocamentos dos pontos nodais dos elementos são então generalizados em função das coordenadas da estrutura. Desse modo os deslocamentos $|\mu|$ do elemento finito podem ser expressos em função dos deslocamentos nodais $|d|$ por meio da utilização de funções de forma apropriadas, dadas por:

$$\mu = \phi \cdot d \quad (01)$$

onde $|\phi|$ é a matriz que contém as funções de forma, e relaciona os deslocamentos que ocorrem ao longo do eixo longitudinal com os deslocamentos nodais do elemento.

A energia de deformação pode ser escrita como:

$$U_e = \frac{1}{2} \int_{V_e} \epsilon^T \sigma dV_e \quad (02)$$

As relações constitutivas são formuladas com base na observação do comportamento na experimentação dos materiais submetidos às ações externas. Admitindo-se que o material tenha um comportamento elástico-linear, as relações constitutivas

são originárias da Lei de Hooke generalizada, que podem ser reorganizadas na forma matricial, em que $|E|$ e $|\nu|$ são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, respectivamente. Então:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (03)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (04)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (05)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy} \quad (06)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{yz} \quad (07)$$

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (08)$$

sendo $|E|$ a matriz que contém os coeficientes elásticos do material estrutural, representada por:

$$E = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ & sim. & & & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ & & & & & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (09)$$

Admitindo-se que o carregamento do sistema seja aplicado nos nós, a energia potencial dos esforços externos de cada elemento é dada por:

$$\Omega_e = -F_E^T \cdot d \quad (10)$$

em que $|F_e|$ é o vetor das forças nodais equivalentes do elemento e $|d|$ é o vetor das componentes dos deslocamentos genéricos, para cada nó do elemento.

Considerando-se as expressões (02), (08) e (10), a energia de deformação total do elemento X_{pe} , pode ser escrita como:

$$X_{pe} = \frac{1}{2} \int_{V_e} \epsilon^T E \epsilon \, dV_e - f_E^T d \quad (11)$$

As relações diferenciais entre deformações e deslocamentos são dadas pelas expressões:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (12)$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad (13)$$

$$\epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (14)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (15)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \quad (16)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad (17)$$

que organizadas na forma matricial ficam:

$$\varepsilon = L \cdot u \quad (18)$$

na qual a matriz $|L|$ contém os operadores de derivação, escritos como:

$$L = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (19)$$

Substituindo-se a expressão (01) na expressão (19) obtém-se:

$$\varepsilon = L \cdot \phi \cdot d \quad (20)$$

ou então

$$\varepsilon = B \cdot d \quad (21)$$

$$B = L \cdot \phi \quad (22)$$

Substituindo-se a expressão (21) na expressão (11), e sabendo-se que $\varepsilon^T = d^T B^T$, seguem-se:

$$X_{pe} = \frac{1}{2} \int_{V_e} (d^T B^T E B d) dV_e - f_E^T d \quad (23)$$

$$X_{pe} = U_e(d) - f_E d \quad (24)$$

Resultando:

$$\frac{\partial U_e(d)}{d_j} - f_E = 0 \quad (25)$$

Assim, cada uma das expressões do tipo (25) fornecerá uma equação algébrica, que organizada na forma matricial fornecem:

$$k_s \cdot d = f_E \quad (26)$$

em que $|k_s|$ é a matriz de rigidez secante do elemento.

Para todo o sistema estrutural, a partir das contribuições de todos os elementos, pode-se utilizar o processo de expansão e acumulação, encontrando-se o sistema de equações dado por:

$$K_s \cdot D = F_E \quad (27)$$

Com a obtenção dos deslocamentos nodais do sistema estrutural as funções deslocamento ficam determinadas, permitindo calcular o valor da deformação do elemento utilizando-se a expressão (21) ou (22), e com isso calcular o valor da tensão do elemento utilizando-se a expressão (08), finalizando o processo de cálculo.

2.2.2 Trabalhos utilizando-se o M.E.F.

SILVA (1996) por meio do estudo de interação viga-parede na análise de edifícios de alvenaria estrutural via M.E.F. utilizou elementos de barra para vigas e elementos de chapa para paredes com o intuito de pesquisar o comportamento da alvenaria. Desta forma observou uma distribuição de cargas ao longo da alvenaria sob forma de arco, concentrando os esforços nos apoios e aliviando o centro do vão. E com a inclusão de aberturas de portas e janelas às paredes, constatou que os resulta-

dos foram mais significativos quanto maiores ou menores estrategicamente posicionados eram os vãos.

BARBOSA (2000) estudou a interação de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado, usando modelos numéricos em elementos finitos, elaborados com o auxílio do programa ANSYS 5.5. Em sua análise a autora considerou vários modelos possíveis de serem utilizados, como a separação e o deslizamento na interface parede-viga, que podem ocorrer em razão do efeito arco. Comparou os resultados numéricos com resultados experimentais disponíveis na literatura.

CAPUZZO NETO (2000) realizou um estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais. Considerando a influência deste fenômeno na distribuição das ações ao longo da altura de um edifício, realizou ensaios de painéis de alvenaria no formato “H”, e a modelagem numérica via método dos elementos finitos, comparando resultados e estendendo a modelagem a outros painéis de alvenaria, para a determinação das taxas de transferência de forças entre as paredes. O autor verificou que a força de ruptura obtida para os painéis ensaiados refere-se à resistência da parede central considerada isolada, onde passa toda força aplicada antes de ocorrer qualquer transferência para as mesas de compressão. Percebeu a interação do painel, por meio da uniformização dos deslocamentos verticais em seu trecho inferior, concluindo que para a determinação das ações em serviço, a não consideração da interação pode produzir resultados errôneos. Nas modelagens em que o mesmo variou as dimensões do painel em planta, percebeu que o principal parâmetro na análise de taxas de interação é a relação entre a altura e o comprimento, verificando que nos casos onde o comprimento da mesa de compressão é maior do que a parede central, as taxas de interação aproximaram-se de 100%. Já nos casos onde o comprimento da mesa de compressão é da mesma ordem de grandeza da altura do painel, as taxas de interação tendiam a reduzir.

HOLANDA JR. (2002) estudou a influência dos recalques em edifícios de alvenaria estrutural, avaliando os efeitos desses deslocamentos por meio de uma investigação numérica. A partir de uma análise preliminar, definiu os casos mais interessantes de painéis constituídos por paredes de alvenaria sobre vigas de concreto armado, para que fossem submetidos a ensaios de laboratório. Dessa forma pode observar

experimentalmente o comportamento dos painéis, variando alguns parâmetros, tais como a existência e o tipo de abertura, e a rigidez da viga. Usando os resultados experimentais, realizou novas análises numéricas com o objetivo de validar a modelagem adotada, verificando a importância de se considerar a não linearidade de contato.

Visando o suporte teórico a pesquisas experimentais, PELETEIRO (2002) apresentou ferramentas computacionais para a análise da alvenaria estrutural submetida à compressão, realizando um estudo comparativo sobre os vários recursos de modelagem numérica linear e não-linear, disponíveis nos *softwares* comerciais ANSYS e ABAQUS, baseados no método dos elementos finitos (M.E.F.). Comparando modelos 2D e 3D, usando elementos planos e sólidos, verificou que ambos apresentaram resultados bem próximos para uma análise linear, sendo que no modelo 2D a modelagem se torna mais simples, com tempo de processamento reduzido. Focando a análise na representatividade e no grau de precisão, comparou os resultados numéricos a resultados experimentais, verificando uma boa coerência entre os mesmos.

ASTERIS, P. G. e TZAMTZIS, A. D. (2003) apresentaram uma metodologia para a análise macroscópica não-linear da alvenaria não armada, submetida ao estado biaxial de tensões, por meio do método dos elementos finitos. A referida metodologia consiste em se definir uma superfície de ruptura anisotrópica geral na alvenaria sob tensão, utilizando-se um tensor cúbico polinomial na solução numérica do problema não-linear. As características da função polinomial garantem a configuração da superfície de ruptura, que é expressa em uma única fórmula matemática para todas as combinações possíveis do plano de tensões. A validade do método é demonstrada com a comparação dos resultados obtidos no estudo do comportamento não-linear de painéis de alvenaria sem reforço com os resultados obtidos por demais pesquisadores.

Em 2004 os mesmos autores desenvolveram um modelo tridimensional não-linear em elementos finitos para a análise de paredes de alvenaria não armada sujeitas a cargas estáticas e sísmicas. No referido modelo a alvenaria é tratada como um material de duas fases, onde os blocos e as juntas de argamassa são considerados separadamente, o que permite uma deformação característica não linear e o colapso local progressivo de ambos. Na modelagem numérica as juntas de argamassa responsáveis

pela absorção das deformações na alvenaria são representadas por elementos de interface que simulam o tempo de deslizamento e a separação ao longo das mesmas. Mediante a adoção de soluções analíticas e experimentais disponíveis na literatura, os autores verificaram que os resultados obtidos no modelo em elementos finitos tinham um alto grau de precisão.

DONIN *et.al.* (2003) em “Modelamento por elementos finitos 3D do comportamento da alvenaria estrutural cerâmica grauteada”, analisaram por meio de simulações numéricas utilizando o método dos elementos finitos, as tensões em modelos de paredes de alvenaria com diversas porcentagens de grauteamento. Para isto foram realizadas análises elástico-lineares tridimensionais em prismas de blocos cerâmicos contrafiados (pequenas paredes) submetidos à compressão axial, de tal forma a refletir o comportamento de paredes sem graute, com 0%, 33%, 50% e 100% de furos grauteados. Nestas análises foram simulados dois tipos de argamassas e três tipos de graute. Comparando os resultados numéricos com diversos resultados de trabalhos experimentais realizados na UFSM, concluíram à viabilidade do emprego do graute na devida proporção exigida em projeto, aprovando o seu comportamento estrutural.

STEIL (2003) estudou a influência da geometria do bloco e do tipo de argamassa no comportamento mecânico de prismas de blocos de concreto. Para tal, comparou o fator de eficiência, a deformabilidade e a distribuição de tensões, obtidas por meio de modelagem por elementos finitos, de prismas confeccionados com cinco distintas geometrias de blocos de concretos com a mesma resistência nominal e três argamassas de assentamento, duas mistas de cimento, cal e areia e uma industrializada. Baseado nos resultados experimentais e numéricos, concluiu que os blocos que têm furos mais cônicos apresentaram fatores de eficiência mais baixos. Além disso constatou que os prismas feitos com a argamassa industrializada, que apresentam maior retenção de água, tiveram menores resistências do que as argamassas mistas, apesar de ambas terem resistência e módulos de elasticidade semelhantes.

SILVA (1996) analisou os efeitos da ação do vento em edifícios de alvenaria estrutural considerando os principais sistemas para contraventamento, as prescrições de normas, os esquemas para modelagem estrutural, e os detalhes para a análise de painéis com aberturas. Usando as simulações numéricas de três edifícios em alvena-

ria estrutural, e comparando os resultados obtidos, verificou a influência dos lintéis e das abas no comportamento do conjunto, estabelecendo parâmetros para a modelagem dessas estruturas de contraventamento.

NASCIMENTO NETO (1999) investigou as solicitações de cisalhamento nas paredes de um edifício de alvenaria estrutural submetido a ações horizontais. O estudo envolveu desde a análise do comportamento global da estrutura até a modelagem numérica do sistema de contraventamento. Os modelos utilizados incluíram a deformabilidade por cisalhamento das paredes de alvenaria e os efeitos decorrentes da torção do edifício. Os resultados obtidos permitiram a avaliação dos deslocamentos horizontais, da distribuição dos esforços cortantes e dos momentos fletores entre as paredes, e da análise das tensões de cisalhamento das paredes e lintéis.

GOMES (2001) desenvolveu um modelo matemático capaz de simular numericamente o ensaio de compressão uniaxial de prismas de alvenaria de blocos de concreto e de material cerâmico pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface. Na modelagem numérica usou o critério de plasticização de Drucker-Prager com endurecimento isotrópico para o material sob compressão, para o material sob tração usou o modelo de fissuração distribuída, e para representar o comportamento não-linear das interfaces entre blocos e argamassa usou o critério de atrito de Coulomb. Considerando a análise tridimensional dentro do regime de pequenas deformações, discretizou os elementos contínuos com elementos finitos quadráticos de 20 nós, e os de interface com elementos finitos de 16 nós. Na validação do modelo estudou seis tipos de prismas, e na solução do problema não-linear utilizou como método incremental-iterativo o método de Newton-Raphson convencional e restrinvido, o método do arco e o método das bisseções, verificando uma boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos.

RIZZATTI (2003) analisou a influência da geometria do bloco cerâmico no desempenho mecânico da alvenaria estrutural não armada sob compressão centrada. Esse autor estudou quatro tipos de geometrias diferentes, sendo dois com septos arredondados, um retangular e outro com duplo septo central, e realizou análises da resistência da unidade, do prisma e da parede, construídas em escala reduzida, e utilizando dois traços de argamassa iii e ii, designados pela BS 5628:1992 – Part 1. O pro-

grama experimental abrangeu a produção dos blocos, o ensaio das unidades à compressão, o ensaio à compressão de cinco prismas com e sem meio bloco para cada geometria estudada, para a argamassa iii e de cinco prismas sem meio bloco com a argamassa ii, e o ensaio à compressão de três paredes para cada geometria estudada e para cada tipo de argamassa. Na análise numérica realizada usando o método dos elementos finitos, foi admitido o comportamento elástico-linear aos materiais constituintes, e com a utilização do programa computacional CASTEM 2000, foi possível mapear a distribuição das tensões ao longo do comprimento e da largura dos blocos e das paredes de alvenaria estrutural, quando submetidos à carga média de ruptura de cada tipo de bloco, obtida dos ensaios experimentais (Figuras 2.2 e 2.3).

Por intermédio de uma análise estatística para avaliação da influência da geometria na resistência dos blocos, dos prismas e das paredes, o autor concluiu que o bloco que tem duplo septo é o mais eficiente para o uso em alvenaria estrutural. As paredes construídas com esse bloco apresentaram uma melhor capacidade de resistir aos esforços devido à coincidência de todos os septos entre as fiadas subsequentes.

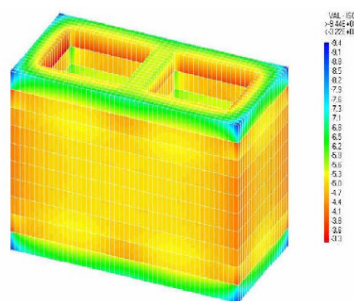


Figura 2.2 – Detalhe das tensões em um bloco isolado.

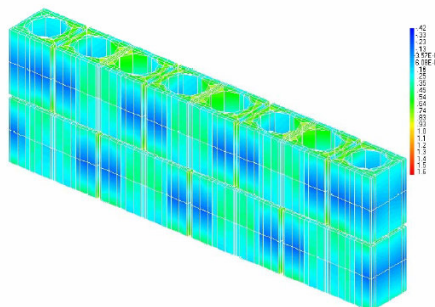


Figura 2.3 – Detalhe das tensões nas paredes.

ANDOLFATO (2006) estudou a distribuição das ações verticais entre paredes de alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto através do sistema complexo de paredes. Com o objetivo de prever o comportamento na análise experimental, assim como na comparação entre os próprios modelos numéricos, desenvolveu uma análise numérica pelo método dos elementos finitos, usando o programa SAP2000. O modelo experimental utilizado consistiu de um edifício de quatro pavimentos em escala real, o qual foi monitorado durante a execução. O monitoramento foi realizado mediante o uso de unidades especiais de alvenaria instrumentadas, que se convertiam em células de carga, determinando-se assim as tensões em cada ponto de análise. Dentre as principais conclusões o autor destaca uma de grande importância, a de que as paredes se flexionam devido às rotações das lajes nelas apoiadas.

CARVALHO (2007) estudou a contribuição de enrijecedores laterais para o efeito arco na alvenaria estrutural. Mediante a análise numérica e experimental com modelos em escala reduzida, investigou a contribuição das mesas de compressão para o alívio das tensões em uma parede sob ação deste fenômeno, apresentando comparações entre painéis com mesas de compressão $|T|$ e painéis isolados, submetidos a uma carga uniformemente distribuída, e verificou a importância da interação entre paredes no estudo do efeito arco. Os resultados mostram uma transferência significativa de tensões da parede para as mesas de compressão, apontando para a necessidade da análise no entorno das paredes sujeitas à ação do efeito arco para projetos em alvenaria estrutural. Verificou que nas situações onde as paredes se apresentam isoladas, a consideração do efeito arco permite reduções significativas na altura da viga de concreto armado, mesmo com as limitações impostas pela NBR 6118:2003 quanto ao cisalhamento.

3 AÇÕES E COMBINAÇÕES

3.1 Generalidades

Neste capítulo são apresentadas as ações, as combinações, e os parâmetros de projeto considerados no cálculo da alvenaria estrutural, tendo em vista as prescrições da NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações, e da NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas.

3.2 Ações nas Estruturas de Edifícios em Alvenaria Estrutural

3.2.1 Parâmetros da NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações

Neste item são apresentadas às cargas permanentes $|g|$ e as sobrecargas de projeto $|q|$, consideradas no projeto de estruturas de edificações, e alguns de seus valores usuais.

3.2.1.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes são constituídas pelo peso próprio da estrutura, pelo peso dos elementos construtivos fixos, e de todas as instalações permanentes da edificação. Na Tabela 1 da NBR 6120:1980 são dados os pesos específicos aparentes dos materiais de construção utilizados nas estruturas de edificações.

3.2.1.2 Sobrecarga de utilização

A sobrecarga de utilização considerada no cálculo de estruturas de edificações é toda aquela que pode atuar sobre a estrutura, em função do seu uso específico, tais como pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, dentre outros. Na Tabela 2 da NBR 6120:1980 são dadas as sobrecargas de utilização a serem consideradas no cálculo de estruturas de edificações.

A Norma estabelece que para todo elemento isolado de uma cobertura deve ser previsto para receber na posição mais desfavorável uma carga vertical de 1kN, além de sua carga permanente. Prevê também a redução percentual da sobrecarga de utilização de acordo com o número de pisos que atuam sobre um determinado pavimento da estrutura, conforme especificado na sua Tabela 4.

3.2.2 Parâmetros da NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações

A partir da NBR 6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto armado, a consideração do efeito do vento nas edificações tornou-se obrigatória. O carregamento do vento é um carregamento acidental, e pode ser determinado usando-se a NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.

Apesar da ação do vento ser uma ação dinâmica, ela pode ser considerada como uma ação estática equivalente atuando na superfície da edificação perpendicular a sua direção (Figura 3.1).

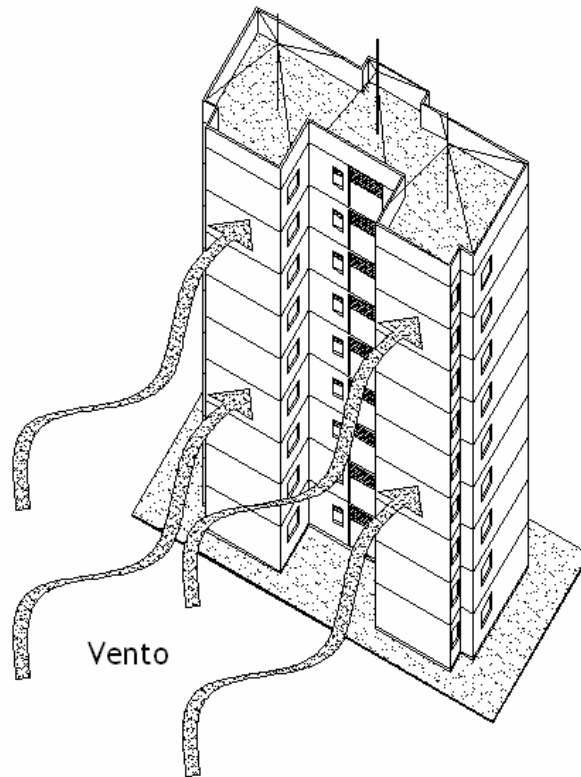


Figura 3.1 – Ação do vento em uma edificação.

3.2.2.1 Força de arrasto

A força global do vento sobre uma edificação, ou parte dela, é denominada força de arrasto $|F|$, dada por:

$$F = C_a \cdot q_w \cdot A \quad (28)$$

onde

F – força de arrasto;

C_a – coeficiente de arrasto;

q_w – pressão de obstrução;

A – área da superfície perpendicular à direção do vento.

3.2.2.1.1 Coeficiente de arrasto

O coeficiente de arrasto $|C_a|$ para edificações de forma retangular e ventos de baixa e alta turbulência pode ser determinado utilizando-se os gráficos das Figuras 4 ou 5 da NBR 6123:1988. Para edificações com outras formas, os valores dos coeficientes de arrasto são fornecidos na Tabela 10 da referida norma.

3.2.2.1.2 Pressão de obstrução

A pressão de obstrução $|q_w|$ é obtida no ponto onde a velocidade do vento é considerada nula, estagnada, o que supõe a existência de forças estáticas. Depende essencialmente da velocidade característica do vento, sendo dada por:

$$q_w = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (29)$$

onde

q_w – pressão de obstrução (N/m²);

V_k – velocidade característica do vento (m/s).

3.2.2.1.2.1 Velocidade característica do vento $|V_k|$

A velocidade característica do vento $|V_k|$ utilizada no cálculo da pressão de obstrução, é obtida a partir da velocidade básica do vento, corrigida por fatores de ajuste que consideram as particularidades do local da edificação, suas dimensões e o grau de segurança desejado, dado por:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (30)$$

onde

V_k – velocidade característica do vento (m/s);

V_0 – velocidade básica do vento (m/s);

S_1 – fator topográfico;

S_2 – fator de rugosidade do terreno;

S_3 – fator estatístico.

3.2.2.1.2.2 Velocidade básica do vento $|V_o|$

A velocidade básica do vento $|V_o|$ é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Os valores das velocidades básicas (m/s) são obtidos a partir do gráfico de isopletras, constante da NBR 6123:1988, em função do local onde a edificação é concebida.

3.2.2.1.2.3 Fator S_1 – Fator Topográfico

O fator S_1 considera a influência da topografia do terreno na variação da velocidade do vento. Segundo a NBR 6123:1988, para terreno plano ou quase plano, $S_1 = 1,00$, para encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento, e vales com efeito de afunilamento, $S_1 = 1,10$, para vales profundos, protegidos de todos os ventos, $S_1 = 0,90$.

3.2.2.1.2.4 Fator S_2 – Rugosidade do Terreno

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno, e das dimensões da edificação ou parte da mesma.

De acordo com a NBR 6123:1988 a rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias, de I a V. A categoria I abrange as superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, e as demais categorias são caracterizadas pela cota média do topo dos obstáculos, sendo inferior ou igual a 1,0 m para a categoria II, 3,0 m para categoria III, 10,0 m para categoria IV, e igual ou superior a 25,0 m para a categoria V.

Quanto às características construtivas e estruturais das edificações, essa norma as divide em três classes, A, B e C, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de 3 s, 5 s e 10 s, respectivamente. Na Classe A estão incluídas as edificações na qual a maior dimensão não exceda 20 m. Na Classe B estão incluídas as edificações onde a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m. Na Classe C estão incluídas as edificações onde a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal excede 50 m.

Com relação à altura sobre o terreno, o fator S_2 usado no cálculo da velocidade do vento é aplicável até uma altura Z acima do nível geral do terreno, dado por:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{Z}{10}\right)^p \quad (31)$$

onde

S_2 – fator de rugosidade do terreno;

b – parâmetro meteorológico;

F_r – fator de rajada, sempre correspondente à categoria II;

Z – altura acima do nível geral do terreno;

p – parâmetro meteorológico.

Os parâmetros meteorológicos que permitem determinar S_2 para as categorias e classes mencionadas, são obtidos na Tabela 1 da NBR 6123:1988. Na Tabela 2 da referida norma encontram-se dispostos os respectivos valores do fator de rugosidade, sendo permitida a consideração de categorias intermediárias, por meio da interpolação dos valores de p e b , ou de S_2 .

3.2.2.1.2.5 Fator S_3 – Fator Estatístico

O fator S_3 é baseado em conceitos estatísticos, que consideram o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. O grau de segurança é estabelecido em função da ocupação da edificação, classificada pela norma em cinco grupos distintos. A NBR 6123:1988 indica em sua Tabela 3 os valores mínimos para esse fator estatístico.

3.3 Combinações

No dimensionamento dos elementos e seus esforços resistentes a NBR 10837:1989 utiliza o método das tensões admissíveis, não considerando nenhuma combinação de carga para os procedimentos de cálculo. Já a BS 5628:1992 foi a primeira norma de alvenaria estrutural a introduzir os conceitos dos estados limites, que são divididos em dois grupos, Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço. Desta maneira a NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas, fixou os requisitos exigíveis para a verificação da segurança das estruturas usuais, inclusive das concebidas em alvenaria estrutural, estabelecendo critérios de quantificação das ações e das resistências a serem consideradas no projeto estrutural.

3.3.1 Parâmetros da NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas.

Neste item são apresentados os critérios de verificação da segurança e os de quantificação das ações adotados pela NBR 8681:2003, que também são aplicados ao cálculo de edificações concebidas em alvenaria estrutural.

3.3.1.1 Estados Limites

Os estados limites de uma estrutura são aqueles em que a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades de sua construção. Eles podem ser Estados Limites Últimos ou Estados Limites de Serviço.

Os Estados Limites Últimos são estados que pela sua simples ocorrência determinam à paralisação do todo ou parte do uso da construção. Em projeto são considerados os Estados Limites Últimos caracterizados pela perda de equilíbrio global ou parcial, onde a estrutura é admitida como um corpo rígido, ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais; transformação da estrutura no todo ou em parte em um sistema hipostático, etc.

Os Estados Limites de Serviço são estados que pela sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura. No período de vida da estrutura são considerados Estados Limites de Serviço os efeitos caracterizados por danos ligeiros ou localizados, que comprometem o aspecto estético da construção ou sua durabilidade, deformações excessivas que afetam a utilização normal da construção ou seu aspecto estético, dentre outros.

3.3.1.2 Ações

As ações são causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. As mesmas são classificadas segundo a sua variabilidade no tempo, e podem ser permanentes, variáveis, e excepcionais.

As ações permanentes ocorrem durante praticamente toda a vida da construção, com valores de pequena variação em torno de sua média. Podem ser diretas, tais como os pesos próprios, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos de terra, etc., e indiretas, tais como a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais.

As ações variáveis ocorrem com valores que apresentam grandes variações em torno de sua média, durante a vida da construção. Consideram-se como ações variáveis, as sobrecargas de utilização, os efeitos do vento, as variações de temperatura, etc. Em função da probabilidade de ocorrência são classificadas em normais ou espe-

ciais. As ações variáveis normais têm uma grande probabilidade de ocorrência para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto de determinadas estruturas. Já as ações variáveis especiais são as ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais.

As ações excepcionais têm uma duração extremamente curta e de baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e sismos, e devem ser consideradas no projeto de determinadas estruturas.

3.3.1.3 Valores representativos

A NBR 8681:2003 determina que as ações sejam quantificadas por seus valores representativos. Para os Estados Limites Últimos os valores representativos podem ser valores característicos, valores característicos nominais, valores reduzidos de combinação, e valores convencionais excepcionais. Para os Estados Limites de Serviço os valores representativos podem ser valores reduzidos e valores raros de serviço. Os valores característicos F_k das ações são definidos em função da variabilidade de suas intensidades, sendo que as ações variáveis que produzem efeitos favoráveis não são consideradas como atuantes na estrutura. Os valores reduzidos de combinação são determinados a partir dos valores característicos usando-se a expressão $\psi_0 F_k$, e levam em conta que a baixa probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes. Os valores convencionais excepcionais geralmente são arbitrados. Os valores reduzidos de serviço $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$ são determinados a partir dos valores característicos, decorrentes de ações que se repetem muitas vezes, e de ações de longa duração. Os valores raros de serviço quantificam as ações que podem acarretar estados limites de serviço.

3.3.1.4 Valores de cálculo

Os valores de cálculo $|F_d|$ das ações são obtidos multiplicando-se os seus valores representativos pelos seus respectivos coeficientes de ponderação γ_f . Sendo

que o índice do coeficiente de ponderação pode ser alterado em função da ação que está sendo considerada em projeto, resultando em γ_g para as ações permanentes, γ_q para as ações diretas variáveis, etc. Quando os Estados Limites de Serviço são considerados, os coeficientes de ponderação das ações são tomados com o valor $\gamma_f = 1,0$.

3.3.2 Tipos de carregamento

O carregamento de uma estrutura é especificado pelo conjunto das ações que têm probabilidade de atuar simultaneamente sobre a mesma durante um período de tempo previamente estabelecido.

Durante a vida útil de uma edificação podem ocorrer carregamentos do tipo normal, especial, e excepcional, além do carregamento de construção, considerado apenas em casos particulares. De acordo com o tempo de duração os tipos de carregamentos podem ser de longa duração ou transitórios.

O carregamento normal decorre do uso previsto para edificação, podendo ter duração igual ao período de referência da estrutura. Os carregamentos especiais são transitórios, com uma duração muito pequena em relação ao período de referência da estrutura, e decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especiais. Os carregamentos excepcionais também são transitórios, porém, com uma duração extremamente curta, podendo provocar efeitos catastróficos. O carregamento de construção é considerado quando existe a possibilidade de ocorrência de estados limites ainda durante a fase de construção da estrutura.

3.3.3 Combinações últimas das ações

Na verificação da segurança quanto aos possíveis estados limites a NBR 8681:2003 recomenda que para cada tipo de carregamento sejam consideradas todas as combinações de ações possíveis, de forma a avaliar os efeitos mais desfavoráveis para as seções críticas da estrutura. As ações permanentes devem figurar em todas as combinações. Já as ações variáveis são consideradas de acordo com o tipo de combinação.

3.3.3.1 Combinações últimas normais

As combinações últimas normais são dadas por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{Qj} F_{Qj,k} \right] \quad (32)$$

onde

$F_{Gi,k}$ – valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ – valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\psi_{Qj} F_{Qj,k}$ – valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

3.3.3.2 Combinações últimas especiais ou de construção

Combinações últimas especiais ou de construção são dadas por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{Qj,ef} F_{Qj,k} \right] \quad (33)$$

onde

$F_{Gi,k}$ – valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ – valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada;

$\psi_{Qj,ef}$ – fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir com a ação principal F_{Q1} .

3.3.3.3 Combinações últimas excepcionais

As combinações últimas excepcionais são dadas por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \psi_{Qj,ef} F_{Qj,k} \quad (34)$$

onde

$F_{Q,exc}$ – valor da ação transitória excepcional, e os demais termos foram definidos nos itens anteriores.

3.3.4 Combinações de serviço das ações

Nas combinações de serviço são consideradas todas as ações permanentes, inclusive as deformações impostas permanentes, e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinações.

3.3.4.1 Combinações quase permanentes de serviço

Nas combinações quase permanentes de serviço todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (35)$$

3.3.4.2 Combinações freqüentes de serviço

Nas combinações freqüentes de serviço a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{Q1,k}$, e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 F_{Qk}$:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (36)$$

3.3.4.3 Combinações raras de serviço

Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor característico $F_{Q1,k}$, e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{Qk}$:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k} \quad (37)$$

3.3.5 Coeficientes de ponderação e fatores de combinação e redução

Os coeficientes de ponderação para as ações permanentes são dados pelas Tabelas 1, 2 e 3 da NBR 8681:2003. Já os coeficientes de ponderação para as ações variáveis são dados pelas Tabelas 4 e 5 dessa norma. As ações variáveis que provocam efeitos favoráveis não devem ser consideradas nas combinações de ações. O coeficiente de ponderação para as ações excepcionais deve ser $\gamma_f = 1,0$. Os valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 são dados na Tabela 6 dessa norma.

3.3.6 Verificação das condições de segurança

A NBR 8681:2003 recomenda que a segurança de uma estrutura seja verificada em relação a todos os possíveis estados admitidos como limites, tanto com relação às condições analíticas quanto às condições construtivas. A verificação das condições analíticas é realizada por meio da comparação dos valores que certos fenômenos tomam na análise estrutural. As variáveis empregadas como parâmetros para estabelecimentos das condições de segurança são de três naturezas: ações, esforços internos, e efeitos estruturais. Já as condições construtivas são satisfeitas quando atendem as exigências contidas nas diversas normas referentes ao tipo de estrutura concebida e aos respectivos materiais considerados.

3.4 Parâmetro de Projeto

3.4.1 Módulo de Elasticidade Longitudinal da Alvenaria

As tensões admissíveis para a alvenaria não armada são baseadas na resistência média de prismas de dois blocos $|f_p|$ aos 28 dias, ou na idade na qual a estrutura está submetida ao carregamento total.

De acordo com CAVALHEIRO (1995), o módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria pode ser estimado por:

$$E_{Alv} = 400 \cdot f_p \quad (38)$$

4 CÁLCULO DA ALVENARIA ESTRUTURAL

4.1 Parâmetros da NBR 10.837:1989 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto

A NBR 10.837:1989 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto fixa as condições exigíveis para o projeto e a execução de obras em alvenaria estrutural. Por analogia utiliza-se esta mesma metodologia para o cálculo e execução da alvenaria estrutural de blocos vazados cerâmicos. Neste item são abordados os parâmetros da norma brasileira para o cálculo da alvenaria estrutural não armada.

4.1.1 Características geométricas das paredes

No projeto de paredes de alvenaria estrutural não armada, dependendo dos parâmetros de projeto disponíveis, a área efetiva para o cálculo das tensões deve ser baseada na área líquida ou na área bruta.

Quanto à altura efetiva das paredes a norma considera duas situações: quando a parede é apoiada na base e no topo, segundo a direção normal ao seu plano médio, a altura efetiva da mesma é equivalente a sua altura real, e quando inexistente apoio no topo, a altura efetiva da parede é equivalente a duas vezes a sua altura acima da base.

Quanto à espessura efetiva das paredes a norma considera duas situações: quando a parede não tem enrijecedores, a espessura efetiva deve ser equivalente a sua espessura real desconsiderando-se os eventuais revestimentos; já a espessura efetiva de uma parede que tem enrijecedores é calculada considerando-se o efeito de flambagem. Se uma parede tiver enrijecedores espaçados em intervalos regulares, a espessura efetiva a ser adotada deve ser o valor obtido ao se multiplicar a espessura real pelos coeficientes da Tabela 4.1, e Figura 4.1, assim:

$$t_{enr} = t_{par} \cdot k \quad (39)$$

onde

t_{enr} – espessura do enrijecedor (m);

t_{par} – espessura da parede enrijecida (m);

k – coeficiente de rigidez.

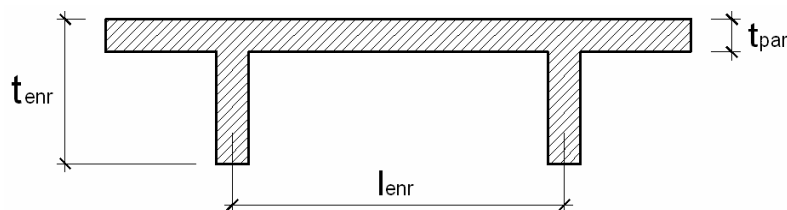


Figura 4.1 – Parede com enrijecedor.

Tabela 4.1 – Parede com enrijecedor.

$\frac{l_{enr} = \text{espaç. do enrijec. (de centro a centro)}}{t_{enr} \text{ espessura do enrijecedor}}$	$\frac{t_{enr} = 1}{t_{pa}}$	$\frac{t_{enr} = 2}{t_{pa}}$	$\frac{t_{enr} = 3}{t_{pa}}$
6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7
10	1,0	1,2	1,4
15	1,0	1,1	1,2
20 ou mais	1,0	1,0	1,0

4.1.2 Verificações Preliminares

4.1.2.1 Estabilidade local das paredes

A esbeltez de uma parede é definida pela relação entre a sua altura efetiva e sua espessura efetiva sendo dada por:

$$\lambda = \frac{h}{t} \quad (40)$$

onde

h – altura efetiva;

t – espessura efetiva;

λ – índice de esbeltez do elemento.

A NBR 10.837:1989 determina que a esbeltez das paredes estruturais não armadas não deve exceder 20.

4.1.2.2 Relação por metro de parede

Segundo GALLEGOS (1989) para cada direção da edificação, seja no sentido transversal ou longitudinal, deve-se ter uma dimensão linear mínima de 4,20% da área total construída, de paredes resistentes ou de contraventamento, considerando-se o número de pavimentos, sendo:

$$RMP = 4,20\% \cdot A_{TCP} \cdot N_p \quad (41)$$

onde

RMP – relação por metro de parede;

A_{TCP} – área total construída por pavimento;

N_p – número de pavimentos da edificação.

A RMP pode ser considerada como um parâmetro a ser usado no cálculo da alvenaria, pois permite avaliar a disposição das paredes resistentes quanto ao equilíbrio da distribuição de cargas entre os elementos da estrutura.

4.1.2.3 Verificação quanto ao tombamento

Considerando-se a resistência dos materiais e conhecendo-se as características físicas e geométricas dos elementos da estrutura, é possível verificar a segurança da edificação quanto ao tombamento (Figura 4.2) por meio da expressão:

$$\left(M_N = N \cdot \frac{L}{2} \right) \geq \left(M_W = W \cdot \frac{H}{2} \right) \quad (42)$$

onde

M_N – momento resistente;

N – peso próprio da estrutura;

L – largura da edificação;

M_W – momento devido ao vento;

W – força do vento;

- H – altura da edificação;
 C – comprimento da mesma.

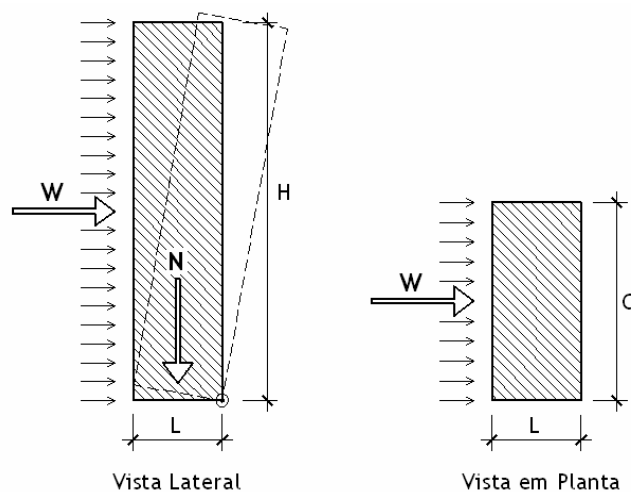


Figura 4.1 – Vista lateral e vista em planta de uma estrutura solicitada ao tombamento.

Uma vez respeitada a relação $M_N > M_w$, a edificação estará segura contra o tombamento. Porém, esta simples verificação não garante que a estrutura e seus elementos resistentes tenham uma adequada rigidez.

4.1.3 Estabilidade Global da Estrutura

A norma brasileira determina que os edifícios de alvenaria devam ser contraventados de tal forma, que não ocorram grandes deslocamentos relativos entre o topo e a base da estrutura. Tal condição é plenamente atendida quando se dispõe de paredes resistentes nos dois sentidos da edificação, de modo a proporcionar estabilidade lateral aos componentes e ao conjunto estrutural, e quando a laje de concreto é calculada como solidária às paredes resistentes, funcionando como um diafragma rígido, transferindo às paredes os esforços oriundos das ações horizontais.

A DIN 1053:1974 apresenta uma expressão que permite verificar se os requisitos acima citados são atendidos:

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{N}{E_{alv} \cdot \sum I}} \quad (43)$$

onde

α – coeficiente de estabilidade global;

H – altura total do prédio;

N – peso total estimado do prédio;

E_{alv} – módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria;

$\sum I$ – somatório dos momentos de inércia dos elementos resistentes.

O projeto estrutural é considerado convenientemente contraventado quando $\alpha \leq 0,6$ para número de pavimentos ≥ 4 , e $\alpha \leq 0,2 + 0,1n$ para o número de pavimentos $1 \leq n \leq 4$.

4.1.4 Seção de parede considerada na resistência às ações horizontais

As ações devidas às forças horizontais e verticais, ou provenientes de efeitos de segunda ordem, são resistidos pelas paredes de contraventamento. Para a distribuição de tais solicitações no cálculo da rigidez relativa das paredes adota-se uma hipótese considerando-se a interseção das mesmas.

A mesa de compressão é assumida quando as paredes interceptadas, perpendiculares à direção do vento, colaboram na rigidez das paredes de contraventamento, formando com essas seções compostas do tipo “L”, “L”, “T”, “Z”, etc. Tais contribuições são quantificadas admitindo-se as abas conforme mostra a Figura 4.3.

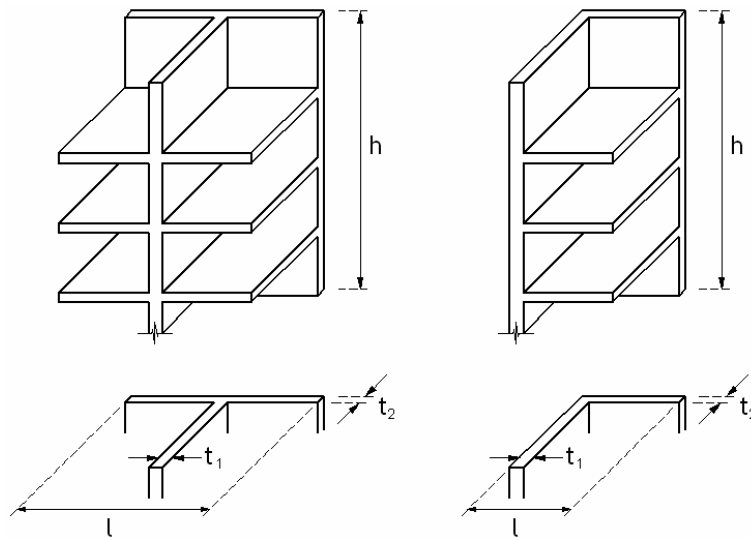


Figura 4.3 – Dimensões efetivas das mesas de compressão.

Para seção “T” a NBR 10837:1989 prescreve que o limite para o comprimento da mesa de compressão não deve exceder 1/6 da altura total da parede acima do nível analisado, e a largura para cada lado do pilar-parede não deve exceder seis vezes a espessura da parede que a intercepta, respectivamente (Figura 4.3), ou seja:

$$l \leq \frac{h}{6} \quad (44)$$

$$l < 12 \cdot t_2 + t_1 \quad (45)$$

Para seção “L” ou “L” o comprimento da mesa de compressão não deve exceder 1/16 da altura total da parede acima do nível analisado, ou seis vezes a espessura da parede interceptante, respectivamente (Figura 4.3), isto é:

$$l \leq \frac{h}{16} \quad (46)$$

$$l \leq 6 \cdot t_2 + t_1 \quad (47)$$

4.1.5 Ação equivalente ao Desaprumo

Na determinação das solicitações a NBR 10837:1989 prevê a verificação dos estados provocados pelas excentricidades devidas ao desaprumo durante a construção. A consideração dessa ação pode ser feita determinando-se o desvio angular do desaprumo da edificação com relação à base $|\phi|$. A partir deste valor, é possível determinar a intensidade da força horizontal equivalente ao desaprumo $|q_d|$, que produz o mesmo momento gerado pelas cargas verticais excêntricas (Figura 4.4).

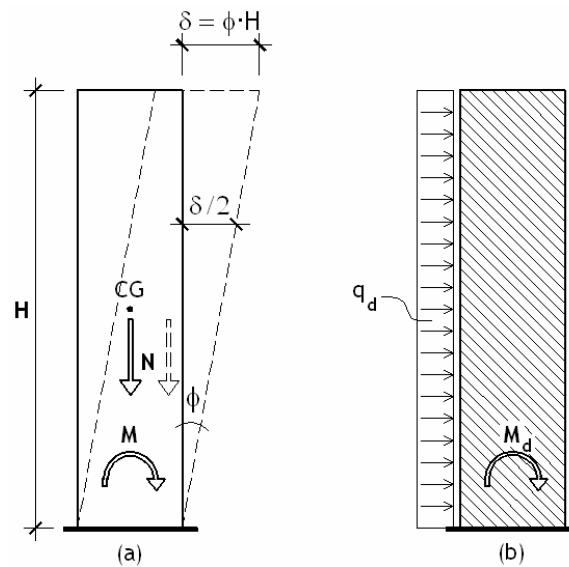


Figura 4.4 – Ação horizontal equivalente ao desaprumo da estrutura.

O desvio angular do desaprumo da edificação em relação à base $|\phi|$ é determinado em função do deslocamento do topo $|\delta|$ e da altura total $|H|$, dada por:

$$\phi = \frac{\delta}{H} \quad (48)$$

O momento M gerado pela força correspondente ao peso da edificação $|N|$, e o deslocamento do topo $|\delta|$, e o momento M_d gerado pela força horizontal equivalente ao desaprumo $|q_d|$, são obtidas pelas seguintes expressões:

$$M = N \cdot \frac{\delta}{2} \quad (49)$$

$$M_d = \frac{(q_d \cdot H^2 \cdot C)}{2} \quad (50)$$

onde

M_d – momento;

q_d – força horizontal equivalente ao desaprumo;

H – altura total da edificação;

C – comprimento da edificação.

Igualando-se as expressões (49) e (50) obtém-se força horizontal equivalente ao desaprumo $|q_d|$:

$$N \cdot \frac{\delta}{2} = \frac{(q_d \cdot H^2 \cdot C)}{2} \quad (51)$$

$$q_d = \frac{N \cdot \delta}{H^2 \cdot C} \quad (52)$$

Como a expressão (48) em (52) obtém-se a força horizontal equivalente ao desaprumo em função do ângulo $|\phi|$:

$$q_d = \frac{N \cdot \phi}{H \cdot C} \quad (53)$$

O desaprumo também pode ser considerado tomando-se por base o que especifica a DIN 1053:1974 – Alvenaria: cálculo e execução, onde o desvio angular do desaprumo da estrutura em relação à base $|\phi|$ é tomado em função da altura da edificação:

$$\phi = \frac{1}{(100 \cdot \sqrt{H})} \quad (54)$$

Substituindo-se a expressão (54) em (53), obtém-se uma nova equação para força horizontal correspondente ao desaprumo:

$$q_d = \frac{N}{100 \cdot C \cdot H \cdot \sqrt{H}} \quad (55)$$

Na determinação do esforço lateral total da edificação, a força horizontal correspondente ao desaprumo deve ser somada à força horizontal correspondente à pressão dinâmica do vento, assim a expressão (28) é reescrita da seguinte forma:

$$F = C_a \cdot (q_w + q_d) \cdot A \quad (56)$$

4.1.6 Dimensionamento dos elementos e esforços resistentes

4.1.6.1 Compressão axial

De acordo com a NBR 10837:1989 as cargas admissíveis em paredes de alvenaria não armada devem ser calculadas considerando-se o valor de f_p , que é a resistência média dos prismas, a altura efetiva h , a espessura efetiva t ; e a área A , então:

$$P_{adm} = 0,20 \cdot f_p \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \cdot A \quad (57)$$

4.1.6.2 Flexão simples

A norma brasileira recomenda que o cálculo das paredes de alvenaria submetidas a esforços de flexão simples seja feito em função das cargas de serviço sem majoração, e das respectivas tensões admissíveis indicados na Tabela 4.2.

4.1.6.3 Flexão composta

As tensões devidas à flexão composta na alvenaria podem ser calculadas supondo uma seção não fissurada, desde que a excentricidade resultante não exceda 1/6 da espessura efetiva da parede, nos componentes de blocos maciços, ou o valor que produza tração nos componentes de blocos vazados. A NBR 10837:1989 estabelece que os elementos de alvenaria não armada, quando submetidos às condições de carregamentos combinados, são dados por:

$$\frac{f_{Alv,c}}{\bar{f}_{Alv,c}} + \frac{f_{Alv,f}}{\bar{f}_{Alv,f}} \leq 1 \quad (57)$$

onde

$f_{alv,c}$ – tensão de compressão axial atuante;

$\bar{f}_{alv,c}$ – tensão de compressão admissível calculada;

$f_{alv,f}$ – tensão de compressão atuante devido à flexão;

$\bar{f}_{alv,f}$ – tensão de compressão admissível devido à flexão.

A tensão de compressão axial $|f_{Alv,c}|$ é obtida em função da força que atua na parede, e da área bruta da seção transversal:

$$f_{Alv,c} = \frac{f}{b \cdot t} \quad (58)$$

onde

f – força atuante;

b – comprimento;

t – espessura efetiva.

A tensão de compressão atuante devido à flexão $|f_{Alv,f}|$ é obtida em função do momento fletor atuante $|M|$, e do módulo resistente da parede $|W|$:

$$f_{av,f} = \frac{M}{W} \quad (59)$$

como

$$W = \frac{I}{y} \quad (60)$$

onde

I – momento de inércia do elemento;

y – metade da altura da parede, ou seja, $h/2$.

Substituindo-se a expressão (60) na expressão (59) tem-se:

$$f_{av,f} = \frac{M \cdot y}{I} \quad (61)$$

4.1.6.4 Esforço cortante horizontal

A tensão de cisalhamento de referência $|\tau_{alv}|$ dos elementos de alvenaria solicitados por esforço cortante horizontal não pode ser maior do que a tensão admissível na alvenaria não armada, conforme valores indicados na Tabela 4.2, donde:

$$\tau_{alv} = \frac{V}{b \cdot t_e} \quad (62)$$

onde

V – esforço cortante;

b – largura efetiva da seção transversal;

t_e – espessura efetiva.

Sendo:

$$t_e = \frac{A_l}{40} \quad (63)$$

onde

A_l – área líquida do bloco.

De acordo com a NBR 10.837:1989 na Tabela 4.2 são dados os limites para as tensões admissíveis na alvenaria não armada.

Tabela 4.2 – Tensões admissíveis na alvenaria não armada.

Tipo de Solicitação	Construção de Blocos Vazados		Construção de Blocos Maciços	
	Tensão admissível (MPa)			
	$12,0 \leq f_a \leq 17,0$	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$	$12,0 \leq f_a \leq 17,0$	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$
Compressão simples	$0,20 \cdot f_p$ ou $(0,288 \cdot f_{pa})^*$			
Compressão na flexão				
Tração na flexão:				
- Normal à fiada	0,15	0,10	0,25	0,20
- Paralela à fiada	0,30	0,20	0,55	0,40
Cisalhamento	0,25	0,15	0,25	0,15

* Valor admissível quando utilizada a resistência da parede.

4.2 Parâmetros da BS 5628:1992 – Part 1. Structural use of unreinforced masonry

Neste capítulo são apresentadas algumas prescrições da BS 5628:1992 – Code of Practice for Structural Use of Masonry – Part I, relevantes à análise de edifícios de alvenaria estrutural não armada.

4.2.1 Combinação de cargas para o Estado Limite Último

4.2.1.1 Coeficientes parciais de segurança para cargas de projeto

De acordo com a norma britânica a combinação de cargas para o Estado Limite Último é obtida com procedimentos de cálculo, onde as cargas de projeto são multiplicadas por coeficientes parciais de segurança $|\gamma_f|$, conforme os valores dispostos na Tabela 4.3, onde: G_k é a carga permanente, Q_k é a carga acidental, W_k é a ação do vento, e E_n é o empuxo de terra ou de água. A carga de projeto será a resultante da combinação mais desfavorável para cada pavimento da estrutura.

Tabela 4.3 – Cargas de Projeto: coeficientes parciais de segurança.

Combinação	Carga			
	G_k	Q_k	W_k	E_n
$G_k + Q_k + E_n$	0,90 ou 1,40	1,60	-	1,40
$G_k + W_k + E_n$	0,90 ou 1,40	-	1,40 ou $0,015 \cdot G_k^*$	1,40
$G_k + Q_k + W_k + E_n$	1,20	1,20	1,20 ou $0,015 \cdot G_k^*$	1,20
$G_k + Q_k + W_k$	0,95 ou 1,05	0,35	0,35 ou 1,05	-

(*) Deve ser adotado o maior valor.

4.2.2 Coeficiente parcial de segurança para resistência dos materiais.

De acordo com a norma britânica o valor do coeficiente parcial de segurança da resistência dos materiais $|\gamma_m|$ é dependente do grau de controle exercido durante a fabricação das unidades e da qualidade da argamassa usada durante a construção da obra, reconhecendo-se para cada caso diferentes níveis de controle.

Quanto ao controle de fabricação a norma britânica considera as categorias normal e especial de fabricação. A categoria normal de fabricação é assumida quando o fornecedor é capaz de atender os requisitos de resistência à compressão, seguindo as recomendações das normas britânicas, mas não atendendo os requisitos da categoria especial de fabricação, que é assumida quando o fabricante concorda em fornecer remessas das unidades estruturais, a um limite de aceitação específico para a resistência à compressão.

Quanto ao controle de construção a norma britânica considera as categorias normal e especial de construção. A categoria normal de construção é assumida quando os trabalhos são realizados seguindo as recomendações das normas britânicas, incluindo-se uma adequada supervisão e inspeção, de modo que o construtor garanta que as especificações de projeto sejam atendidas, procedendo-se a visitas regulares, ou a sua permanência na obra. A categoria especial de construção tem as seguintes características adicionais: especificação, supervisão e o controle da obra devem assegurar que a mesma seja compatível com o uso conveniente dos coeficientes parciais de segurança, e que as argamassas usadas sejam ensaiadas preliminarmente.

Na Tabela 4.4 são apresentados os coeficientes parciais de segurança da resistência dos materiais, de acordo com as categorias de fabricação e de construção.

Tabela 4.4 – Coeficientes parciais de segurança da resistência dos materiais.

Categoria de controle da fabricação das unidades estruturais	Categoria de controle de qualidade da construção	
	Especial	Normal
Especial	2,5	3,1
Normal	2,8	3,5

Quando a alvenaria ensaiada estiver em conformidade com as recomendações prescritas pela BS 5628:1992, os coeficientes parciais de segurança da resistência dos materiais podem ser multiplicados por 0,9. O coeficiente parcial de segurança da alvenaria ao cisalhamento $|\gamma_{mv}|$, deve ser 2,5 quando usadas argamassas não menos resistentes que a do tipo iv. Quando considerados os prováveis efeitos de uso indevido ou de danos acidentais, o valor de $|\gamma_{mv}|$ reduz-se para 1,25.

4.2.3 Resistência característica à compressão da alvenaria

A resistência à compressão da alvenaria depende basicamente da resistência à compressão dos elementos que a constituem, ou seja, da argamassa e das unidades estruturais. Na Tabela 1 da norma britânica encontram-se dispostos os requisitos para as argamassas. Nessa tabela as mesmas são divididas em quatro categorias, denominadas (i), (ii), (iii) e (iv), sendo apresentadas às proporções dos materiais constituintes, e as resistências médias à compressão obtidas aos 28 dias, obtidas por meio de ensaios de laboratório e de campo.

A BS 5628:1992 especifica que para alvenarias com assentamento e amarração normais, definidas em termos de geometria, resistência à compressão das unidades, e tipo de argamassamento, pode-se assumir os valores de f_k apresentados na sua Tabela 2. Os referidos valores são provenientes das áreas brutas das unidades, cuja razão entre a altura e a menor dimensão horizontal da unidade $|h/c|$ varia de 0,6 a 4,0, e ensaiados em laboratório, aos 28 dias de idade. Observa-se que tais valores não consideram os efeitos de esbelteza das paredes, nem as espessuras das juntas.

4.2.4 Resistência característica à flexão da alvenaria

De modo geral, nenhuma tensão de flexão direta deve ser permitida à alvenaria. Porém, quando são considerados efeitos de danos acidentais, ou quando forças de sucção devido às cargas do vento são transmitidas às paredes, a norma britânica permite utilizar para tensão direta, a metade dos valores dispostos em sua Tabela 3. Em nenhuma circunstância a combinação de flexão e tensão direta pode exceder os valores da resistência característica à flexão da alvenaria $|f_{kx}|$, apresentados nesta tabela.

4.2.5 Resistência característica ao cisalhamento da alvenaria

A norma britânica estabelece que a resistência característica ao cisalhamento da alvenaria $|f_v|$, no plano horizontal, pode ser assumida como $0,35 + 0,60 \cdot g_a$ (MPa), com um valor máximo de 1,75 MPa para paredes construídas com argamassa do tipo (i) e (ii), ou $0,15 + 0,60 \cdot g_a$ (MPa) com um valor máximo de 1,40 MPa para paredes construídas com argamassa do tipo (iii) ou (iv), onde g_a é a carga vertical de projeto por unidade de área da seção de parede do plano horizontal.

No plano vertical a resistência característica ao cisalhamento da alvenaria $|f_v|$, pode ser tomada como 0,70 MPa para as argamassas do tipo (i) e (ii), e 0,50 MPa para as argamassas do tipo (iii) ou (iv); no caso da alvenaria de blocos maciços de concreto com resistência mínima de 7 MPa, a resistência característica ao cisalhamento pode ser assumida como 0,35 MPa para as argamassas do tipo (i), (ii) e (iii).

4.2.6 Considerações sobre a espessura e a altura das paredes

A norma britânica estabelece que o coeficiente de esbeltez $|\lambda|$ definido pela expressão (40), não deve ultrapassar 27, exceto nos casos de paredes com espessuras inferiores a 90 mm, ou em edifícios com mais de dois pavimentos, onde o coeficiente não deve ultrapassar 20.

A altura efetiva de uma parede está diretamente relacionada com o grau de restrição oferecido pelos suportes laterais (lajes e vigas), sendo que a mesma pode ser

determinada pela teoria de flambagem de Euler. Para determinação da altura efetiva de uma parede resistente a norma britânica estabelece que sejam consideradas a esbelteza relativa dos elementos da estrutura conectados à parede, e a eficiência de suas conexões. A mesma pode ser tomada como 0,75 da distância livre entre os apoios laterais que asseguram uma resistência reforçada ao movimento lateral, ou a distância livre entre os apoios laterais que asseguram uma resistência simples.

A norma britânica estabelece que a espessura efetiva de uma parede seja a sua própria espessura. Mas quando a parede for enrijecida por pilar, ou interseccionar paredes, essa norma estabelece que a espessura efetiva da parede $|t_{enr}|$, seja determinada pela expressão (39), conforme Figura (4.1), onde o respectivo coeficiente de rigidez é obtido da Tabela 4.5, desde que a referida intersecção seja equivalente a de pilares de igual largura, e de espessura igual a três vezes a da parede enrijecida.

Tabela 4.5 – Coeficientes de rigidez para parede enrijecidas por pilares.

Relação entre o espaçamento do enrijecedor (centro a centro) e a espessura do enrijecedor	Relação entre a espessura do enrijecedor e a espessura da parede a qual está ligado		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

4.2.7 Excentricidade na parede

A excentricidade de carregamento de uma parede pode ser considerada como sendo transmitida por um único pavimento, aplicada a um terço da profundidade da área de apoio da face carregada. Tal excentricidade pode ser calculada sobre a hipótese de que a carga total vertical sobre a parede esteja imediatamente alinhada acima do apoio lateral.

4.2.8 Parede sujeita à carga lateral

De acordo com a norma britânica, na determinação da resistência de cálculo da alvenaria deve-se considerar a resultante vertical de todas as cargas que atuam com excentricidade no plano da parede, aplicando-se um coeficiente de redução de capa-

cidade $|\beta|$, apresentados na Tabela 7 da BS 5628:1992. Os efeitos de excentricidade até o valor de $0,05 \cdot t$ são desprezados. Assim, a resistência de cálculo de uma parede pode ser determinada por:

$$f_{Alv} = \frac{\beta \cdot t \cdot f_k}{\gamma_m} \quad (64)$$

onde

f_{Alv} – resistência de cálculo da alvenaria;

β – coeficiente de redução de capacidade;

f_k – resistência característica à compressão da alvenaria;

γ_m – coeficiente parcial de segurança do material;

t – espessura da parede.

4.2.9 Parede sujeita a força de cisalhamento

Quando são previstas tensões de cisalhamento provocadas por forças horizontais que atuam no plano das paredes resistentes, precauções para que o Estado Limite Último de cisalhamento não seja alcançado deve-se verificar a seguinte condição:

$$v_h = \frac{f_v}{\gamma_{mv}} \quad (65)$$

onde

v_h – tensão de cisalhamento de cálculo;

γ_{mv} – coeficiente parcial de segurança da alvenaria ao cisalhamento;

f_v – resistência característica ao cisalhamento da alvenaria.

A tensão de cisalhamento é determinada por:

$$v_h = \gamma_f \cdot \frac{V}{A_t} \quad (66)$$

onde

γ_f – coeficiente parcial de segurança para carga;

V – esforço cortante;

A_1 – área líquida da seção transversal da parede.

4.2.10 Seção de parede considerada na resistência de ações horizontais.

Na avaliação da seção transversal de uma parede considerada na resistência ao momento, o comprimento saliente da mesa de compressão a partir da face do pilar deve ser tomado como quatro vezes a espessura da parede que forma a mesa de compressão quando a mesma tiver extremidade livre, ou seis vezes a espessura da parede que forma a mesa de compressão quando a mesma for contínua, mas em nenhum caso, a uma dimensão superior a metade da distância entre os apoios (Figura 4.3), assim:

$$B = 4 \cdot t_2 + t_1 \quad (67)$$

$$B = 12 \cdot t_2 + t_1 \quad (68)$$

onde

B – comprimento da mesa de compressão;

t_2 – espessura da parede que forma a mesa de compressão;

t_1 – espessura da parede interceptada.

5 ANÁLISE DE CASO

5.1 Apresentação

Neste capítulo é apresentada a edificação modelo em alvenaria estrutural não armada, considerada nos procedimentos de cálculo segundo a NBR 10837:1989 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, a BS 5628:1992 – Code of practice for structural use of masonry – Part I, e na análise numérica computacional por meio do método dos elementos finitos, visando a verificação das tensões atuantes nos elementos de contraventamento da estrutura.

5.2 Características da edificação

A edificação é composta por oito pavimentos tipo em alvenaria estrutural não armada, com lajes de entre pisos e estrutura de fundações em concreto armado. Suas dimensões em planta são de 13,23 m de comprimento por 6,03 m de largura, perfazendo uma área total construída de 79,78 m² por pavimento. Tem três ambientes internos, denominados salas 01, 02 e 03, respectivamente, conforme mostra a Figura 5.1.

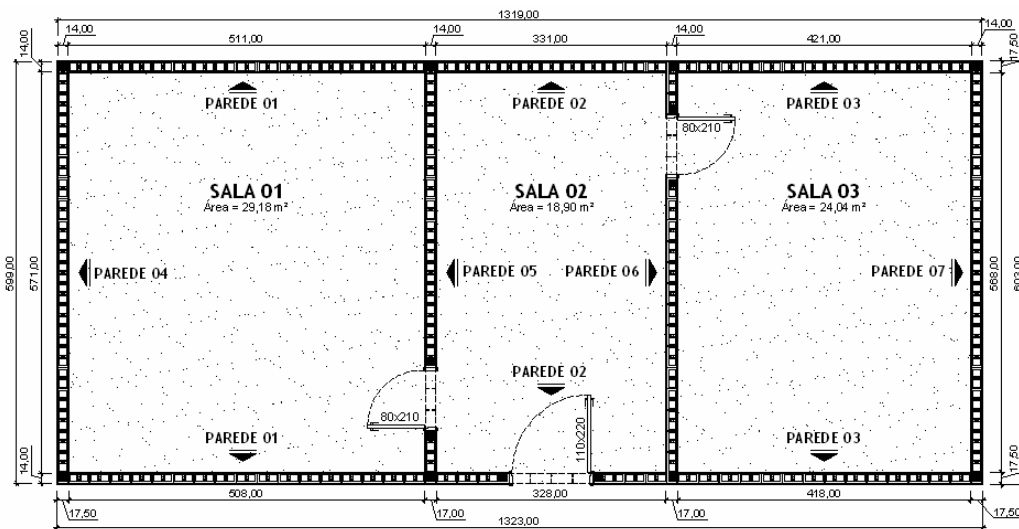


Figura 5.1 – Planta baixa da primeira fiada.

A edificação tem um pé-direito de 2,88 m por nível de pavimento. Na última laje, ou laje de cobertura, existe uma platibanda com altura de 1,20 m. A altura da edificação perfaz um total de 25,20 m. As Figuras 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5 mostram as paredes estruturais 01, 02, 03, 04, 05, 06 e 07 dessa edificação, com o detalhamento da 1ª e 2ª fiadas, e suas respectivas elevações.

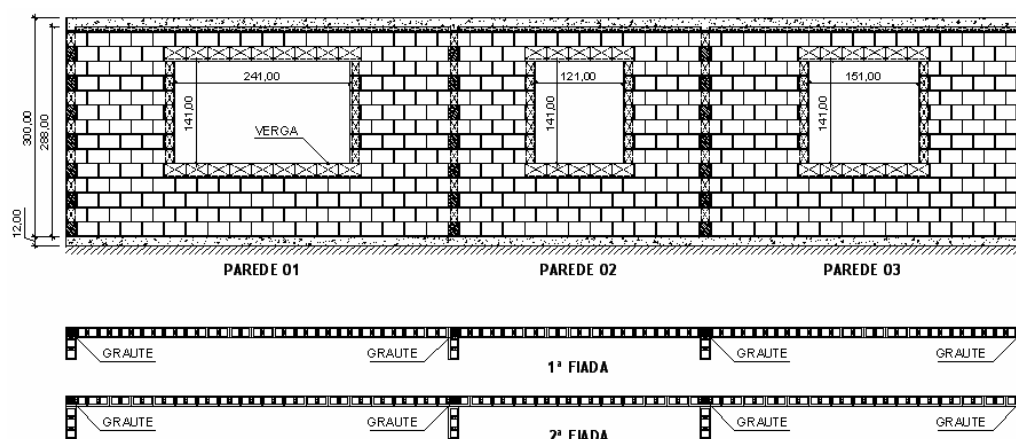


Figura 5.2 – Paredes 01, 02, e 03 – Detalhe da 1ª e 2ª fiadas e elevação.

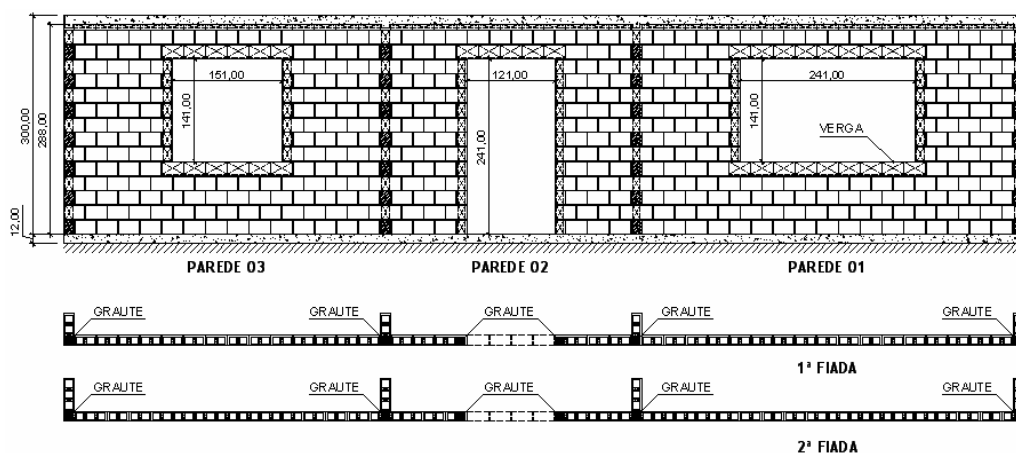


Figura 5.3 – Paredes 03, 02, e 01 – Detalhe da 1ª e 2ª fiadas e elevação.

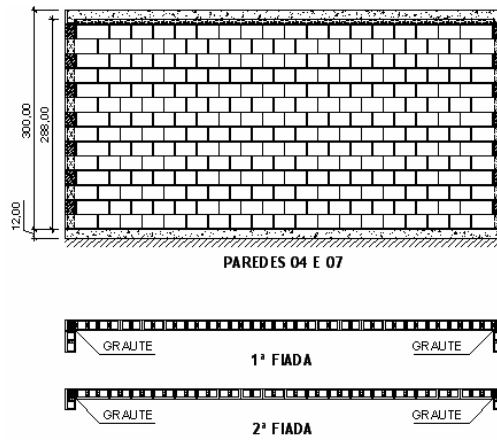


Figura 5.4 – Paredes 04 e 07 – Detalhe da 1ª e 2ª fiadas e elevação.

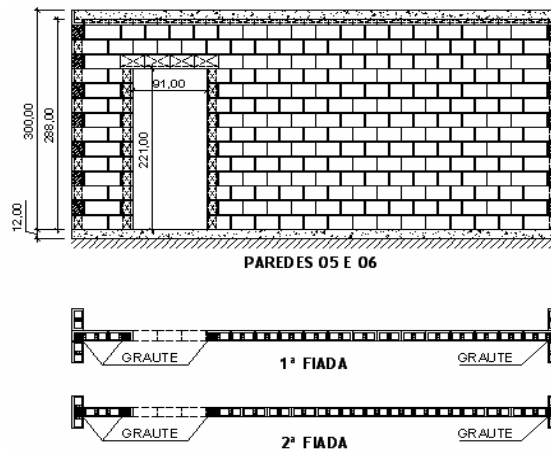


Figura 5.5 – Paredes 05 e 06 – Detalhe da 1ª e 2ª fiadas e elevação.

A Figura 5.6 mostra a família de blocos estruturais cerâmicos considerada na concepção e modulação da estrutura da edificação modelo. Os referidos elementos tem largura nominal de 14,00 cm e uma altura de 19,00 cm.

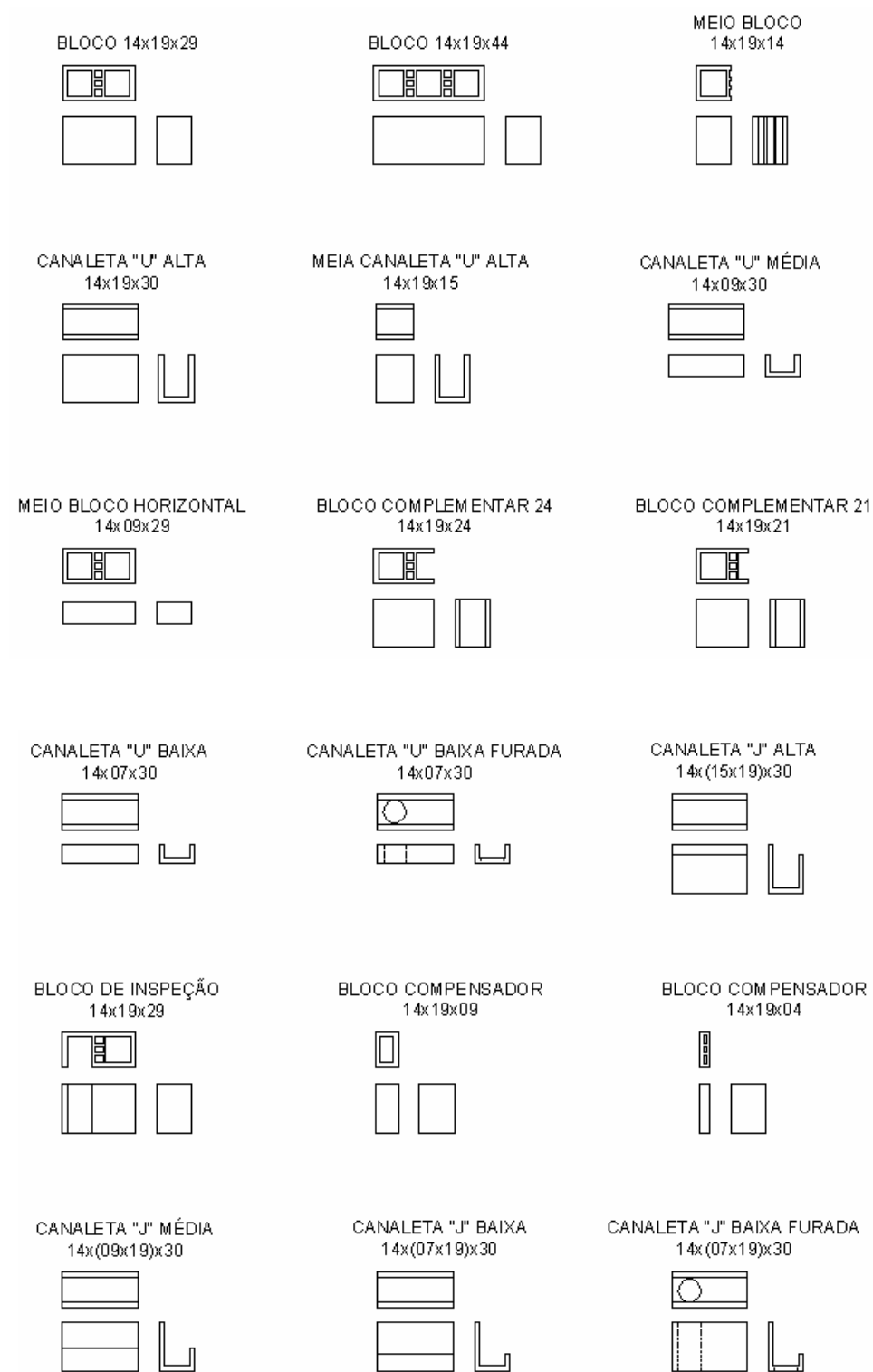


Figura 5.6 – Família de blocos estruturais cerâmicos.

A espessura do revestimento interno das paredes é de 1,50 cm, e a do revestimento externo é de 2,00 cm. Assim, a espessura total das paredes externas com revestimento é de 17,50 cm, e a espessura das paredes internas com revestimento é de 17,00 cm.

No cálculo das ações gravitacionais atuantes na estrutura, foram consideradas as cargas dispostas na Tabela 11.1 dos Anexos, de acordo com a NBR 6120:1980. Na determinação das reações das lajes as salas que compõem o pavimento tipo da edificação foram divididas em charneiras plásticas (Figuras 11.1 e 11.2), nas quais foram aplicados os devidos carregamentos, sendo obtidas as reações de cada uma das paredes, conforme consta da memória de cálculo apresentada nas Tabelas 11.3 a 11.7 dos Anexos. Nas Tabelas 11.8 a 11.14 dos Anexos são apresentados os carregamentos das alvenarias para cada um dos pavimentos da edificação modelo, sendo que nas Tabelas 5.1 a 5.7 os mesmos são apresentados de forma sintetizada, onde Gk (C.P.) é o carregamento permanente, e Qk (C.A.) é a sobrecarga de utilização da estrutura.

Tabela 5.1 – Carregamento da Parede 01.

Nível do Piso Considerado (Pvto)	CARGA KN/m			
	Gk (C.P.)	Σ C.P.	Qk (C.A.)	Σ C.A.
8°	14,23	14,23	1,40	1,40
7°	11,83	26,06	1,40	2,81
6°	11,83	37,89	1,40	4,21
5°	11,83	49,72	1,40	5,61
4°	11,83	61,56	1,12	6,74
3°	11,83	73,39	0,84	7,58
2°	11,83	85,22	0,56	8,14
Térreo	11,83	97,05	0,56	8,70

Tabela 5.2 – Carregamento da Parede 02.

Nível do Piso Considerado (Pvto)	CARGA KN/m			
	Gk (C.P.)	Σ C.P.	Qk (C.A.)	Σ C.A.
8°	12,18	12,18	0,72	0,72
7°	9,64	21,82	0,72	1,43
6°	9,64	31,46	0,72	2,15
5°	9,64	41,10	0,72	2,86
4°	9,64	50,74	0,57	3,44
3°	9,64	60,38	0,43	3,87
2°	9,64	70,02	0,29	4,15
Térreo	9,64	79,66	0,29	4,44

Tabela 5.3 – Carregamento da Parede 03.

Nível do Piso Considerado (Pvto)	CARGA KN/m			
	Gk (C.P.)	Σ C.P.	Qk (C.A.)	Σ C.A.
8°	13,49	13,49	1,15	1,15
7°	11,04	24,54	1,15	2,31
6°	11,04	35,58	1,15	3,46
5°	11,04	46,63	1,15	4,62
4°	11,04	57,67	0,92	5,54
3°	11,04	68,71	0,69	6,23
2°	11,04	79,76	0,46	6,70
Térreo	11,04	90,80	0,46	7,16

Tabela 5.4 – Carregamento da Parede 04.

Nível do Piso Considerado (Pvto)	CARGA KN/m			
	Gk (C.P.)	Σ C.P.	Qk (C.A.)	Σ C.A.
8°	15,68	15,68	1,89	1,89
7°	13,38	29,06	1,89	3,77
6°	13,38	42,44	1,89	5,66
5°	13,38	55,82	1,89	7,54
4°	13,38	69,19	1,51	9,05
3°	13,38	82,57	1,13	10,19
2°	13,38	95,95	0,75	10,94
Térreo	13,38	109,33	0,75	11,69

Tabela 5.5 – Carregamento da Parede 05.

Nível do Piso Considerado (Pvto)	CARGA KN/m			
	Gk (C.P.)	Σ C.P.	Qk (C.A.)	Σ C.A.
8°	23,00	23,00	5,34	5,34
7°	24,11	47,11	5,34	10,67
6°	24,11	71,22	5,34	16,01
5°	24,11	95,33	5,34	21,34
4°	24,11	119,44	4,27	25,61
3°	24,11	143,55	3,20	28,81
2°	24,11	167,66	2,13	30,95
Térreo	24,11	191,77	2,13	33,08

Tabela 5.6 – Carregamento da Parede 06.

Nível do Piso Considerado (Pvto)	CARGA KN/m			
	Gk (C.P.)	Σ C.P.	Qk (C.A.)	Σ C.A.
8°	21,97	21,97	4,99	4,99
7°	23,01	44,98	4,99	9,98
6°	23,01	67,99	4,99	14,97
5°	23,01	91,00	4,99	19,96
4°	23,01	114,01	3,99	23,96
3°	23,01	137,02	2,99	26,95
2°	23,01	160,02	2,00	28,95
Térreo	23,01	183,03	2,00	30,95

Tabela 5.7 – Carregamento da Parede 07.

Nível do Piso Considerado (Pvto)	CARGA KN/m			
	Gk (C.P.)	Gk (C.P.)	Gk (C.P.)	Gk (C.P.)
8º	12,35	12,35	1,69	1,69
7º	12,74	25,09	1,69	3,38
6º	12,74	37,83	1,69	5,07
5º	12,74	50,57	1,69	6,76
4º	12,74	63,31	1,35	8,11
3º	12,74	76,05	1,01	9,12
2º	12,74	88,79	0,68	9,80
Térreo	12,74	101,53	0,68	10,47

5.3 Ação do vento na estrutura do edifício modelo

A ação do vento sobre a estrutura da edificação foi calculada em conformidade com a NBR 6123:1988. Tendo em vista a geometria esbelta do mesmo, para a determinação das forças devidas ao vento, considerou-se apenas o lado da edificação que possui a maior área de fachada, e os seguintes fatores de projeto:

- velocidade básica do vento da cidade de Santa Maria, Estado do Rio Grande do Sul, onde $V_0 = 45 \text{ m/s} = 162 \text{ km/h}$;
- fator topográfico $S_1 = 1,00$, correspondente a terreno plano ou quase plano;
- fator de rugosidade do terreno S_2 :
 - Categoria IV, correspondente à zona urbanizada de cidades pequenas e seus arredores;
 - Classe B, com duração das rajadas de 5 s, onde estão incluídas todas as edificações ou partes de uma edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal encontra-se entre 20 m e 50 m;
 - Parâmetros meteorológicos: $b = 0,85$, $p = 0,125$ e $F_r = 0,98$, conforme Tabela 01 da NBR 6123:1988.
- fator estatístico $S_3 = 1,00$, correspondente ao Grupo 2, conforme Tabela 03 da NBR 6123:1988.

Com as expressões (29), (30) e (31) foram determinados: o fator de rugosidade do terreno S_2 , a velocidade característica do vento V_k , e a pressão de obstrução q_w , conforme os valores apresentados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Pressão de obstrução.

Pavimento	Altura Z (m)	S_2	V_k (m/s)	q_w (N/m ²)
Térreo	03,00	0,72	32,40	643,50
2º	06,00	0,72	32,40	643,50
3º	09,00	0,72	32,40	643,50
4º	12,00	0,85	38,35	901,51
5º	15,00	0,88	39,43	953,23
6º	18,00	0,90	40,34	997,69
7º	21,00	0,91	41,13	1036,88
8º	24,00	0,93	41,82	1072,08
Platibanda	25,20	0,94	42,08	1085,24

5.4 Ação equivalente ao desaprumo

No cálculo da intensidade equivalente ao desaprumo, considerando-se uma força lateral uniformemente distribuída, que produz o mesmo momento gerado pelas cargas verticais excêntricas, foram tomadas as características da edificação em estudo, e os dados da Tabela 11.1 dos Anexos, determinando-se o peso total da edificação $N = 5448,78$ kN, conforme conta da memória de cálculo apresentada na Tabela 11.2 dos Anexos, sendo o comprimento da edificação $C = 13,23$ m, e a altura total $H = 25,20$ m, calcula-se com a expressão (55) a força horizontal equivalente ao desaprumo da construção, donde:

$$q_d = \frac{5448,78}{100 \cdot 13,23 \cdot 25,20 \cdot \sqrt{25,20}} = 0,033 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (69)$$

5.5 Solicitações devidas à ação do vento e a ação equivalente ao desaprumo

Considerando-se para a expressão (56), e os valores correspondentes à ação dinâmica do vento dispostos na Tabela 5.8, o valor correspondente à força horizontal devido ao desaprumo da construção, $q_d = 0,033 \text{ kN} / \text{m}^2$, e admitindo-se o coeficiente

de arrasto $C_a = 1,40$, calculam-se as forças laterais e os momentos acumulados devido à ação do vento e ao desaprumo da construção (Tabela 5.9).

Tabela 5.9 – Solicitações laterais acumuladas devido à ação do vento e desaprumo da construção.

Pavimento	Força Lateral Acumulada (KN)	Momento Fletor Acumulado (KN·m)
8°	85,93	180,46
7°	142,62	513,43
6°	194,64	992,65
5°	241,02	1590,70
4°	280,27	2270,21
3°	240,42	2308,05
2°	277,99	3085,66
Térreo	315,55	3975,98

5.6 Cálculo da alvenaria estrutural para o edifício modelo

O cálculo da alvenaria estrutural para o edifício modelo composta por blocos cerâmicos vazados, foi realizado em conformidade com as especificações da NBR 10837:1989, e os procedimentos de cálculo apresentados a seguir.

5.6.1 Verificações preliminares

5.6.1.1 Estabilidade local dos elementos

Conhecendo-se a altura efetiva da parede $h = 288$ cm, e sua espessura efetiva $t = 14$ cm, tem-se o índice de esbeltez do elemento:

$$\lambda = \frac{288}{14} = 20,57 \quad (70)$$

Verifica-se que $\lambda = 20,57 > 20,00$. Logo, para que a esbeltez do elemento respeite esse parâmetro de projeto é necessário diminuir o pé-direito da edificação, ou substituir o tipo de bloco adotado. Mantendo-se as referidas características, será necessária a utilização de enrijecedores nas paredes da edificação. Como o objetivo deste trabalho é a análise das tensões atuantes nas paredes de contraventamento, prossegue-se o cálculo, mantendo-se a altura efetiva da parede.

5.6.1.2 Relação metro de parede

Conhecendo-se a área total da edificação em planta $A = 79,78 \text{ m}^2$, a dimensão linear total de paredes no sentido transversal $L_t = 24,12 \text{ m}$, a dimensão linear total de paredes no sentido longitudinal $L_l = 26,46 \text{ m}$, foi calculada por meio da expressão (41), a relação por metro de parede, conforme mostram os dados da Tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Relação metro linear de parede.

Área total construída por pavimento = 79,78 m ²	RMLP (m)		
	PAVIMENTO	8	26,81
7		23,46	Satisfaz
6		20,10	Satisfaz
5		16,75	Satisfaz
4		13,40	Satisfaz
3		10,05	Satisfaz
2		6,70	Satisfaz
1		3,35	Satisfaz

Verifica-se que em ambos os sentidos (transversal e longitudinal), a relação por metro de parede não é satisfeita para o 8º pavimento da edificação, mesmo assim, os procedimentos de cálculo seguem considerando-se os oito pavimentos da edificação.

5.6.1.3 Verificação quanto ao tombamento

Na verificação quanto ao tombamento da edificação foram consideradas as cargas verticais dispostas na Tabela 11.1 dos Anexos. O peso total da estrutura é de 5.448,78 kN, conforme Tabela 11.2 dos Anexos. Assumindo-se uma carga referencial máxima de 1,50 kN/m², para ação do vento que atua na maior face da edificação determinou-se uma resultante de 500,09 kN. Logo, considerando-se as dimensões da edificação, determinou-se o momento resistente $|M_N|$, e o momento devido ao vento $|M_W|$, conforme a expressão (42), equivalentes a $M_N = 16.428,07 \text{ kN}\cdot\text{m}$, e $M_W = 6.301,13 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Verificando-se que o momento resistente $|M_N|$ é maior que o momento devido ao vento $|M_W|$, estando, portanto, a edificação segura contra o tombamento.

5.6.2 Estabilidade Global da Estrutura

5.6.2.1 Coeficiente de Estabilidade

Conhecendo-se a altura total da edificação $H = 25,20$ m, o peso total da estrutura, $N = 5448,78$ kN, o módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria $E_{Alv} = 24 \times 10^5$ kN/m², e o somatório dos momentos de inércia dos elementos resistentes ao momento devido ao vento na direção considerada $\Sigma I = 22,11$ m⁴ (Tabela 5.12), calcula-se com a expressão (43) o coeficiente de estabilidade global da estrutura.

$$\alpha = 25,20 \cdot \sqrt{\frac{5448,78}{24 \times 10^5 \cdot 22,11}} = 0,25536 \quad (71)$$

Tendo em vista que o coeficiente de estabilidade global da estrutura $\alpha = 0,25536 < 0,60$, considera-se o prédio convenientemente contraventado, não havendo portanto, a necessidade de uma análise considerando-se os efeitos de segunda ordem.

5.6.3 Seção de parede considerada na resistência às ações horizontais

Conhecendo-se a cota de piso a piso de cada pavimento da edificação $h = 3,00$ m, as espessuras das paredes de contraventamento, e as espessuras das paredes interceptadas perpendiculares às ações horizontais, $t_1 = t_2 = 0,14$ m, respectivamente, determinam-se os comprimentos das mesas de compressão para as seções “T” e “L” da edificação em estudo, a partir das expressões (44) a (47), conforme mostram os dados da Tabela 5.11. As seções de paredes consideradas na resistência às ações horizontais para o nível do pavimento térreo são mostradas na Figura 6.7.

Tabela 5.11 – Comprimento das mesas de compressão “I” ou “C”.

PVTO.	Comprimento da mesa de compressão			
	“T”		“L”	
	(a)	(b)	(a)	(b)
Térreo	4,00	1,82	1,50	0,98
2º	3,50	1,82	1,31	0,98
3º	3,00	1,82	1,13	0,98
4º	2,50	1,82	0,94	0,98
5º	2,00	1,82	0,75	0,98
6º	1,50	1,82	0,56	0,98
7º	1,00	1,82	0,38	0,98
8º	0,50	1,82	0,19	0,98

Considerando-se o comprimento das mesas de compressão dispostos na Tabela 5.11, observa-se que a partir do quinto pavimento da edificação o comprimento da mesa de compressão “T” tem uma gradativa redução, o mesmo ocorre com o comprimento da mesa de compressão “L” a partir do terceiro pavimento da edificação.

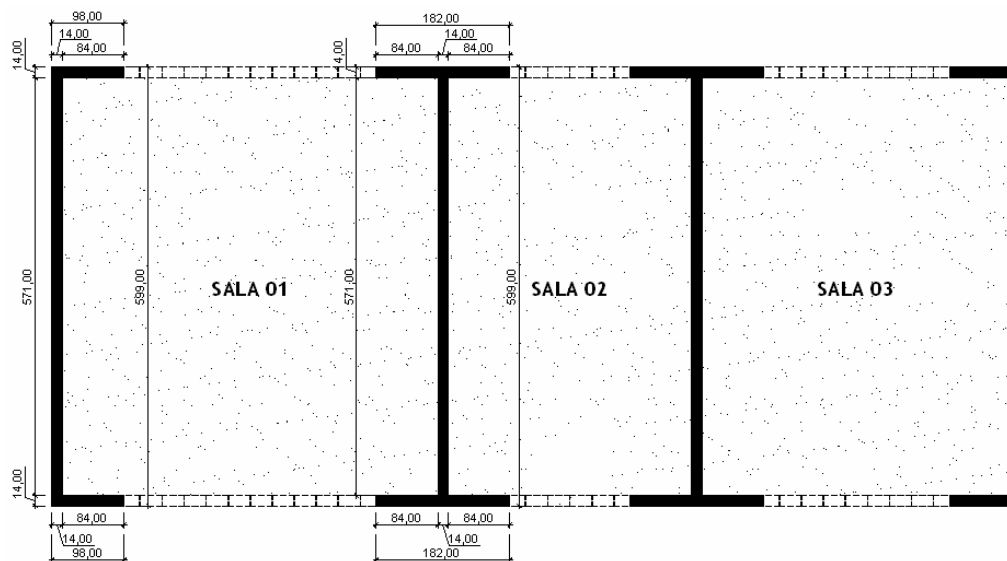


Figura 5.7 – Dimensão das mesas de compressão “T” e “L” para o nível do pavimento térreo.

Assumindo-se os valores das mesas de compressão dados na Tabela 5.11 e a Figura 5.7, como base para o cálculo dos momentos de inércia das seções de parede consideradas na resistência as solicitações oriundas das ações horizontais na estrutura, adotando-se a altura $h = 5,99$ m, e considerando a repetição das seções “L” e “T”, calcula-se o momento de inércia das paredes resistentes para cada pavimento da edificação modelo, conforme mostram os valores dispostos na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Momentos de inércia das seções resistentes.

Seção	PAVIMENTO							
	Térreo	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°
	Momentos de Inércia (m ⁴)							
“L”	4,52	4,52	4,52	4,42	3,97	3,52	3,07	2,62
“T”	6,53	6,53	6,53	6,53	6,53	5,77	4,57	3,37
Soma 2C + 2I	22,11	22,11	22,11	21,90	21,00	18,57	15,28	11,98

Considerando-se os dados da Tabela 5.12, calcula-se a contribuição das paredes de contraventamento na absorção das ações horizontais da edificação em estudo, por meio da determinação dos coeficientes de distribuição para cada nível de pavimento (Tabela 5.13).

Tabela 5.13 – Coeficientes de distribuição.

Seção	PAVIMENTO							
	Térreo	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°
	Coeficientes de Distribuição							
“L”	0,204	0,204	0,204	0,202	0,189	0,190	0,201	0,219
“T”	0,296	0,296	0,296	0,298	0,311	0,310	0,299	0,281

5.6.4 Distribuição das solicitações devido à ação do vento e desaprumo da construção

Considerando-se os valores mostrados nas Tabelas 5.9 e 5.13, faz-se a distribuição das forças laterais e momentos fletores acumulados devido à ação do vento e desaprumo da construção entre as paredes de contraventamento 05 e 06 (Mesa de compressão “T”) e 04 e 07 (Mesa de compressão “L”), cujos resultados são mostrados na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Distribuição das solicitações devido à ação do vento e ao desaprumo da construção.

Pvto.	Fp (KN)	M (KN·m)	Coefic. de Distribuição	Mesa de Compr. “T”		Mesa de Compr. “L”	
				Cor (KN)	Mto (KN·m)	Cor (KN)	Mto (KN·m)
8°	85,93	180,46	0,281	24,17	50,75		
			0,219			18,80	39,48
7°	142,62	513,43	0,299	42,64	153,52		
			0,201			28,66	103,19
6°	194,64	992,65	0,310	60,43	308,20		
			0,190			36,89	188,13
5°	241,02	1590,70	0,311	74,96	494,76		
			0,189			45,54	300,59
4°	280,27	2270,21	0,298	83,60	677,14		
			0,202			56,54	457,97
3°	240,42	2308,05	0,296	71,05	682,08		
			0,204			49,16	471,94
2°	277,99	3085,66	0,296	82,15	911,89		
			0,204			56,84	630,95
Térreo	315,55	3975,98	0,296	93,25	1175,00		
			0,204			64,52	812,99

5.6.5 Tensões de flexão composta devidas às cargas horizontais e gravitacionais

No cálculo das tensões de flexão composta das paredes da edificação em estudo foram considerados os valores de carregamento mostrados nas Tabelas 5.1 a 5.7, e os valores dos esforços devidos às cargas horizontais (Tabela 5.14).

No cálculo das tensões de compressão axiais atuantes nas paredes resistentes da edificação $|f_{Alv,c}|$, conforme expressão (58), foram consideradas as áreas brutas das paredes com espessuras equivalentes a 14,00 cm e comprimento de 100,00 cm.

No cálculo das tensões de compressão atuantes devidas à flexão das paredes resistentes da edificação $|f_{Alv,f}|$, conforme expressão (59), foram determinados os módulos resistentes das paredes, conforme expressão (60), cujos valores são mostrados na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 – Módulos resistentes das paredes da edificação.

Parede	H (m)	b (m)	I (m ⁴)	y (m)	Wb (m ³)
1	5,25	0,14	1,69	2,63	0,64
2	3,45	0,14	0,48	1,73	0,28
3	4,35	0,14	0,96	2,18	0,44
4	5,99	0,14	2,51	3,00	0,84
5	5,99	0,14	2,51	3,00	0,84
6	5,99	0,14	2,51	3,00	0,84
7	5,99	0,14	2,51	3,00	0,84

Nas Tabelas 5.16 a 5.22 são apresentados os resultados das tensões normais na flexão composta das paredes 01 a 07 da edificação modelo, determinadas com os procedimentos de cálculo propostos pela NBR 10.837:1989, onde foram consideradas as cargas integrais $|CI|$, correspondentes às ações gravitacionais mais a ação do vento na estrutura sem a utilização de coeficientes de ponderação.

Tabela 5.16 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 01.

Pvto.	G (kN/m)	M (kN·m)	$f_{Alv,c}$ (MPa)	$f_{Alv,f}$ (MPa)	Tensões de flexão na área bruta	
					$f_{Alv,c} + f_{Alv,f}$	$f_{Alv,c} - f_{Alv,f}$
8°	14,23	0,00	0,10	0,00	0,10	0,10
7°	26,06	0,00	0,19	0,00	0,19	0,19
6°	37,89	0,00	0,27	0,00	0,27	0,27
5°	49,72	0,00	0,36	0,00	0,36	0,36
4°	61,56	0,00	0,44	0,00	0,44	0,44
3°	73,39	0,00	0,52	0,00	0,52	0,52
2°	85,22	0,00	0,61	0,00	0,61	0,61
Térreo	97,05	0,00	0,69	0,00	0,69	0,69

Tabela 5.17 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 02.

Pvto.	G (kN/m)	M (kN·m)	$f_{Alv,c}$ (MPa)	$f_{Alv,f}$ (MPa)	Tensões de flexão na área bruta	
					$f_{Alv,c} + f_{Alv,f}$	$f_{Alv,c} - f_{Alv,f}$
8°	12,18	0,00	0,09	0,00	0,09	0,09
7°	21,82	0,00	0,16	0,00	0,16	0,16
6°	31,46	0,00	0,22	0,00	0,22	0,22
5°	41,10	0,00	0,29	0,00	0,29	0,29
4°	50,74	0,00	0,36	0,00	0,36	0,36
3°	60,38	0,00	0,43	0,00	0,43	0,43
2°	70,02	0,00	0,50	0,00	0,50	0,50
Térreo	79,66	0,00	0,57	0,00	0,57	0,57

Tabela 5.18 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 03.

Pvto.	G (kN/m)	M (kN·m)	$f_{Alv,c}$ (MPa)	$f_{Alv,f}$ (MPa)	Tensões de flexão na área bruta	
					$f_{Alv,c} + f_{Alv,f}$	$f_{Alv,c} - f_{Alv,f}$
8°	13,49	0,00	0,10	0,00	0,10	0,10
7°	24,54	0,00	0,18	0,00	0,18	0,18
6°	35,58	0,00	0,25	0,00	0,25	0,25
5°	46,63	0,00	0,33	0,00	0,33	0,33
4°	57,67	0,00	0,41	0,00	0,41	0,41
3°	68,71	0,00	0,49	0,00	0,49	0,49
2°	79,76	0,00	0,57	0,00	0,57	0,57
Térreo	90,80	0,00	0,65	0,00	0,65	0,65

Tabela 5.19 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 04.

Pvto.	G (kN/m)	M (kN·m)	$f_{Alv,c}$ (MPa)	$f_{Alv,f}$ (MPa)	Tensões de flexão na área bruta	
					$f_{Alv,c} + f_{Alv,f}$	$f_{Alv,c} - f_{Alv,f}$
8°	15,68	39,48	0,11	0,05	0,16	0,06
7°	29,06	103,19	0,21	0,12	0,33	0,08
6°	42,44	188,13	0,30	0,22	0,53	0,08
5°	55,82	300,59	0,40	0,36	0,76	0,04
4°	69,19	457,97	0,49	0,55	1,04	-0,05
3°	82,57	471,94	0,59	0,56	1,15	0,03
2°	95,95	630,95	0,69	0,75	1,44	-0,07
Térreo	109,33	812,99	0,78	0,97	1,75	-0,19

Tabela 5.20 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 05.

Pvto.	G (kN/m)	M (kN·m)	$f_{Alv,c}$ (MPa)	$f_{Alv,f}$ (MPa)	Tensões de flexão na área bruta	
					$f_{Alv,c} + f_{Alv,f}$	$f_{Alv,c} - f_{Alv,f}$
8°	23,00	50,75	0,16	0,06	0,22	0,10
7°	47,11	153,52	0,34	0,18	0,52	0,15
6°	71,22	308,20	0,51	0,37	0,88	0,14
5°	95,33	494,76	0,68	0,59	1,27	0,09
4°	119,44	677,14	0,85	0,81	1,66	0,04
3°	143,55	682,08	1,03	0,81	1,84	0,21
2°	167,66	911,89	1,20	1,09	2,29	0,11
Térreo	191,77	1175,00	1,37	1,40	2,77	-0,03

Tabela 5.21 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 06.

Pvto.	G (kN/m)	M (kN·m)	$f_{Alv,c}$ (MPa)	$f_{Alv,f}$ (MPa)	Tensões de flexão na área bruta	
					$f_{Alv,c} + f_{Alv,f}$	$f_{Alv,c} - f_{Alv,f}$
8°	21,97	50,75	0,16	0,06	0,22	0,10
7°	44,98	153,52	0,32	0,18	0,50	0,14
6°	67,99	308,20	0,49	0,37	0,85	0,12
5°	91,00	494,76	0,65	0,59	1,24	0,06
4°	114,01	677,14	0,81	0,81	1,62	0,01
3°	137,02	682,08	0,98	0,81	1,79	0,16
2°	160,02	911,89	1,14	1,09	2,23	0,05
Térreo	183,03	1175,00	1,31	1,40	2,71	-0,10

Tabela 5.22 – Tensões normais na flexão composta conforme a NBR 10837:1989 – Parede 07.

Pvto.	G (kN/m)	M (kN·m)	$f_{Alv,c}$ (MPa)	$f_{Alv,f}$ (MPa)	Tensões de flexão na área bruta	
					$f_{Alv,c} + f_{Alv,f}$	$f_{Alv,c} - f_{Alv,f}$
8°	12,35	39,48	0,09	0,05	0,14	0,04
7°	25,09	103,19	0,18	0,12	0,30	0,06
6°	37,83	188,13	0,27	0,22	0,49	0,05
5°	50,57	300,59	0,36	0,36	0,72	0,00
4°	63,31	457,97	0,45	0,55	1,00	-0,09
3°	76,05	471,94	0,54	0,56	1,11	-0,02
2°	88,79	630,95	0,63	0,75	1,39	-0,12
Térreo	101,53	812,99	0,73	0,97	1,70	-0,25

5.6.6 Tensões de cisalhamento devidas às cargas horizontais

Considerando-se a utilização de blocos estruturais cerâmicos vazados, com dimensões de 14,00 cm de largura por 29,00 cm de comprimento, com uma área bruta total de 406,00 cm², e uma relação entre área líquida e área bruta do bloco de 0,46, determinou-se a área líquida correspondente, igual a 186,76 cm². Por meio da expressão (63) determinou-se a espessura efetiva da parede $|t_e|$, igual a 46,69 mm.

Com os valores de esforço cortante das paredes 04, 05, 06 e 07 (Tabela 5.14), considerando-se o comprimento das paredes $d = 5990$ mm (Figura 5.7), foram determinadas com a expressão (62) as tensões de cisalhamento devido às cargas horizontais atuantes nas paredes estruturais (Tabela 5.23).

Tabela 5.23 – Tensões de cisalhamento devido às cargas horizontais – Paredes 04, 05, 06 e 07.

Pvto.	Parede 04 e 07 – Mesa “L”		Parede 05 e 06 – Mesa “T”	
	Q (KN)	C (MPa)	Q (KN)	C (MPa)
8°	18,80	0,07	24,17	0,09
7°	28,66	0,10	42,64	0,15
6°	36,89	0,13	60,43	0,22
5°	45,54	0,16	74,96	0,27
4°	56,54	0,20	83,60	0,30
3°	49,16	0,18	71,05	0,25
2°	56,84	0,20	82,15	0,29
Térreo	64,52	0,23	93,25	0,33

5.6.7 Combinações de carga segundo a NBR 8681:2003

Para verificação da segurança na edificação em estudo, considerando-se os estados limites da estrutura de acordo com o disposto no item 3.3, foram realizadas as combinações de carga a seguir descritas, envolvendo as ações gravitacionais mais a ação do vento.

Para as combinações últimas das ações considerando-se as combinações últimas normais, foram realizadas quatro combinações de carga, denominadas CUN-01, CUN-02, CUN-03, e CUN-04, onde as ações permanentes atuam com seus valores característicos, figurando em todas as combinações, ora de forma favorável, ora de forma desfavoravelmente à segurança da estrutura. Para as ações variáveis, foi admitida uma como sendo a ação principal, e as demais com seus valores reduzidos de combinação, conforme a expressão (32).

Na combinação CUN-01 a carga permanente é considerada de forma desfavorável à segurança da estrutura. Quanto às ações variáveis a sobrecarga de utilização é assumida como a ação principal, e a ação do vento como a ação secundária. Sendo admitidos, de acordo com as Tabelas 1, 4 e 6 da NBR 8681:2003, os seguintes coefi-

cientes de ponderação e fatores de combinação, respectivamente: $\gamma_g = 1,40$; $\gamma_q = 1,50$; $\psi_0 = 0,60$.

Na combinação CUN-02 a carga permanente também é considerada de forma desfavorável à segurança da estrutura, porém, quanto às ações variáveis, a ação do vento é assumida como a ação principal, e a sobrecarga de utilização como a ação secundária. Sendo admitidos, de acordo com as Tabelas 1, 4 e 6 da NBR 8681:2003, os seguintes coeficientes de ponderação e fatores de combinação, respectivamente: $\gamma_g = 1,40$; $\gamma_q = 1,40$; $\psi_0 = 0,70$.

Na combinação CUN-03 a carga permanente é considerada de forma favorável à segurança da estrutura. Quanto às ações variáveis, a sobrecarga de utilização é assumida como a ação principal e a ação do vento como a ação secundária. Sendo admitidos, de acordo com as Tabelas 1, 4 e 6 da NBR 8681:2003, os seguintes coeficientes de ponderação e fatores de combinação, respectivamente: $\gamma_g = 1,00$; $\gamma_q = 1,50$; $\psi_0 = 0,60$.

Na combinação CUN-04 a carga permanente também é considerada de forma favorável à segurança da estrutura, porém, quanto às ações variáveis, a ação do vento é assumida como a ação principal e a sobrecarga de utilização como a ação secundária. Sendo admitidos, de acordo com as Tabelas 1, 4 e 6 da NBR 8681:2003, os seguintes coeficientes de ponderação e fatores de combinação, respectivamente: $\gamma_g = 1,00$; $\gamma_q = 1,40$; $\psi_0 = 0,70$.

As combinações últimas especiais ou de construção, e as combinações últimas excepcionais, não foram consideradas neste estudo de caso.

Para as combinações de serviço das ações, considerando-se as combinações quase permanentes de serviço, foi realizada uma combinação de carga denominada CQPS, onde as ações permanentes atuam com seus valores característicos, e as ações variáveis com seus valores quase permanentes, conforme a expressão (35). Sendo admitidos, de acordo com a Tabela 6 da NBR 8681:2003, os seguintes fatores de redução para as ações variáveis, correspondentes à sobrecarga de utilização e a ação do vento, respectivamente: $\psi_2 = 0,40$, e $\psi_2 = 0,00$.

Considerando-se as combinações freqüentes de serviço, foram realizadas duas combinações de carga denominadas CFS-01 e CFS-02, onde as ações permanentes atuam com seus valores característicos, a ação variável principal é assumida com o seu valor freqüente, e as demais ações variáveis atuam com seus valores quase permanentes, conforme a expressão (36). Na combinação CFS-01 foi assumida como ação variável principal a sobrecarga de utilização, já na combinação CFS-02 foi assumida a ação do vento. Sendo admitidos, de acordo com a Tabela 6 da NBR 8681:2003, os seguintes fatores de redução para as ações variáveis, correspondente à sobrecarga de utilização e a ação do vento, respectivamente: $\psi_1 = 0,60$, e $\psi_2 = 0,00$ para CFS-01; e $\psi_1 = 0,30$, e $\psi_2 = 0,40$ para CFS-02.

Considerando-se as combinações raras de serviço, foram realizadas duas combinações denominadas CRS-01 e CRS-02, onde as ações permanentes atuam com seus valores característicos, assim como a ação variável principal, já as demais ações variáveis atuam com seus valores freqüentes, conforme a expressão (37). Na combinação CRS-01 foi assumida como ação variável principal a sobrecarga de utilização, já na combinação CRS-02, foi assumida a ação do vento. Sendo admitidos, de acordo com a Tabela 6 da NBR 8681:2003, os seguintes fatores de redução para as ações variáveis, correspondentes à sobrecarga de utilização e a ação do vento, respectivamente: $\psi_1 = 0,30$ para CRS-01; e $\psi_1 = 0,60$ para CRS-02.

Os resultados das tensões de flexão e de cisalhamento que atuam nas paredes da edificação foram determinados a partir dos procedimentos de cálculo propostos pela NBR 10837:1992, considerando-se as combinações últimas das ações e as combinações de serviço das ações, anteriormente mencionadas (Tabelas 11.5 a 11.27).

5.7 Procedimentos de cálculo pela BS 5628:1992

Nos procedimentos de cálculo segundo a BS 5628:1992 – Code of practice for structural use of masonry – Part I, foram consideradas as mesmas cargas permanentes e sobrecargas de utilização utilizadas no cálculo segundo a NBR 10837:1989, inclusive com a mesma redução percentual para as cargas acidentais.

Com relação às alturas efetivas das paredes, considerando-se o disposto no item 4.2.6, por mais que as lajes de concreto da edificação estejam vinculadas às paredes, garantindo uma resistência reforça ao movimento lateral, para esse caso, foi admitida a resistência simples ao movimento lateral, onde a altura efetiva considerada é equivalente à distância livre entre os apoios laterais, não sendo considerado, portanto, o fator de redução de 0,75 sobre o pé-direito.

5.7.1 Ação do vento na estrutura

Na determinação das solicitações devido à ação do vento na estrutura, considerando-se a expressão (30), foram adotados os seguintes coeficientes:

- velocidade básica do vento $V_0 = 45,0$ m/s, da cidade de Santa Maria/RS;
- fator topográfico $S_1 = 1,0$ correspondente a terreno plano ou quase plano;
- coeficiente de rugosidade do terreno $S_2 = 0,94$, obtido por meio de interpolação linear entre os valores dispostos na Tabela 2 da NBR 6123:1988, onde foi considerada a categoria IV e a Classe B;
- fator estatístico $S_3 = 1,0$, correspondente ao Grupo 2 da Tabela 3 da NBR 6123:1988, que abrange edificações para hotéis e residências, assim como edificações para comércio e indústria com alto teor de ocupação.

Considerando-se as expressões (28) e (29), e $C_a = 1,0$, foi determinada a força total do vento $|F_w|$ e o momento fletor máximo $|M_w|$ atuantes na estrutura da edificação em estudo devido à ação do vento (Tabela 5.24).

Tabela 5.24 – Solicitação devido à ação do vento na estrutura.

PVTO.	F (KN)	M (kN·m)
8°	67,04	140,79
7°	114,93	413,74
6°	162,81	830,36
5°	210,70	1390,63
4°	258,59	2094,56
3°	306,47	2942,16
2°	354,36	3933,41
Térreo	402,25	5068,33

Nota-se que a determinação do coeficiente de rugosidade do terreno S_2 a partir dos valores da Tabela 2 da NBR 6123:1988, insere uma simplificação na determinação dos esforços devido à ação do vento na estrutura, de modo a tornar o projeto mais conservador.

5.7.2 Seção de parede considerada na resistência à ação vento

Tendo em vista o disposto no item 4.2.10, considerando-se a expressão (67), o comprimento da mesa de compressão determinado para a seção “L” é de 0,70 m. Para a seção “T”, considerando-se a expressão (68) o comprimento da mesa de compressão é de 1,82 m.

Para o cálculo da inércia das seções de parede consideradas na resistência à ação do vento, utilizando-se o Teorema dos Eixos Paralelos, foi obtido para a seção “L” uma inércia equivalente $I_C = 4,09 \text{ m}^4$, e para a seção “T” uma inércia equivalente $I_T = 6,91 \text{ m}^4$, sendo que o somatório das rigidezes das paredes de contraventamento para o pavimento tipo é de $22,00 \text{ m}^4$, e os coeficientes de distribuição dos esforços para tais elementos são $C_I = 0,3146$ e $C_C = 0,1854$.

Considerando-se o disposto anteriormente e os valores apresentados na Tabela 5.24, foram determinadas as tensões de flexão devidas à ação do vento para as paredes de contraventamento da edificação, conforme a Tabela 5.25.

Tabela 5.25 – Tensão de flexão nas paredes de contraventamento segundo a BS 5628:1992.

PVTO	Tensão de Flexão (MPa)	
	Par 04 e 07	Par 05 e 06
8°	0,020	0,020
7°	0,060	0,060
6°	0,120	0,120
5°	0,201	0,201
4°	0,302	0,302
3°	0,424	0,424
2°	0,567	0,567
Térreo	0,731	0,731

Considerando-se a expressão (66), onde $\gamma_f = 1,40$, a área líquida da parede $A_l = 0,38164 \text{ m}^2$ e os dados da Tabela 5.24, são apresentadas na Tabela 5.26 as tensões

de cisalhamento devido à ação do vento nas paredes de contraventamento da edificação, de acordo com a BS 5628:1992.

Tabela 5.26 – Tensão de cisalhamento devido ação do vento de acordo com a BS 5628:1992.

PVTO	Tensão de Cisalhamento (MPa)	
	Par 04 e 07	Par 05 e 06
8°	0,05	0,08
7°	0,08	0,13
6°	0,11	0,19
5°	0,14	0,24
4°	0,18	0,30
3°	0,21	0,35
2°	0,24	0,41
Térreo	0,27	0,46

5.7.3 Combinação de carga para o estado limite último

Tendo em vista o disposto no item 4.2.1.1, e considerando-se os valores da Tabela 4.3 para a primeira combinação de cargas envolvendo as ações permanentes e acidentais, foram utilizados os seguintes coeficientes parciais de segurança: 1,40 para G_k e 1,60 para Q_k .

Para a segunda combinação de cargas envolvendo as ações permanentes mais a ação do vento, foram utilizados os seguintes coeficientes parciais de segurança: 0,90 para G_k e 1,40 para W_k , tendo para a situação (a) a ação do vento como favorável à segurança da estrutura, e para situação (b) como sendo desfavorável à segurança.

Para a terceira combinação de cargas envolvendo as ações permanentes, acidentais, e mais a ação do vento, foram utilizados os seguintes coeficientes parciais de segurança: 1,20 para G_k , Q_k , e W_k , sendo que para a situação (a) a ação do vento foi assumida como favorável à segurança da estrutura, e para a situação (b) como desfavorável à segurança da estrutura.

Considerando-se os procedimentos de cálculo propostos pela BS 5628:1992, nas Tabelas 11.28 a 11.34 dos Anexos são apresentados os resultados das tensões de cálculo para as combinações de carga para o Estado Limite Último, das paredes estruturais do edifício em estudo.

6 ANÁLISE NUMÉRICA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

6.1 Apresentação

Neste capítulo é realizada a análise numérica do edifício modelo utilizando-se o método dos elementos finitos por meio de simulações com elementos finitos tridimensionais. As características estruturais do edifício modelo, assim como do comportamento da alvenaria estrutural, adotadas na simulação numérica, foram as mais próximas possíveis das verificadas em um edifício real. Tal procedimento visa tornar o modelo numérico computacional o mais realista possível.

Nesta pesquisa foi possível modelar a geometria exata proposta para o edifício, fazendo-se com que as aproximações apresentadas pelo modelo teórico fossem relativas às questões, tais como, a distribuição da malha de elementos finitos, as dimensões desses elementos, além de outros fatores ligados aos algoritmos de cálculo utilizados pelo *software*.

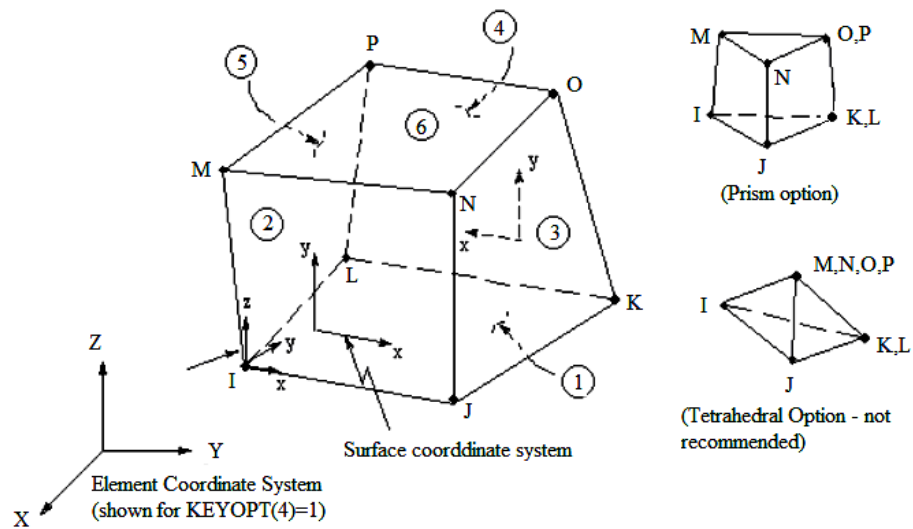
São realizadas simulações em regime elástico-linear utilizando-se o *software* de elementos finitos ANSYS.

6.2 Modelo em Elementos Finitos Tridimensionais Empregado

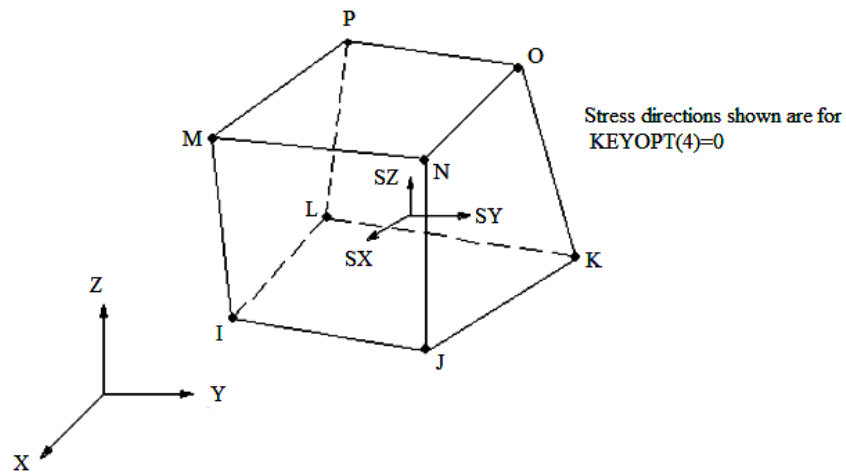
As características gerais desse modelo tais como o tipo de elemento finito empregado, a geometria do edifício, a malha de elementos finitos, as condições de contorno, as cargas aplicadas à estrutura e as propriedades mecânicas dos materiais utilizados nas análises numéricas, são definidas neste item.

6.2.1 Elemento Finito Empregado

A estrutura foi discretizada com elementos tridimensionais do tipo SOLID45 – *3D Structural Solid*. Esse elemento é definido por oito nós, com três graus de liberdade em cada nó, translações nodais nas direções x, y e z (UX, UY e UZ) conforme mostra a Figura 6.1.



(a)



(b)

Figura 6.1 – Elemento tridimensional SOLID45, (a) – disposição dos oito nós (I,J,L,M,N,O,P,K), sistema de coordenadas (X, Y, Z); (b) – direção das tensões (SX, SY, SZ).

6.2.2 Geometria do Edifício

A geometria modelada nas análises numéricas foi exatamente igual a geometria proposta para o edifício modelo. Essa geometria pode ser observada na Figura 6.2 onde são apresentados os volumes que compõe o modelo numérico.

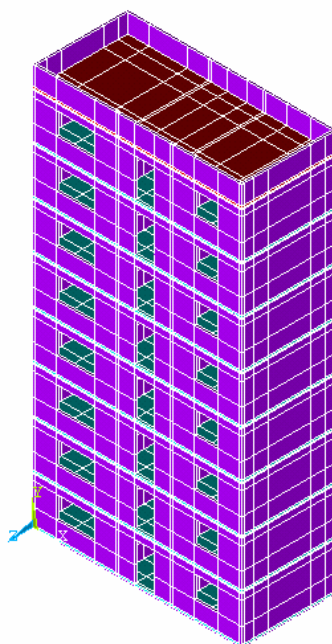


Figura 6.2 – Discriminação dos volumes que compõe o modelo numérico.

6.2.3 Definição da Malha de Elementos Finitos

Foi adotada a dimensão global máxima de 80 cm para os elementos finitos na discretização de toda a estrutura.

Porém, nas regiões com geometria mais complexa, nas quais, para satisfazer as condições impostas pelo método dos elementos finitos, foi necessária uma divisão de volumes mais refinada, as dimensões dos elementos finitos acabaram sendo limitadas pelas dimensões desses volumes, resultando assim numa malha também mais refinada. Salienta-se ainda que outra limitação comum à dimensão dos elementos finitos é a própria espessura da parede.

Contudo, essas limitações contribuem para os resultados dos cálculos numéricos, pois nas regiões com formas mais complexas, como nos cantos, por exemplo, tem-se um natural acúmulo de tensões, e um refinamento da malha é extremamente benéfico, sendo normalmente recomendado.

A malha de elementos finitos resultante da discretização do edifício modelo é mostrada na Figura 6.3.

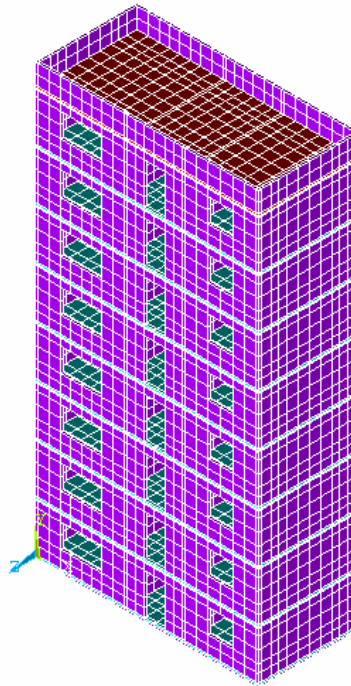


Figura 6.3 – Malha de elementos finitos discretizada para o edifício modelo.

6.2.4 Condições de Contorno da Estrutura

Foram aplicadas restrições de deslocamentos nas direções “x”, “y” e “z” para a superfície da base das paredes do edifício (Figura 6.4). Tal procedimento visa reproduzir uma condição de engastamento em toda a base do mesmo, condição que é fundamental nos modelos usuais de cálculo da alvenaria estrutural, e que principalmente reproduz com grande precisão as condições das estruturas reais.

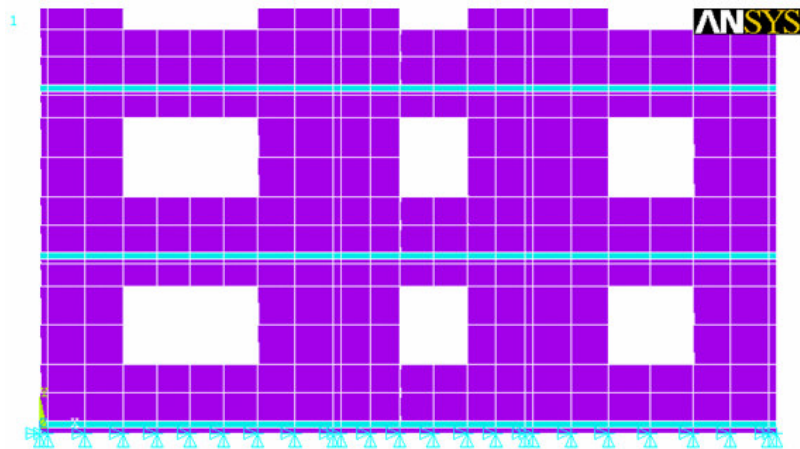


Figura 6.4 – Detalhe das restrições impostas nas direções “x”, “y” e “z” para os nós da base do edifício modelo.

6.2.5 Cargas Aplicadas ao Edifício

Para a análise numérica em elementos finitos são consideradas as mesmas cargas permanentes e sobrecargas de utilização usadas no cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a BS 5628:1992 para a edificação modelo, inclusive com a mesma redução percentual para sobrecarga de utilização.

Na Tabela 11.1, são dispostas as cargas usadas no cálculo da edificação em conformidade com a NBR 6120:1980. Para o modelo numérico utilizado são considerados os pesos específicos corrigidos dos elementos que compõe a estrutura da edificação. Para a laje de cobertura o peso específico corrigido é de 37,50 kN/m³, e para laje do pavimento tipo é de 40 kN/m³, já para as paredes estruturais o peso específico corrigido é de 15,79 kN/m³.

6.2.6 Propriedades dos Materiais

Para esse modelo considerando-se a expressão (38) e a resistência média do prisma de dois blocos superpostos, ensaiado aos 28 dias, estimada em 6,00 MPa, foi adotado o módulo de elasticidade da alvenaria $E_{alv} = 24 \times 10^5$ kN/m², e o coeficiente de Poisson para a alvenaria $\nu = 0,2$, de acordo com RIZZATTI (2003).

Para o concreto foi utilizado o módulo de elasticidade $E_c = 28 \times 10^6$ kN/m², e o coeficiente de Poisson $\nu = 0,25$. Tais parâmetros seguem as prescrições da NBR 6118:2003.

7 RESULTADOS

7.1 Resultados das tensões pelas normas brasileiras

Neste item são apresentados os resultados das tensões de flexão composta e de cisalhamento mais desfavoráveis para a estrutura da edificação, obtidas por meio dos procedimentos de cálculo propostos pela NBR 10837:1989, considerando-se as combinações de carga envolvendo as combinações últimas das ações e as combinações de serviço das ações, realizadas em conformidade com a NBR 8681:2003, (Tabelas 7.1 e 7.2).

Tabela 7.1 – Tensões de flexão composta (MPa) de acordo com a NBR 8681:2003 e a NBR 10837:1989: casos mais desfavoráveis.

PVTO	Parede 01		Parede 02		Parede 03		Parede 04		Parede 05		Parede 06		Parede 07	
	CUA	CSA	CUA	CSA	CUA	CSA	CUA	CSA	CUA	CSA	CUA	CSA	CUA	CSA
8°	0,14	0,10	0,12	0,09	0,13	0,10	0,22	0,16	0,31	0,22	0,30	0,22	0,19	0,14
7°	0,26	0,19	0,22	0,16	0,25	0,18	0,46	0,33	0,73	0,52	0,71	0,50	0,42	0,30
6°	0,38	0,27	0,31	0,22	0,36	0,25	0,74	0,53	1,23	0,88	1,20	0,85	0,69	0,49
5°	0,50	0,36	0,41	0,29	0,47	0,33	1,06	0,76	1,78	1,27	1,74	1,24	1,01	0,72
4°	0,62	0,44	0,51	0,36	0,58	0,41	1,46	1,04	2,33	1,66	2,27	1,62	1,40	1,00
3°	0,73	0,52	0,60	0,43	0,69	0,49	1,61	1,15	2,58	1,84	2,51	1,79	1,55	1,11
2°	0,85	0,61	0,70	0,50	0,80	0,57	2,01	1,44	3,20	2,29	3,13	2,23	1,94	1,39
Térreo	0,97	0,69	0,80	0,57	0,91	0,65	2,45	1,75	3,88	2,77	3,80	2,71	2,37	1,70

Tabela 7.2 – Tensões de cisalhamento (MPa) de acordo com a NBR 8681:2003 e a NBR 10837:1989: casos mais desfavoráveis.

PVTO	Parede 04 e 07		Parede 05 e 06	
	CUA	CSA	CUA	CSA
8°	0,09	0,07	0,12	0,09
7°	0,14	0,10	0,21	0,15
6°	0,18	0,13	0,30	0,22
5°	0,23	0,16	0,38	0,27
4°	0,28	0,20	0,42	0,30
3°	0,25	0,18	0,36	0,25
2°	0,28	0,20	0,41	0,29
Térreo	0,32	0,23	0,47	0,33

7.2 Resultados das tensões pela BS 5628:1992

Neste item são apresentados os resultados das tensões de flexão composta mais desfavoráveis para a estrutura da edificação, obtidas por meio dos procedimentos de cálculo propostos pela BS 5628:1992, considerando-se as combinações de carga para o Estado Limite Último, (Tabela 7.3).

Tabela 7.3 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS 5628:1992: casos mais desfavoráveis.

PVTO	Parede 01	Parede 02	Parede 03	Parede 04	Parede 05	Parede 06	Parede 07
	Flexão composta (MPa)						
8°	0,16	0,13	0,15	0,18	0,29	0,28	0,14
7°	0,29	0,23	0,27	0,35	0,59	0,56	0,32
6°	0,43	0,34	0,40	0,56	0,90	0,85	0,51
5°	0,56	0,44	0,52	0,78	1,24	1,19	0,73
4°	0,69	0,55	0,64	1,03	1,61	1,55	0,97
3°	0,82	0,65	0,69	1,30	1,99	1,91	1,24
2°	0,95	0,75	0,87	1,60	2,38	2,30	1,53
Térreo	1,07	0,85	0,99	1,91	2,80	2,71	1,84

As tensões de cisalhamento devido à ação do vento na estrutura, determinadas de acordo com a BS 5628:1992 são apresentadas na Tabela 6.26.

7.3 Resultado das tensões pelo M.E.F.

Neste item são apresentados os resultados das tensões nas paredes da edificação modelo, determinadas a partir do método dos elementos finitos, usando-se o programa ANSYS.

Nesta análise foram consideradas somente as cargas gravitacionais atuantes na estrutura, sem a utilização de coeficientes de ponderação, onde foram adotados dois modelos numéricos: um admitindo que as lajes da edificação funcionam como um diafragma rígido, e o outro desconsiderando esse efeito.

7.3.1 Modelo numérico considerando as lajes como diafragma rígido

Na Tabela 7.4 são apresentadas as tensões máximas obtidas no nível do segundo pavimento da edificação, com uma modelagem numérica pelo método dos ele-

mentos finitos, considerando-se o modelo em que as lajes da edificação funcionam com um diafragma rígido.

Tabela 7.4 – Tensões máximas para o nível do segundo pavimento da edificação, obtidos com o M.E.F.

Parede	M.E.F.
	Tensão Normal (MPa)
1	1,11
2	1,09
3	1,10
4	1,12
5	1,06
6	1,06
7	1,11

Os valores apresentados na Tabela 7.4 serão posteriormente comparados com os resultados de tensão obtidos pelos procedimentos de cálculo da NBR 8681:2003, sem a utilização de coeficientes de ponderação.

A Figura 7.1 mostra uma vista isométrica da edificação onde podem ser visualizadas as tensões normais na direção y.

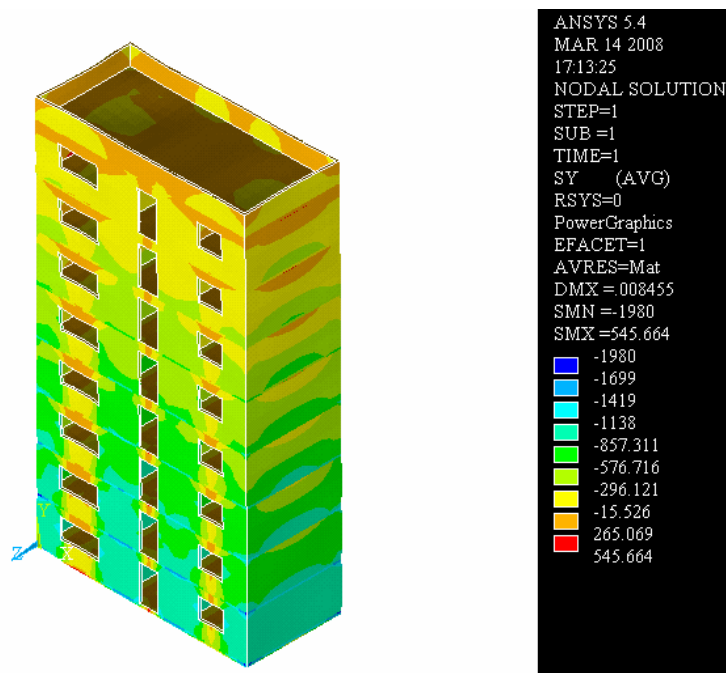


Figura 7.1 – Tensões normais na direção y numa vista em perspectiva isométrica da edificação.

As Figuras 7.2 e 7.3 mostram uma vista frontal e de fundos da edificação, respectivamente, onde podem ser visualizadas as tensões normais na direção y.

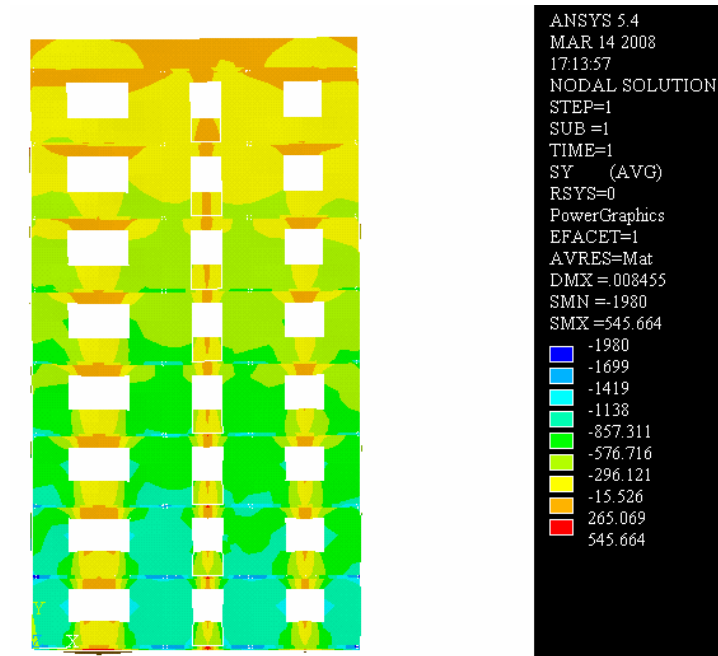


Figura 7.2 – Tensões normais na direção y numa vista frontal da edificação.

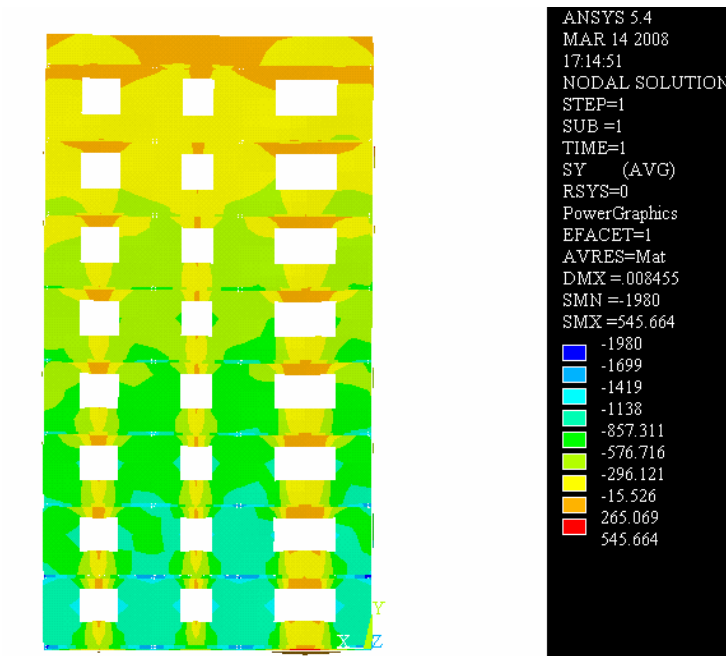


Figura 7.3 – Tensões normais na direção y numa vista de fundos da edificação.

As Figuras 7.4 e 7.5 mostram uma vista da lateral esquerda e da lateral direita da edificação modelo, onde se destacam as paredes 04 e 07, respectivamente, onde podem ser visualizadas as tensões normais na direção y, e a caracterização do fenômeno do efeito arco nas paredes da edificação.

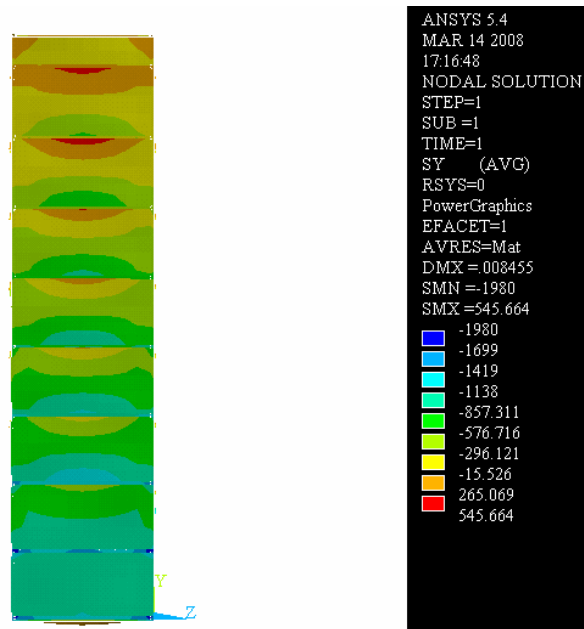


Figura 7.4 – Tensões normais na direção y numa vista lateral esquerda da edificação.

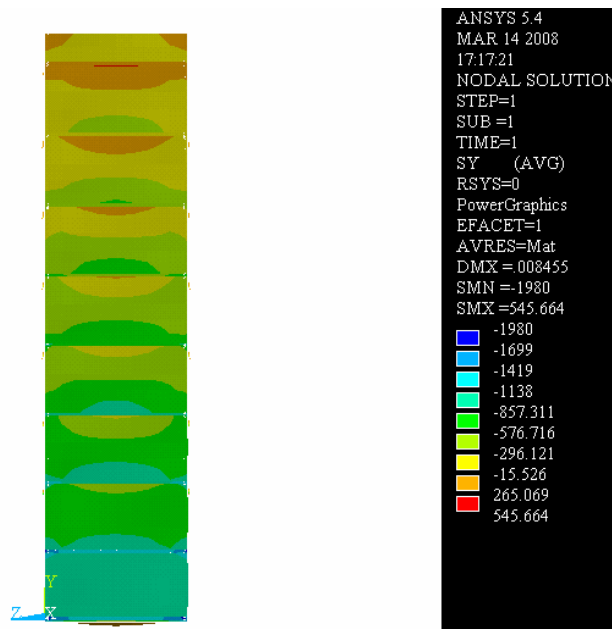


Figura 7.5 – Tensões normais na direção y numa vista lateral direita da edificação.

A Figura 7.6 mostra um trecho das paredes da edificação modelo ao nível do segundo pavimento, compreendido entre a altura acima da verga das janelas do pavimento térreo e o trecho abaixo da laje de entre pisos (segundo pavimento), onde podem ser visualizadas as tensões normais na direção y.

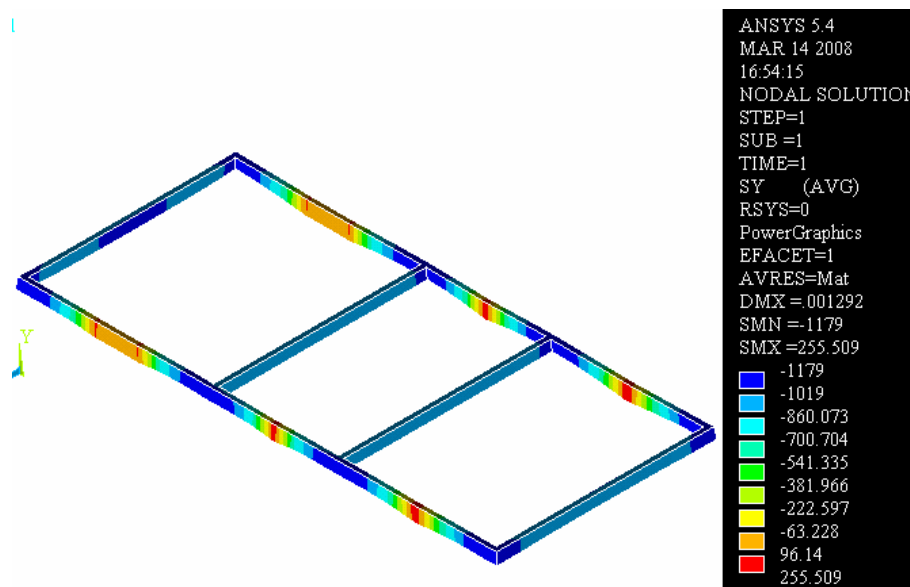


Figura 7.6 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho das paredes do nível do segundo pavimento da edificação.

As tensões impressas na Figura 7.6 identificam claramente a atuação das mesas de compressão nas paredes estruturais da edificação. As geometrias em forma de “L” e “T”, para as paredes de contraventamento 04 e 07, e 05 e 06, respectivamente, são caracterizadas por tensões de compressão da ordem de 0,63 a 1,18 MPa ao nível do segundo pavimento da edificação.

Nas Figuras 7.7 a 7.13 são mostrados os trechos das paredes 01 a 07, respectivamente, compreendidas ao nível do segundo pavimento da edificação modelo, onde podem ser visualizadas claramente as tensões normais na direção y.

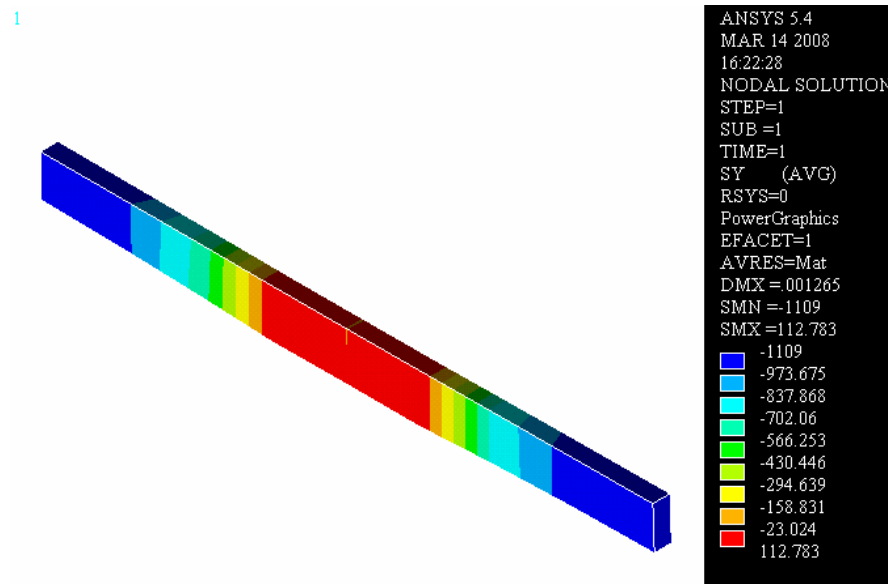


Figura 7.7 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho da parede 01 ao nível do segundo pavimento da edificação.

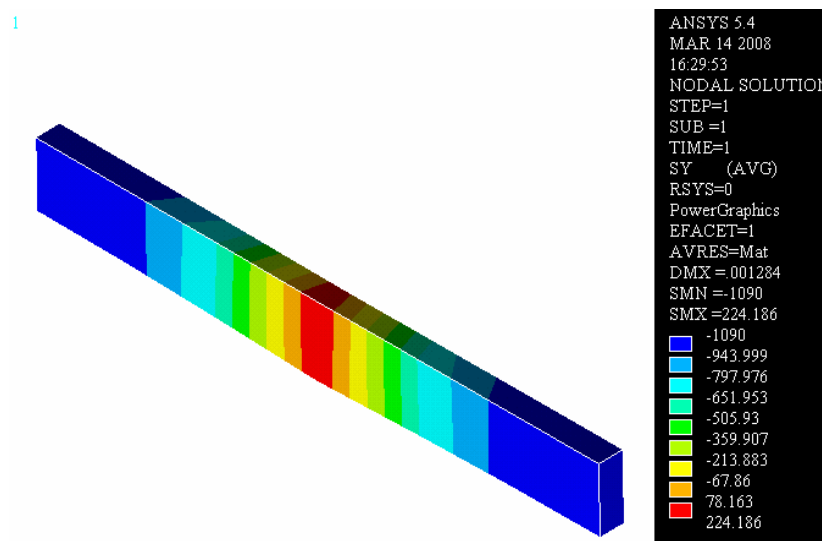


Figura 7.8 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho da parede 02 ao nível do segundo pavimento da edificação.

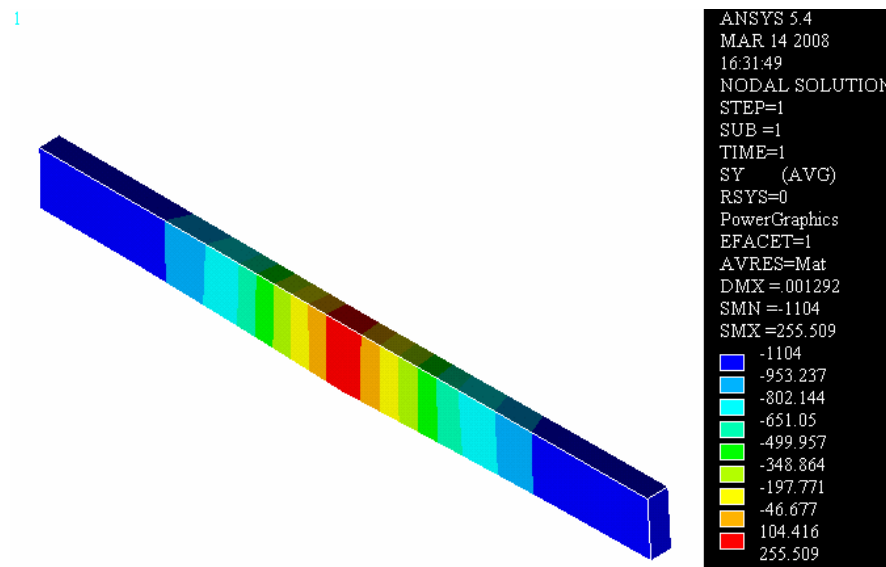


Figura 7.9 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho da parede 03 ao nível do segundo pavimento da edificação.

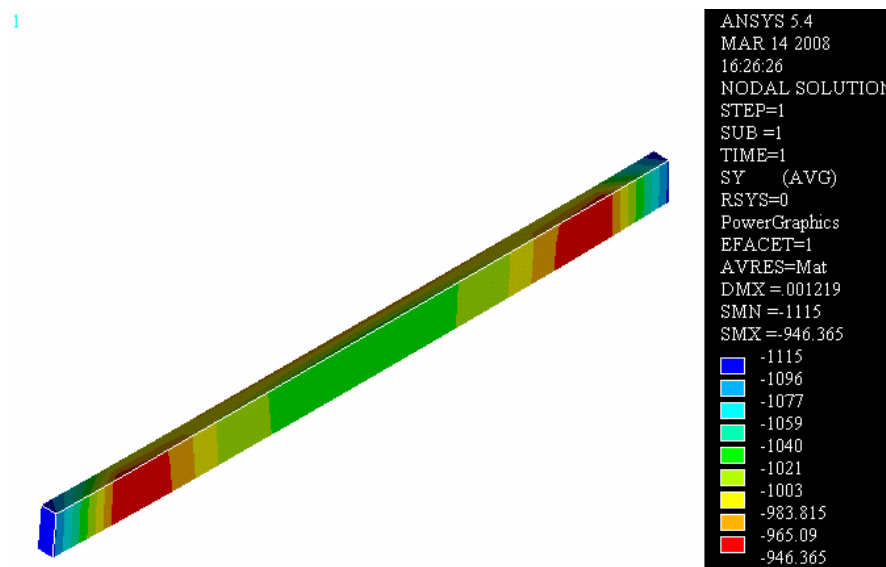


Figura 7.10 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho da parede 04 ao nível do segundo pavimento da edificação.

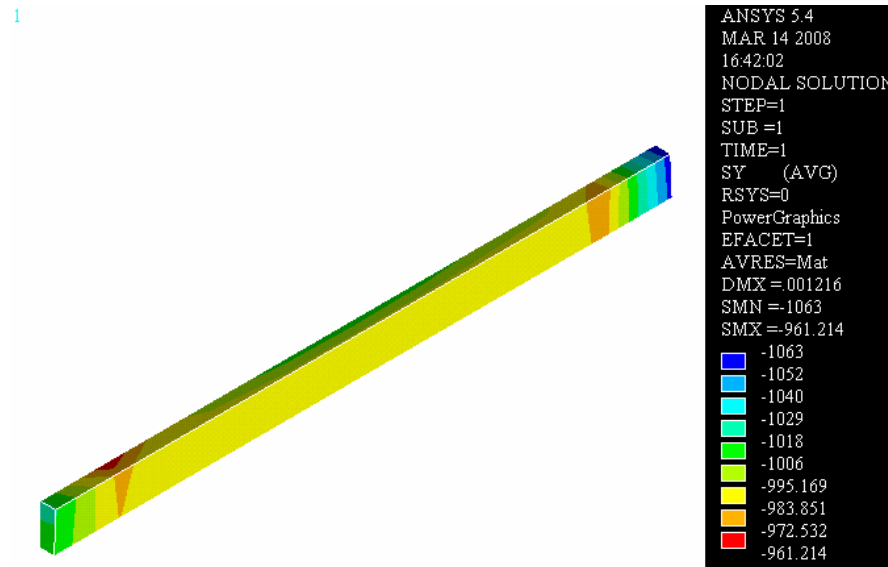


Figura 7.11 – Tensões normais na direção y, numa vista de um trecho da parede 05 ao nível do segundo pavimento da edificação.

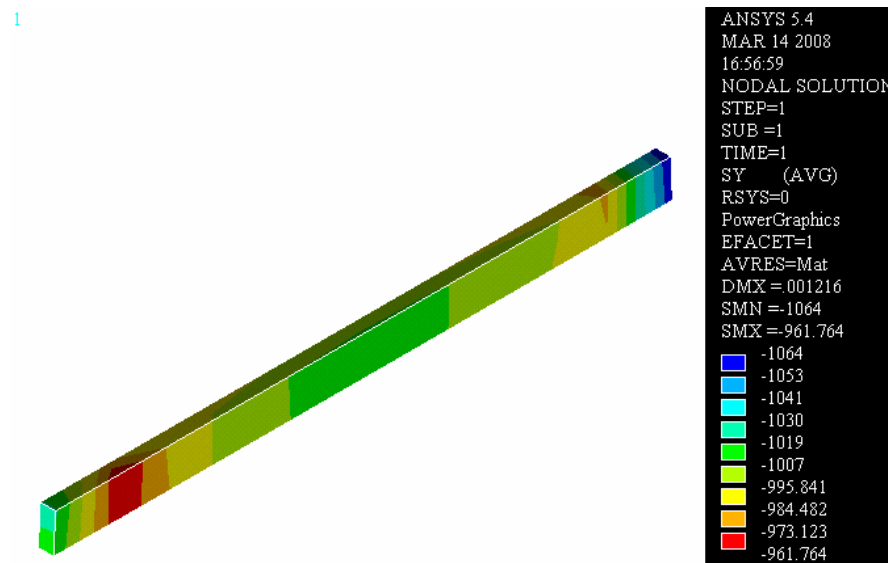


Figura 7.12 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho da parede 06 ao nível do segundo pavimento da edificação.

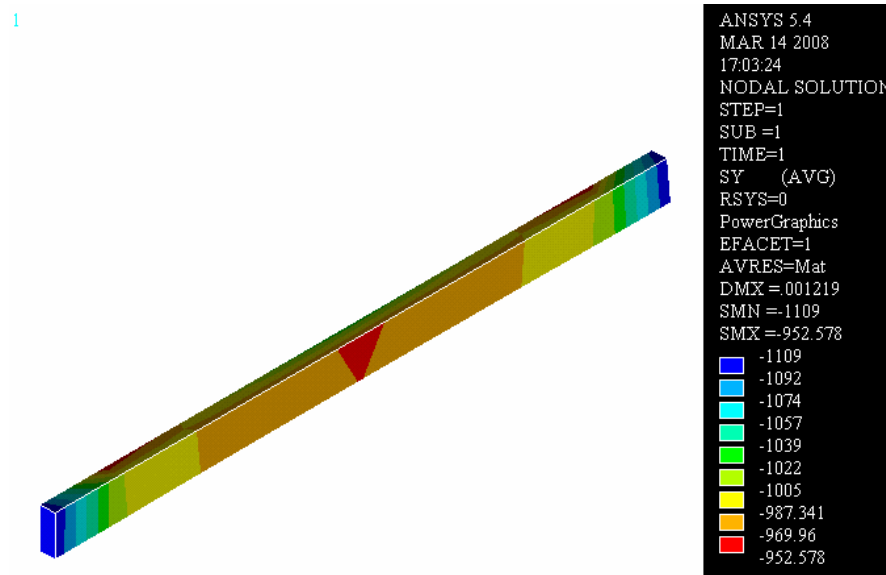


Figura 7.13 – Tensões normais na direção y numa vista de um trecho da parede 07 ao nível do segundo pavimento da edificação.

A Figura 7.14 mostra uma imagem de todo o painel da parede 04, onde podem ser visualizadas as tensões normais da direção y.

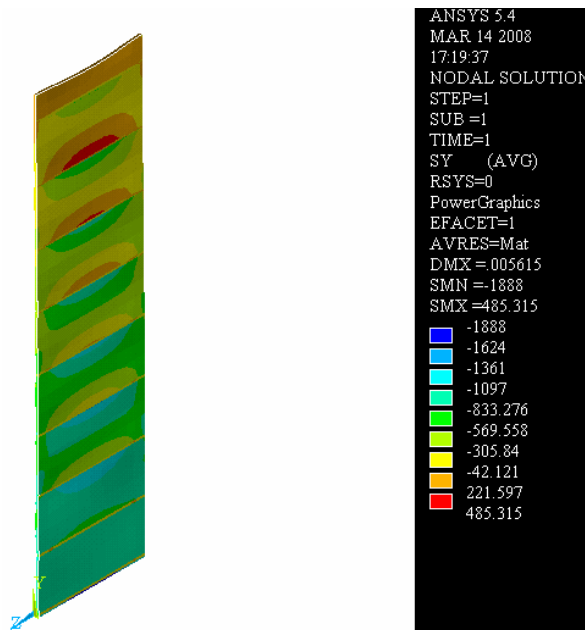


Figura 7.14 – Tensões normais na direção y numa vista em perspectiva isométrica da parede 04.

7.3.2 Modelo numérico sem considerar as lajes como diafragma rígido

Para verificação da variação das tensões na largura das paredes devido aos momentos fletores gerados pelas lajes junto aos apoios da edificação, foi considerado um modelo numérico onde as lajes não são consideradas como diafragma rígido. Para tal verificação adotou-se a parede 04, onde este efeito é mais significativo em razão de ser uma parede externa, e apoiar a laje de maior vão da edificação. A Figura 7.15 mostra um gráfico representativo da variação de tensão na largura da referida parede, e na Figura 7.16 pode ser visualizada a variação da tensão na direção y.

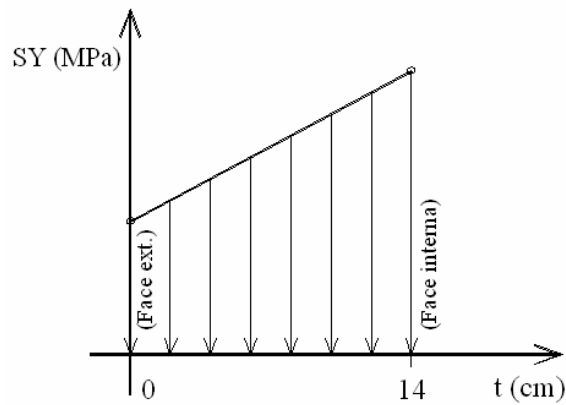


Figura 7.15 –Variação das tensões na largura da parede 04.

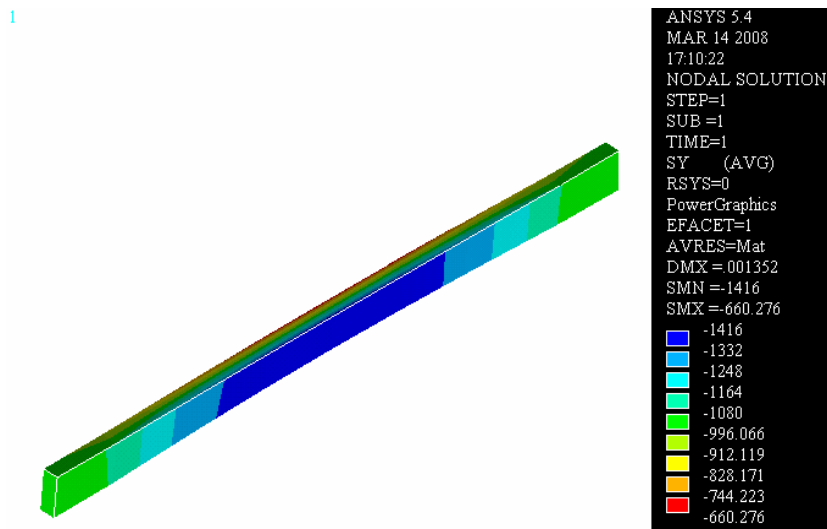


Figura 7.16 – Tensões normais na direção y; variação das tensões na largura da parede 04.

8 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são analisados os resultados apresentados nos capítulos 6 e 7, de modo a gerar subsídios para as conclusões desta pesquisa.

8.1 Tensões normais na flexão composta segundo a NBR 10837:1989 e a BS 5628:1992

A Tabela 8.1 mostra os resultados das tensões normais, determinados a partir das considerações da NBR 10837:1989 e da BS 5628:1992, para o estado limite último, nos casos mais desfavoráveis para a estrutura, conforme as Tabelas 7.1 e 7.3, para cada pavimento e para cada uma das paredes estruturais da edificação.

Tabela 8.1 – Tensão Normal para o Estado Limite Último segundo a NBR 8681:2003, NBR 10837:1989 e a BS 5628:1992.

PVTO	PAREDE 01		PAREDE 02		PAREDE 03		PAREDE 04		PAREDE 05		PAREDE 06		PAREDE 07	
	NBR	BS	NBR	BS	NBR	BS	NBR	BS	NBR	BS	NBR	BS	NBR	BS
8°	0,14	0,16	0,12	0,13	0,13	0,15	0,22	0,18	0,31	0,29	0,30	0,28	0,19	0,14
7°	0,26	0,29	0,22	0,23	0,25	0,27	0,46	0,35	0,73	0,59	0,71	0,56	0,42	0,32
6°	0,38	0,43	0,31	0,34	0,36	0,40	0,74	0,56	1,23	0,90	1,20	0,85	0,69	0,51
5°	0,50	0,56	0,41	0,44	0,47	0,52	1,06	0,78	1,78	1,24	1,74	1,19	1,01	0,73
4°	0,62	0,69	0,51	0,55	0,58	0,64	1,46	1,03	2,33	1,61	2,27	1,55	1,40	0,97
3°	0,73	0,82	0,60	0,65	0,69	0,69	1,61	1,30	2,58	1,99	2,51	1,91	1,55	1,24
2°	0,85	0,95	0,70	0,75	0,80	0,87	2,01	1,60	3,20	2,38	3,13	2,30	1,94	1,53
Ter	0,97	1,07	0,80	0,85	0,91	0,99	2,45	1,91	3,88	2,80	3,80	2,71	2,37	1,84

Nas Figuras 8.1 a 8.3 são apresentados os gráficos das tensões normais oriundas das ações gravitacionais para as paredes 01, 02, e 03, respectivamente.

As Figuras 8.4 a 8.7 mostram os gráficos das tensões normais oriundas das ações gravitacionais mais a ação do vento para as paredes 04, 05, 06 e 07, respectivamente.

A partir dos dados da Tabela 8.1, e dos gráficos das Figuras 8.1 a 8.3, é possível verificar que para as paredes 01, 02, e 03 da edificação, para as quais não foram consideradas mesas de compressão, os valores das tensões normais oriundas das a-

ções gravitacionais, obtidos pelos procedimentos de cálculo da norma britânica foram superiores aos valores apresentados pela norma brasileira.

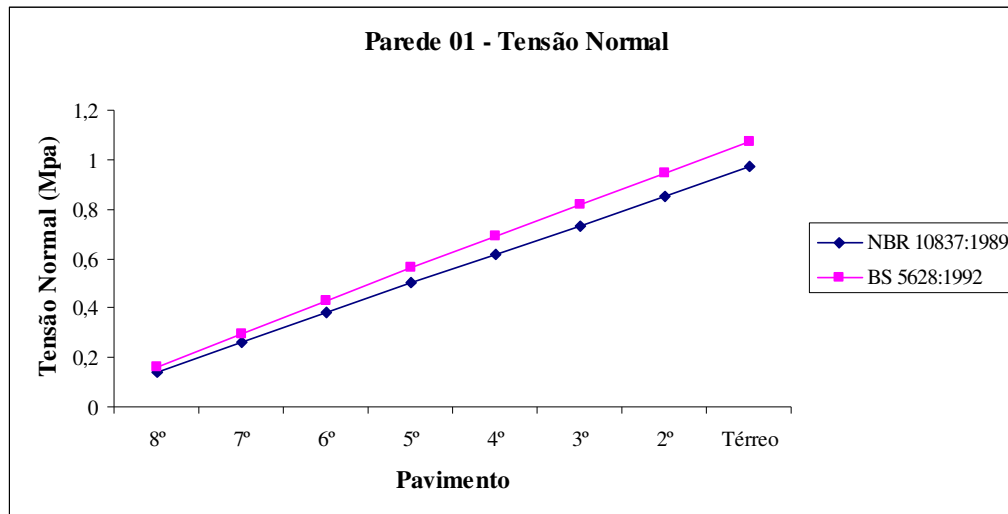


Figura 8.1 – Tensões normais oriundas das ações gravitacionais para Parede 01.

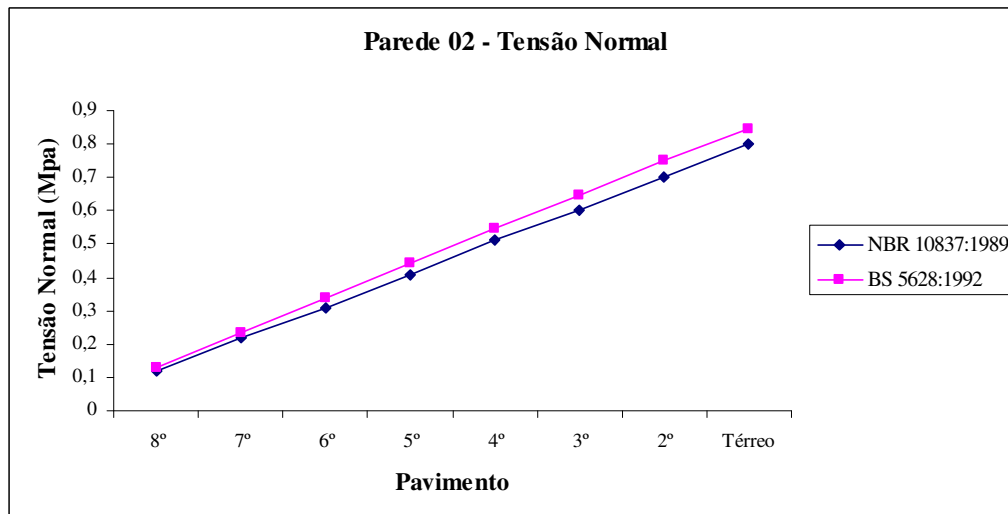


Figura 8.2 – Tensões normais oriundas das ações gravitacionais para Parede 02.

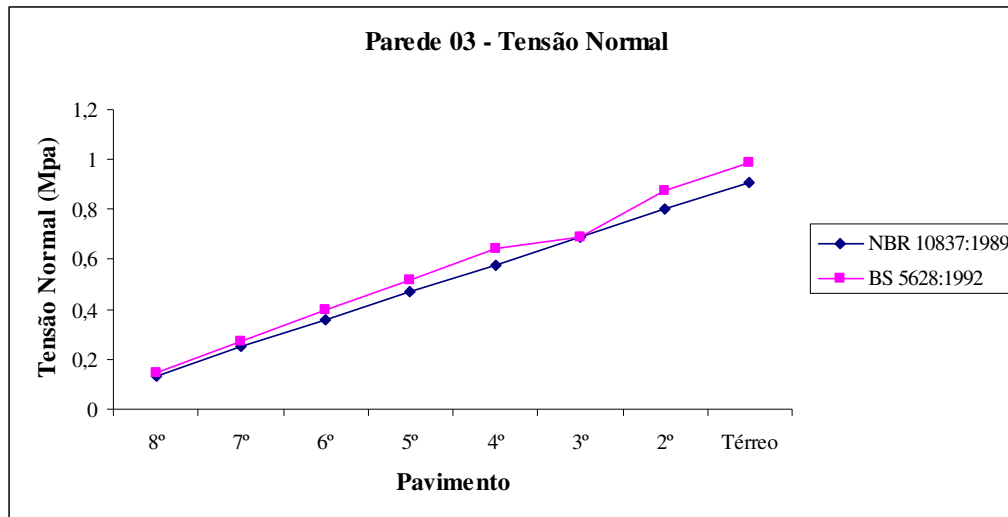


Figura 8.3 – Tensões normais oriundas das ações gravitacionais para Parede 03.

Entretanto, quando são consideradas mesas de compressão no cálculo da alvenaria, como é o caso das paredes 04, 05, 06, e 07 da edificação, que compõem os elementos estruturais de contraventamento da estrutura, o que se verifica é o contrário. Os valores das tensões normais oriundas das ações gravitacionais mais a ação do vento na estrutura, obtidos por meio dos procedimentos de cálculo pela norma brasileira são superiores aos valores apresentados pela norma britânica, como pode ser constatado com os dados da Tabela 8.1 e dos gráficos das Figuras 8.4 a 8.7.

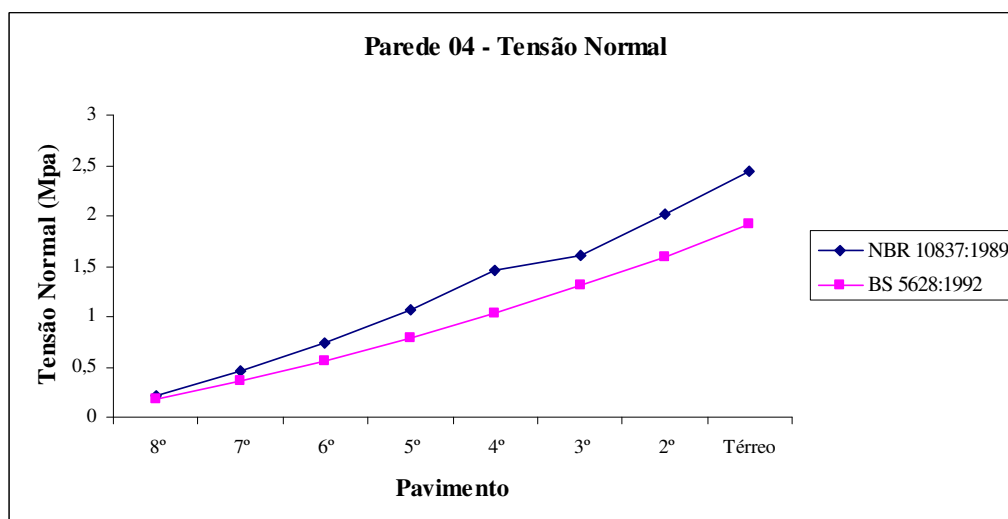


Figura 8.4 – Tensões normais oriundas das ações gravitacionais mais a ação do vento para a Parede 04.

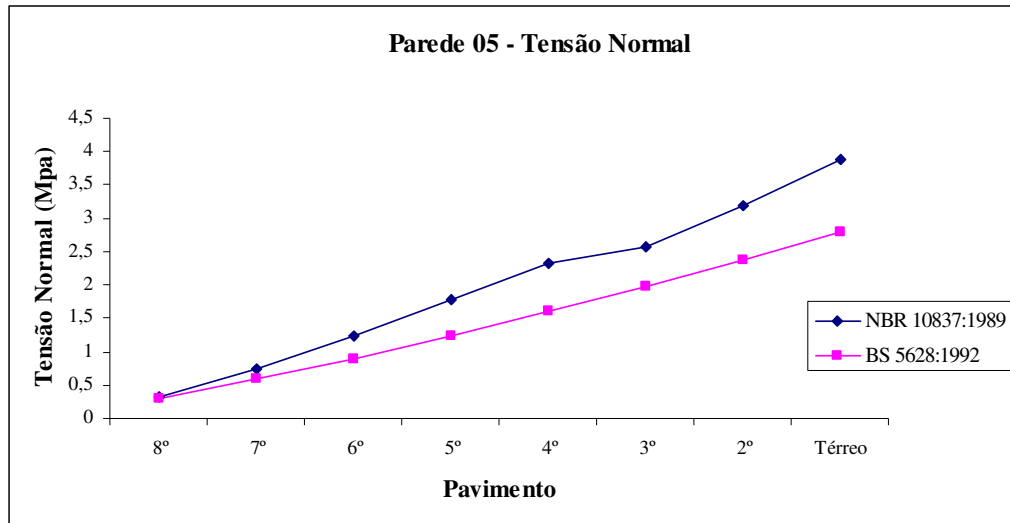


Figura 8.5 – Tensões normais oriundas das ações gravitacionais mais a ação do vento para Parede 05.

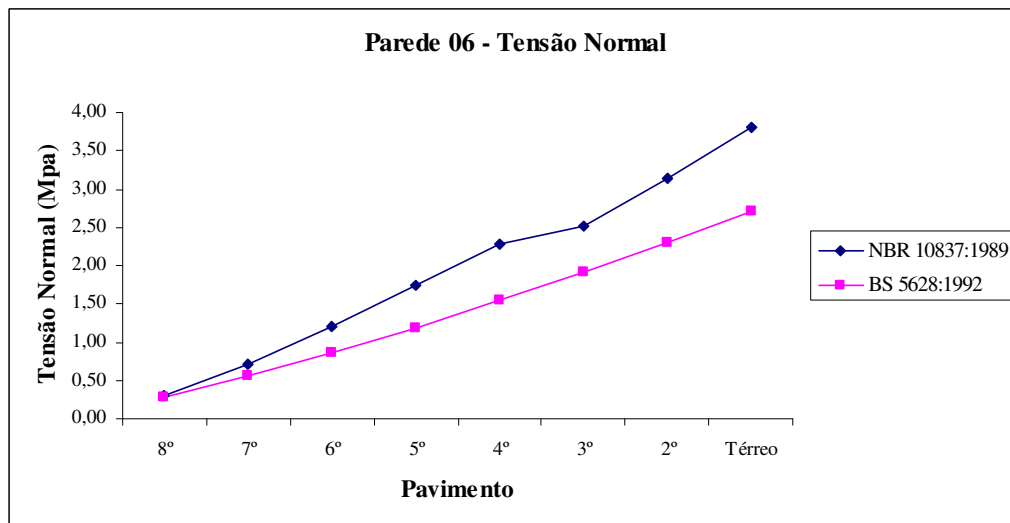


Figura 8.6 – Tensões normais oriundas das ações gravitacionais mais a ação do vento para Parede 06.

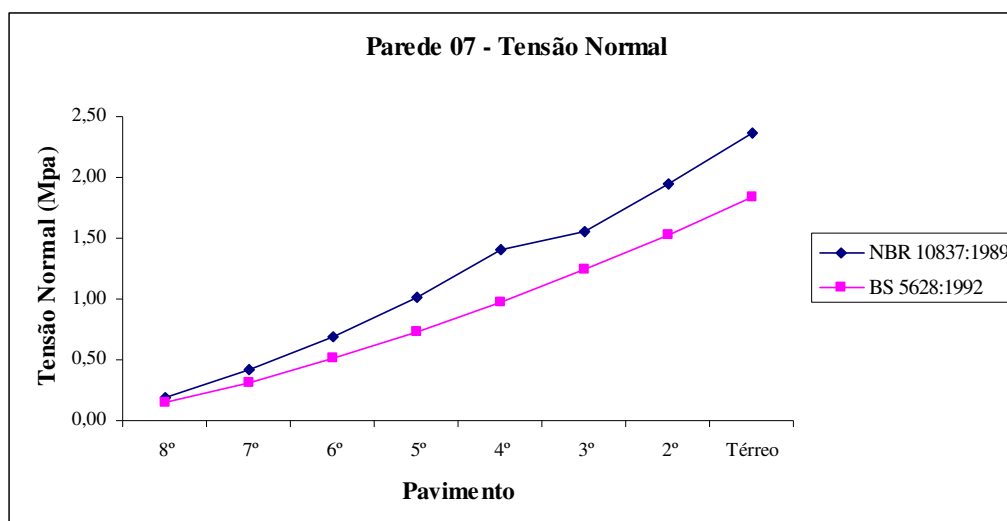


Figura 8.7 Tensões normais oriundas das ações gravitacionais mais a ação do vento para Parede 07.

Adotando-se como referência a norma britânica, tendo em vista suas especificações para o cálculo da alvenaria, e o fato de que a mesma considera os Estados Limites Últimos na verificação da segurança estrutural. Pode-se constatar que as tensões de cálculo obtidas para as paredes 01, 02, 03 da edificação por meio dos procedimentos da norma brasileira, variaram seus valores entre 8,08% e 12,23% a menos, ou seja, inferiores as tensões de cálculo obtidas pela norma britânica, quando não considerados as mesas de compressão. Para as paredes 04, 05, 06, e 07 da edificação modelo, que compõem os elementos de contraventamento da estrutura, as tensões de cálculo determinadas pela norma brasileira, variaram seus valores entre 29,00% e 40,15% a mais, ou seja, se mostraram significativamente superiores as tensões de cálculo obtidas pela norma britânica.

O comportamento observado ocorre pelo fato de que ao considerar as mesas de compressão a BS 5628:1992 determina parâmetros que mantém constantes as dimensões dos mesmos, para todos os níveis da estrutura. Já a NBR 10837:1989 ao considerar as mesas de compressão, prescreve procedimentos de cálculo que resultam numa considerável variação para as dimensões dos mesmos, variação essa, que é função do nível de cada pavimento considerado.

8.2 Tensões de cisalhamento segundo a NBR 10837:1989 e a BS 5628:1992

A Tabela 8.2 mostra os valores das tensões de cisalhamento para o Estado Limite Último determinados a partir dos procedimentos de cálculo considerados pela NBR 10837:1989 e pela BS 5628:1992, conforme mostram os dados das Tabelas 7.2 e 6.26, para cada pavimento e para cada uma das paredes estruturais da edificação modelo.

Tabela 8.2 – Tensão de cisalhamento para o Estado Limite Último segundo a NBR 10837:1989 e a BS 5628:1992.

PVTO	PAREDES 04 e 07		PAREDES 05 e 06	
	NBR	BS	NBR	BS
8°	0,09	0,05	0,12	0,08
7°	0,14	0,08	0,21	0,13
6°	0,18	0,11	0,30	0,19
5°	0,23	0,14	0,38	0,24
4°	0,28	0,18	0,42	0,30
3°	0,25	0,21	0,36	0,35
2°	0,28	0,24	0,41	0,41
Térreo	0,32	0,27	0,47	0,46

As Figuras 8.8 e 8.9 mostram os gráficos das tensões de cisalhamento oriundas das ações gravitacionais mais a ação do vento na estrutura para as paredes 04 e 07, e 05 e 06, respectivamente, que compõem os elementos de contraventamento da edificação. Verifica-se que do 4° ao 8° pavimento da edificação os valores das tensões de cálculo obtidos pelas normas brasileiras foram muito superiores aos valores obtidos pela norma britânica, sendo que para o 3°, 2°, e para o pavimento térreo da edificação esta diferença decresce em razão da contribuição das mesas de compressão na absorção de tal solicitação.

É importante ressaltar que no cálculo da alvenaria pela norma brasileira as ações horizontais consideradas foram a ação do vento e a ação equivalente ao desaprumo da construção. No cálculo da alvenaria pela norma britânica somente foi considerada a ação do vento na estrutura, pois de acordo com a mesma a ação equivalente ao desaprumo da construção é considerada somente no cálculo do fator de redução de capacidade $|\beta|$, utilizado na determinação da resistência característica à compressão da alvenaria. Como o objetivo deste trabalho é somente a verificação das

tensões atuantes nos elementos de contraventamento da estrutura, tal procedimento da norma britânica não foi realizado. Desta forma o incremento nas tensões de cálculo, obtido nos procedimentos da norma brasileira, pode ser justificado em razão da consideração do desaprumo da construção. Além de que para o cálculo da tensão de cisalhamento na alvenaria a norma brasileira usa valores médios de resistência, e a norma britânica usa valores característicos, de acordo com as expressões (62) e (66).

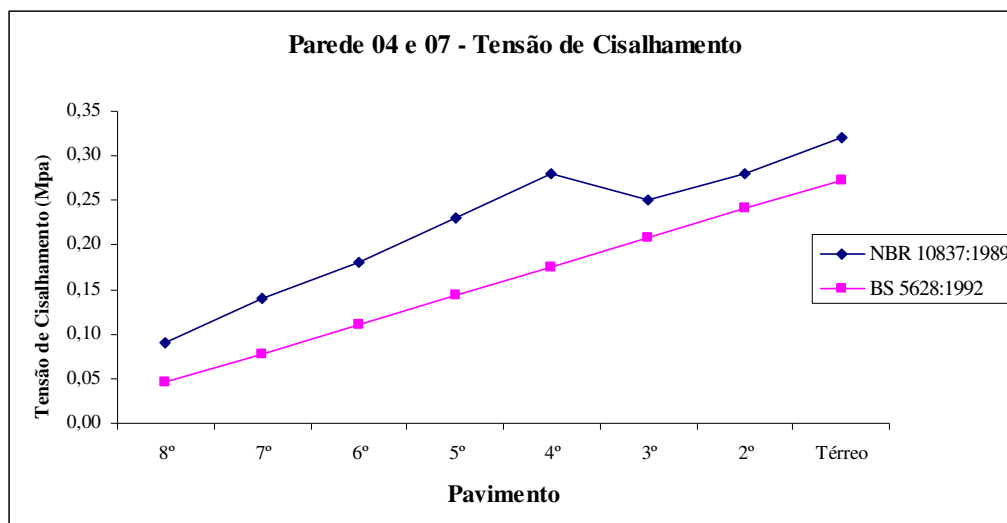


Figura 8.8 – Tensões de cisalhamento para as Paredes 04 e 07 segundo a NBR 10837:1989 e a BS 5628:1992.

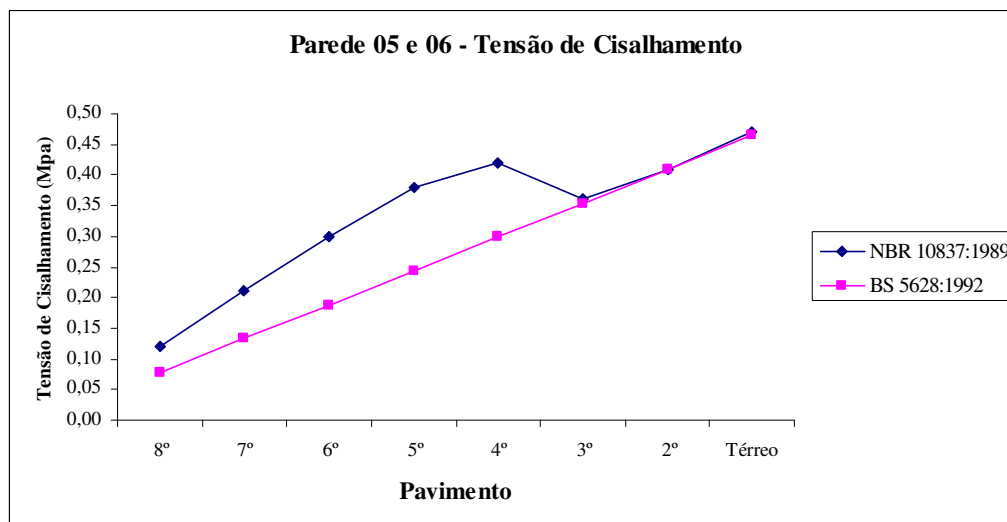


Figura 8.9 – Tensões de cisalhamento para as Paredes 05 e 06 segundo a NBR 10837:1989 e a BS 5628:1992.

8.3 Tensões normais máximas para ações gravitacionais – NBR 10837:1989 e o M.E.F.

A Tabela 8.3 apresenta os valores das tensões normais máximas para as paredes do nível do segundo pavimento, obtidos com os procedimentos de cálculo recomendados pela NBR 10837:1989, conforme as Tabelas 6.16 a 6.22, e pela modelagem numérica via método dos elementos finitos, conforme as Figuras 7.7 a 7.13, onde foram consideradas somente as ações gravitacionais atuantes na estrutura, sem a utilização de coeficientes de ponderação.

Tabela 8.3 – Tensões normais máximas para as cargas gravitacionais segundo a NBR 10837:1989 e o M.E.F.

Parede	Tensão Normal (MPa)	
	NBR 10837:1989	M.E.F.
01	0,61	1,11
02	0,50	1,09
03	0,57	1,10
04	0,69	1,12
05	1,20	1,06
06	1,14	1,06
07	0,63	1,11

A Figura 8.10 mostra as tensões normais oriundas das ações gravitacionais sem a utilização de coeficientes de ponderação, para as paredes da edificação, segundo a NBR 10837:1989 e o M.E.F.

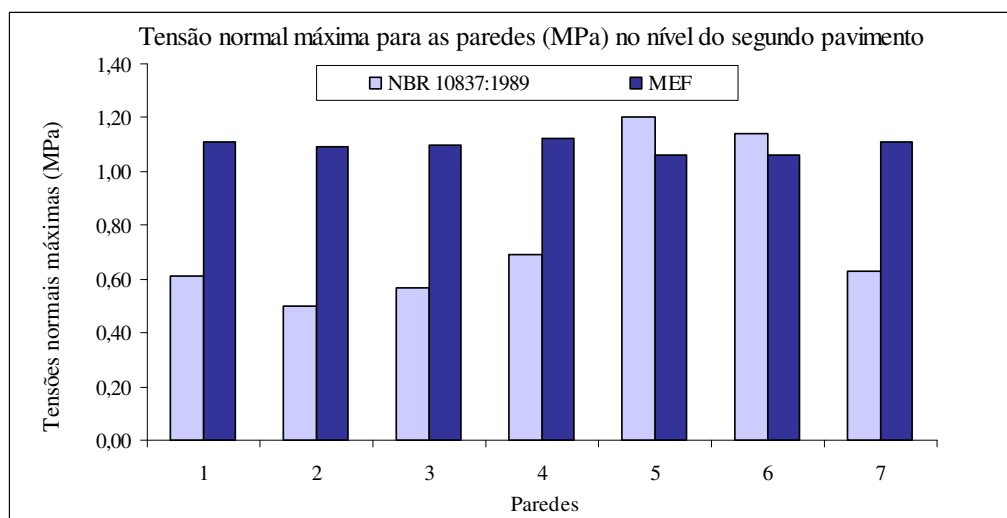


Figura 8.10 – Gráfico das tensões normais oriundas das ações gravitacionais para as Paredes da edificação modelo segundo a NBR 10837:1989 e o M.E.F.

Verifica-se que os valores das tensões normais máximas, obtidas para as paredes do nível do segundo pavimento da edificação, com os procedimentos de cálculo propostos pela NBR 10837:1989 variam cerca de 29,75% com relação aos valores de tensão obtidos pela modelagem numérica via M.E.F, que se apresentaram de forma mais homogênea.

Nota-se que a análise das tensões com uma modelagem numérica pelo método dos elementos finitos é extremamente criteriosa, permitindo uma completa verificação das tensões no comportamento da estrutura. Entretanto, observa-se que os procedimentos de cálculo recomendados pela norma brasileira contemplam uma série de simplificações, que por vezes levam à resultados que não condizem com o real comportamento da estrutura, distorcendo assim o resultado de tensões.

Este comportamento pode ser identificado no caso das paredes 01, 02, e 03 da edificação, onde são observados baixos níveis de tensão, sendo que na realidade esses valores deveriam ser muito superiores. Isso é confirmado, analisando-se as Figuras 7.1, 7.2, e 7.3, fica evidente que o fluxo de cargas entre as paredes dos diversos pavimentos da estrutura passa pelas laterais das aberturas (janelas), provocando níveis de tensão muito maiores para esses trechos das paredes.

As Figuras 7.4, 7.5 e 7.14 mostram com clareza a distribuição de cargas ao longo da alvenaria sob forma de arco, concentrando os esforços nos apoios e aliviando o centro do vão, para as paredes 04 e 07.

A Figura 7.6 identifica com precisão a atuação das mesas de compressão junto às paredes de contraventamento da estrutura, caracterizados pelas formas geométricas do tipo “L” e “T”, para as paredes 04, 07, e 05, 06, respectivamente, conforme considerado nos procedimentos de cálculo das normas brasileira e britânica.

As Figuras 7.7 a 7.13 mostram com evidência a concentração e o alívio de tensões em pontos estratégicos da estrutura, como nos trechos onde estão localizadas as aberturas (portas e janelas) da edificação, e os trechos onde se concentram os fluxos de carga das paredes, nos diversos pavimentos da estrutura, justificando-se assim a importância das vergas e contra vergas na absorção e transmissão de esforços na estrutura.

A consideração das lajes como diafragma rígido remete à base das paredes um estado de tensões praticamente uniforme, que não é verificado na consideração da laje sem diafragma. Neste modelo pode-se perceber claramente por meio da análise dos dados da Tabela 8.4 e o gráfico da Figura 8.11, retirados de pontos nodais da estrutura, para a Parede 04 da edificação, que as paredes se flexionam devido às rotações nas lajes nelas apoiadas.

Tabela 8.4 – Variação das tensões na largura da Parede 04.

Laje	Face interna da parede	Face externa da parede
Sem diafragma (Flexível)	-664,16	-1412,00
Com diafragma (Rígida)	-967,78	-1037,60

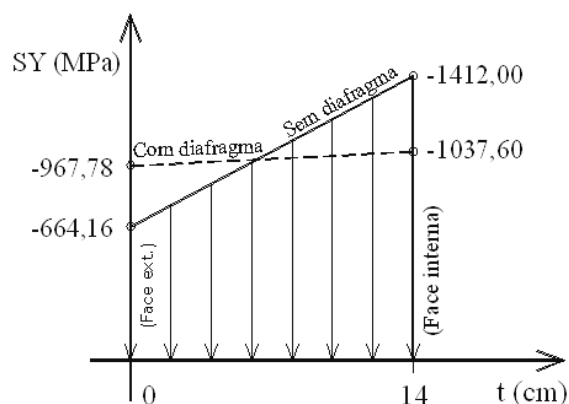


Figura 8.11 – Tensões atuantes na largura da Parede 04.

8.4 Métodos de Análise da Alvenaria Estrutural

A utilização do método dos elementos finitos na análise do edifício em questão possibilitou identificar claramente a atuação das mesas de compressão na composição dos elementos de contraventamento da estrutura, assim como a verificação do fluxo de cargas e a concentração de tensões ao longo da alvenaria sob forma do efeito

arco, o que não seria possível, caso fossem consideradas somente as prescrições dadas pela norma brasileira e pela norma britânica.

A flexão lateral das paredes, destacada na Figura 8.11, para o caso da parede 04 da edificação, pode ser realmente percebida, por meio da modelagem numérica pelo M.E.F., onde foi adotada uma hipótese desconsiderando-se a atuação da laje como um diafragma rígido.

Outro fator de grande relevância sobre os métodos de análise da alvenaria estrutural é a precisão com que os métodos de modelagem numérica permitem identificar os pontos de concentração de tensões em regiões estratégicas da estrutura, conferindo ao projetista a condição de avaliar com mais segurança o real estado de tensões apresentado pela estrutura. Como por exemplo, as regiões de concentração de aberturas nas paredes estruturais.

De modo geral são significativas as variações que ocorrem nos resultados das tensões normais em edifícios de alvenaria estrutural, quando utilizados métodos de análise mais realistas, que consideram um universo muito maior de fatores, como é o caso do método dos elementos finitos. A partir desse método é possível verificar o comportamento real da estrutura, e considerar o mesmo nos procedimentos de cálculo. Tais fatores, em sua maioria, são de conhecimento dos projetistas, mas devido a sua complexidade de aplicação são desprezados, até mesmo por não serem especificados pelas normas técnicas.

Em diversos casos as tensões apresentadas pelos métodos simplificados são positivas, resultando em valores maiores, e levam a um dimensionamento mais conservador. Porém, para muitos casos os resultados apresentados são inferiores aos obtidos por métodos mais complexos, e levam a um dimensionamento contra a segurança, tornando as estruturas mais vulneráveis à ocorrência de patologias e até mesmo à ocorrência de acidentes.

9 CONCLUSÕES

9.1 Conclusões

Com base nos objetivos propostos e por meio das análises realizadas é possível concluir que:

- a) as mesas de compressão nos elementos de contraventamento da estrutura são reais, conforme pode ser percebido por meio dos dados da análise numérica computacional. As prescrições de norma consideram este efeito de forma diferenciada, porém, a NBR 10837:1989 é mais prudente nesse sentido, quando comparada a BS 5628:1992.
- b) a implementação dos conceitos de segurança estrutural no cálculo da alvenaria, de acordo com as prescrições da NBR 8681:2003, considerando os estados limites da estrutura, é de fundamental importância para o dimensionamento da estrutura.
- c) os recursos computacionais adotados neste estudo permitiram uma análise real do comportamento da estrutura, mostrando claramente o estado de tensões ao qual foi submetida, como pode ser percebido na caracterização das mesas de compressão na estrutura, na verificação do fluxo de cargas ao longo da alvenaria sob forma do efeito arco, na avaliação do efeito de flexão devido às rotações nas lajes apoiadas nas paredes de alvenaria, quando não considerado o efeito diafragma, e na concentração de tensões em pontos específicos da estrutura. Tais constatações não puderam ser avaliadas com a precisão desejada, de acordo com os procedimentos de cálculo dados pela norma brasileira e pela norma britânica, sendo que para determinadas situações os resultados de tensões não representaram o real comportamento da estrutura.
- d) dadas as simplificações incorporadas nos procedimentos de cálculo da norma brasileira e da norma britânica, em situações mais complexas,

como na consideração das mesas de compressão para rigidez das paredes de contraventamento da estrutura, é mais prudente adotar procedimentos de cálculo e valores de tensão mais conservadores.

- e) no cálculo de estruturas em alvenaria com formas mais complexas, como em edifícios altos, é de extrema importância à utilização de métodos de cálculo mais realistas, como é o caso do método dos elementos finitos.

9.2 Demais Conclusões

A não consideração do acúmulo de tensões em determinadas regiões das estruturas de alvenaria pode levar a resultados significativamente errôneos, o que somente pode ser melhor avaliado por meio de uma análise numérica.

9.3 Sugestões para Trabalhos Futuros

Implementação de novos modelos de cálculo para análise da alvenaria.

10 BIBLIOGRAFIA

ACCETTI, K.M. **Contribuições ao Projeto Estrutural de Edifícios em Alvenaria**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 1998, 247p.

ANDOLFATO, R.P. **Estudo Teórico e Experimental da Interação de Paredes em Edifícios de Alvenaria Estrutural**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2006, 203p.

ANSYS User's Manual (Version 9.0), Swanson Analysis Systems Inc., Houston, 2005.

ATAIDE, C.A.V. **Estudo Comparativo entre o Método das Tensões Admissíveis e o Método dos Estados Limites para a Alvenaria Estrutural**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2005, 144p.

ARAÚJO, J.M. **Curso de Concreto Armado**. Rio Grande: Ed. Dunas, 2003. Vol. 2, 2ª Ed., p. 94–124.

_____. **Curso de Concreto Armado**. Rio Grande: Ed. Dunas, 2003. Vol. 3, 2ª Ed., p. 142-154.

_____. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado**. Rio Grande: Ed. Dunas, 2004. 1ª Ed., p. 105-141.

ASSAN, A.E. **Métodos dos Elementos Finitos – Primeiros passos**. Campinas. Ed. da UNICAMP, Campinas, SP. 1999.

_____. **Métodos Energéticos e Análise Estrutural**. Campinas, SP: Ed. da UNICAMP, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto: NBR 10837:1989**. Rio de Janeiro, 1989, 22p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças Devidas ao Vento em Edificações: NBR 6123:1988**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações: NBR 6120:1980**. Rio de Janeiro, 1980.

BARBOSA, P.C. **Estudo da Interação de Paredes de Alvenaria Estrutural com Vigas de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2000, 110p.

BOHAR, L.; MILLARD, A. **Castem 2000. Guide d’Utilisation**. França: CEA, 1992. 133 p.

BREBBIA, C.A.; FERRANTE, A.J. **The Finite Element Technique**. Porto Alegre: Ed. da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 1975. 410 p.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **Code of Practice for Structural Use of Masonry – Part 1 – Structural Use of Unreinforced Masonry – BS 5628: Part 1**. Reino Unido, 1992.

BUCHANAN, G.R. **Finite Element Analysis**. Department of Civil Engineering. Tennessee Technological University. Cookeville, Tennessee. McGraw-Hill, 1995.

CAPUZZO NETO, V. **Estudo Teórico e Experimental da Interação de Paredes de Alvenaria Estrutural Submetidas a Ações Verticais**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2000, 111p.

_____. **Interação de Paredes em Alvenaria Estrutural Cerâmica sob Ações Verticais**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2005, 322p.

CARVALHO, J.D.N. **A Contribuição de Enrijecedores Laterais para o Efeito Arco na Alvenaria Estrutural**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis, 2007, 282p.

CAVALHEIRO, O.P. **Projeto em Alvenaria Estrutural**. Caderno Técnico – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), Santa Maria, 1995, 91p.

DEUTSCH INDUSTRIE NORMEN. **Alvenaria: Cálculo e Execução – DIN 1053:1974**. Tradução de H. J. Okorn. São Paulo.

DONIN, C., CAVALHEIRO O.P., GOMES, H.M., ARANTES, C.A. **Modelamento por Elementos Finitos 3D do Comportamento da Alvenaria Estrutural Cerâmica Grauteada**. In: XXIV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, Ouro Preto, MG, Brasil, 2003.

FONSECA, F.B. **Desempenho Estrutural de Paredes de Alvenaria de Blocos de Concreto de Agregados Reciclados de Rejeitos de Construção e Demolição**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2002, 140p.

GALLEGOS, H. **Albañileria estructural**. 2ª Ed. Lima, Fondo Editorial da Pontificia Universidad Católica del Peru.

GARCIA, P.D. **Contribuições ao Estudo da Resistência à Compressão de Paredes de Alvenaria de Blocos Cerâmicos**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), 2000, 115p.

GOMES, I.R. **Simulação Numérica do Ensaio de Compressão de Prismas de Alvenaria pelo Método dos Elementos Finitos com Comportamento de Interface**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis, 2001, 160p.

GOMES, H.M.; DONIN, C. **Curso de Introdução ao Uso de Software de Elementos Finitos para Análise Estrutural Elástica Linear**. Apostila, Departamento de Estruturas e Construção Civil, CT, UFSM, Santa Maria, 2002.

HENDRY, A.W.; SINHA, B.P.; DAVIES, S.R. **Load Bearing Brickwork Design**. Ellis Horwood Limited, Chichester, West Sussex, England, 1987.

HOLANDA JR., O.G. **Influência de Recalques em Edifícios de Alvenaria Estrutural**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2002, 224p.

HUEBNER, K.H. **The Finite Element Method for Engineers**. John Wiley & Sons, New York, 1975.

JUSTE, A.E. **Estudo da Resistência e da Deformabilidade da Alvenaria de Blocos de Concreto Submetida a Esforços de Compressão**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2001, 229p.

LEET, K.M.; UANG, C.M. **Fundamentals of Structural Analysis**. McGraw-Hill Companies, 2002.

MAMEDE, F.C. **Utilização de Pré-Moldados em Edifícios de Alvenaria Estrutural**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2001, 187p.

MARTIN, H.C. **Introduction to Matrix Methods of Structural Analysis**. Tokyo, Kogakusha; New York, McGraw-Hill Kogakusha, 1971. 481p.

MARTINS, H.F. **Resistência ao Cisalhamento de Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis, 2001, 106p.

Mc MINN, S.J. **Matrices for Structural Analysis**. New York, John Wiley and Sons, 1962. 215p.

MEEK, J.L. **Matrix Structural Analysis**. Tokyo, McGraw-Hill Kogakusha, 1971, 481p.

MOAVENI, S. **Finite Element Analysis – Theory and Application with ANSYS**. Upper Saddle River, New Jersey, Prentice Hall, 1999.

MOREIRA, E.M.S. **Análise Experimental em Escala Reduzida de Ligações entre Paredes de Alvenaria Estrutural de Blocos Cerâmicos Submetidas a Ações Verticais**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2007, 126p.

NASCIMENTO NETO, J.A. **Investigação das Solicitações de Cisalhamento em Edifícios de Alvenaria Estrutural Submetidos a Ações Horizontais**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 1999, 127p.

PARSEKIAN, G.A. e FRANCO, L.S. **Recomendações para Projeto e Execução de Alvenaria Estrutural Protendida**. São Paulo, Publicação Técnica da Universidade de São Paulo (USP), Departamento de Engenharia de Construção Civil. 2002, 20p.

PELETEIRO, S.C. **Contribuições à Modelagem Numérica de Alvenaria Estrutural**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2002, 143p.

RAZENTE, J.A. **Aplicação de Recursos Computacionais em Projetos de Edifícios em Alvenaria**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2004, 188p.

RIZZATTI, E. **Influência da Geometria do Bloco Cerâmico no Desempenho Mecânico da Alvenaria Estrutural sob Compressão**. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis, 2003, 167p.

SILVA, A.H. **Comparação de Custos Entre os Processos Construtivos em Concreto Armado e em Alvenaria Estrutural em Blocos Cerâmicos e de Concreto**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis, 2002, 157p.

SILVA, T.F.T. **Estudo da Interação entre Edifícios de Alvenaria Estrutural e Pavimentos em Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2005, 106p.

SILVA, I.M. **Análise de Edifícios de Alvenaria Estrutural Sujeitos às Ações do Vento**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 1996, 81p.

SILVA, W.J.; CORRÊA, M.R.S. **Análise da Distribuição das Ações Verticais entre Paredes de Alvenaria Estrutural**. In: III Encontro sobre Pesquisas de Doutorado da Área de Engenharia de Estruturas, Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 8, n. 32, p. 53-56, 2006.

SORIANO, H.L. **Método de Elementos Finitos em Análise de Estruturas**. São Paulo, Editora da Universidade de São Paulo, 2003. 578p.

TZAMTZIS, A.D.; ASTERIS, P.G. **FE Analysis of Complex Discontinuous and Jointed Structural Systems (Part 1: Presentation of the Method – A State-of-the-Art Review)**. Electronic Journal of Structural Engineering, Department of Civil Works Technology Technological Educational Institution of Athens, Greece, 2004. P. 75-92.

_____. **FE Analysis of Complex Discontinuous and Jointed Structural Systems (Part 2: Application of the Method – Development of a 3D Model for the Analysis of Unreinforced Masonry Walls)**. Electronic Journal of Structural Engineering, Department of Civil Works Technology Technological Educational Institution of Athens, Greece, 2004. P. 93-107.

ZIENKIEWICZ, O.C.; TAYLOR. **Finite Element Method: Volumes 1, 2 e 3, Solid Mechanics**, Ed. Butterworth-Heinemann, 5th edition, 2000.

11 ANEXOS

11.1 Composição de cargas para edificação modelo

A Figura 11.1 mostra a configuração das charneiras plásticas formadas pelas áreas construídas da edificação, onde são consideradas as áreas de laje sob as paredes, tendo em vista o carregamento permanente das mesmas.

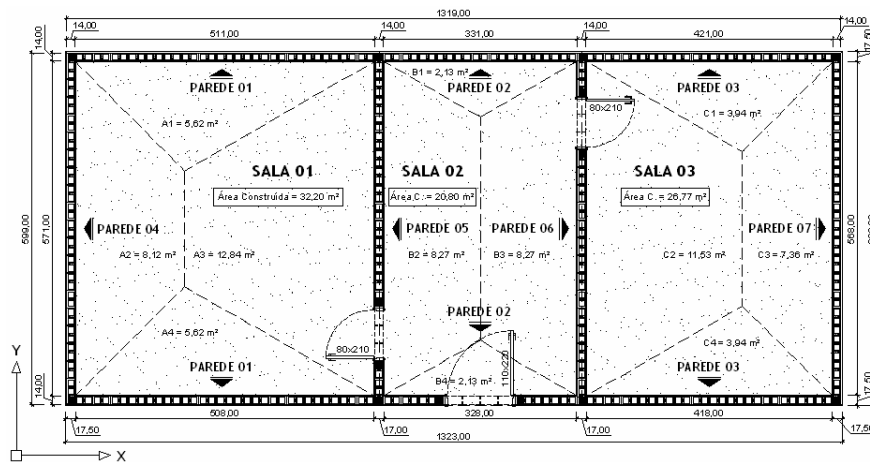


Figura 11.1 – Charneiras Plásticas (área construída).

A Figura 11.2 mostra a configuração das charneiras plásticas formadas pelas áreas úteis da edificação, onde não são consideradas as áreas das lajes sob as paredes, tendo em vista o carregamento acidental sobre as mesmas.

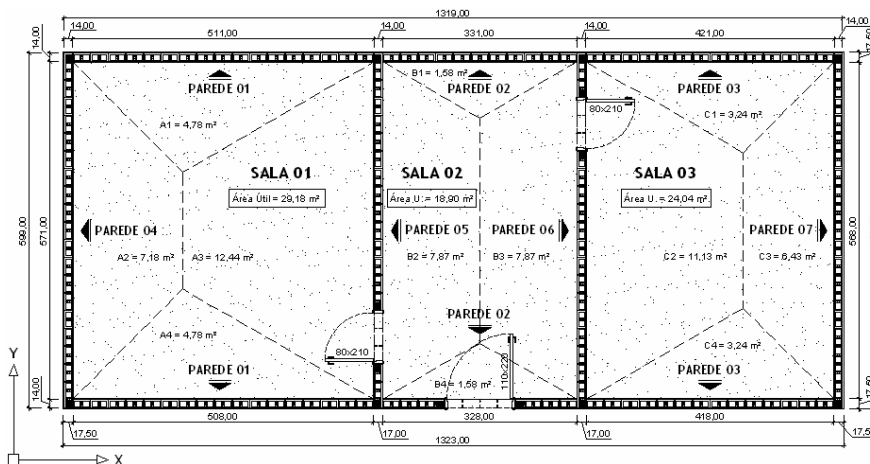


Figura 11.2 – Charneiras plásticas (área útil).

Na Tabela 11.1 estão dispostos os valores das cargas verticais utilizados no cálculo da edificação, de acordo com a NBR 6120: 1980 – Cargas para cálculo de estruturas em edificações.

Tabela 11.1 – Cargas verticais de acordo com a NBR 6120:1980.

Item	Discriminação	Carregamento	
1.0	Cobertura	6,00	kN/m²
1.1	Carga Permanente	4,50	kN/m²
1.1.1	Cobertura	1,50	kN/m ²
1.1.2	Laje de concreto armado	3,00	kN/m ²
1.2	Carga Acidental	1,50	kN/m²
1.2.1	Carga Acidental	1,50	kN/m ²
2.0	Pavimento Tipo	6,30	kN/m²
2.1	Carga Permanente	4,80	kN/m²
2.1.1	Revestimento	1,80	kN/m ²
2.1.2	Laje de concreto armado	3,00	kN/m ²
2.2	Sobrecarga de utilização	1,50	kN/m²
2.2.1	Sobrecarga de utilização	1,50	kN/m ²
3.0	Paredes	1300,00	Kgf/m³
3.1	Paredes de blocos vazados cerâmicos, revestidas	1300,00	Kgf/m ³

Tabela 11.2 – Memória de cálculo: peso total da edificação.

Dados:			
Área total por pavimento:		79,78	m ²
Dimensão linear total de paredes no sentido transversal:		24,12	m
Dimensão linear total de paredes no sentido longitudinal:		26,46	m
Somatório das paredes internas:		12,06	m
Perímetro da edificação:		38,52	m
Espessura do revestimento interno:		1,50	cm
Espessura do revestimento externo:		2,00	cm
Peso por metro linear de parede:			
Peso da platibanda:	$(0,14+0,035) \times 1,20 \times 1300 \times 10 / 1000 =$	2,73	kN/m
Peso das paredes internas:	$(0,14+0,030) \times 2,88 \times 1300 \times 10 / 1000 =$	6,36	kN/m
Peso das paredes externas:	$(0,14+0,035) \times 2,88 \times 1300 \times 10 / 1000 =$	6,55	kN/m
Memória de cálculo:			
Peso da laje de cobertura:	$1,00 \times 4,50 \times 79,78 =$	359,01	kN
Peso da laje tipo:	$7,00 \times 4,80 \times 79,78 =$	2680,61	kN
Peso da platibanda:	$1,00 \times 38,52 \times 2,73 =$	105,16	kN
Peso das paredes internas:	$2,00 \times 7,00 \times 6,36 \times 12,06 =$	537,32	kN
Peso das paredes externas:	$2,00 \times 7,00 \times 6,55 \times 38,52 =$	1766,68	kN
		5448,78	kN

Tabela 11.3 – Área das charneiras plásticas.

N°	Área útil (m²)			Área construída (m²)		
	Sala 01	Sala 02	Sala 03	Sala 01	Sala 02	Sala 03
	29,18 m²	18,90 m²	24,04 m²	32,20 m²	20,80 m²	26,77 m²
	A	B	C	A	B	C
1	4,78	1,58	3,24	5,62	2,13	3,94
2	7,18	7,87	11,13	8,12	8,27	11,53
3	12,44	7,87	6,43	12,84	8,27	7,36
4	4,78	1,58	3,24	5,62	2,13	3,94
Σ (m²)	29,18	18,9	24,04	32,2	20,8	26,77

Tabela 11.4 – Carregamento das charneiras plásticas: laje de cobertura.

N°	Carreg. laje cobertura - CA (kN)			Carreg. laje cobertura - CP (kN)		
	Sala 01	Sala 02	Sala 03	Sala 01	Sala 02	Sala 03
	A	B	C	A	B	C
1	7,17	2,37	4,86	25,29	9,59	17,73
2	10,77	11,81	16,7	36,54	37,22	51,89
3	18,66	11,81	9,65	57,78	37,22	33,12
4	7,17	2,37	4,86	25,29	9,59	17,73
Σ (kN)	43,77	28,35	36,06	144,9	93,6	120,47

Tabela 11.5 – Carregamento das charneiras plásticas: laje tipo.

N°	Carreg. Laje Tipo - CA (kN)			Carreg. Laje Tipo - CP (kN)		
	Sala 01	Sala 02	Sala 03	Sala 01	Sala 02	Sala 03
	A	B	C	A	B	C
1	7,17	2,37	4,86	26,98	10,22	18,91
2	10,77	11,81	16,7	38,98	39,7	55,34
3	18,66	11,81	9,65	61,63	39,7	35,33
4	7,17	2,37	4,86	26,98	10,22	18,91
Σ (kN)	43,77	28,35	36,06	154,56	99,84	128,5

Tabela 11.6 – Reações das charneiras plásticas: laje de cobertura.

N°	Reação Laje Cobert. - CA (kN/m)			Reação Laje Cobert. - CP (kN/m)			CA + CP (kN/m)		
	Sala 01	Sala 02	Sala 03	Sala 01	Sala 02	Sala 03	Sala 01	Sala 02	Sala 03
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
X	5,11	3,31	4,21	5,11	3,31	4,21	A	B	C
Y	5,71	5,71	5,71	5,71	5,71	5,71			
1	1,40	0,72	1,15	4,95	2,90	4,21	6,35	3,61	5,37
2	1,89	2,07	2,92	6,40	6,52	9,09	8,29	8,58	12,01
3	3,27	2,07	1,69	10,12	6,52	5,80	13,39	8,58	7,49
4	1,40	0,72	1,15	4,95	2,90	4,21	6,35	3,61	5,37

Tabela 11.7 – Reações das charneiras plásticas: laje tipo.

N°	Reação Laje Tipo - CA (kN/m)			Reação Laje Tipo - CP (kN/m)			CA + CP (kN/m)		
	Sala 01	Sala 02	Sala 03	Sala 01	Sala 02	Sala 03	Sala 01	Sala 02	Sala 03
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
X	5,11	3,31	4,21	5,11	3,31	4,21	A	B	C
Y	5,71	5,71	5,71	5,71	5,71	5,71			
1	1,40	0,72	1,15	5,28	3,09	4,49	6,68	3,80	5,65
2	1,89	2,07	2,92	6,83	6,95	9,69	8,71	9,02	12,62
3	3,27	2,07	1,69	10,79	6,95	6,19	14,06	9,02	7,88
4	1,40	0,72	1,15	5,28	3,09	4,49	6,68	3,80	5,65

Tabela 11.8 – Carregamento da parede 01.

NÍVEL DO PISO CONSIDERADO	MEMÓRIA DE CÁLCULO	CARGA / METRO (kN/m)		
		Gk (C.P.) (kN/m)	Σ C.P. (kN/m)	Qk Σ(C.A.) (kN/m)
8º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Platibanda Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	14,23 kN/m 2,73 kN/m 4,95 kN/m 6,55 kN/m 1,40 kN/m 1,40 kN/m	14,23	14,23	1,40
7º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	11,83 kN/m 5,28 kN/m 6,55 kN/m 1,40 kN/m 1,40 kN/m	11,83	26,06	2,81
6º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	11,83 kN/m 5,28 kN/m 6,55 kN/m 1,40 kN/m 1,40 kN/m	11,83	37,89	4,21
5º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	11,83 kN/m 5,28 kN/m 6,55 kN/m 1,40 kN/m 1,40 kN/m	11,83	49,72	5,61
4º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 20%	11,83 kN/m 5,28 kN/m 6,55 kN/m 1,12 kN/m 1,12 kN/m	11,83	61,56	6,74
3º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 40%	11,83 kN/m 5,28 kN/m 6,55 kN/m 0,84 kN/m 0,84 kN/m	11,83	73,39	7,58
2º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	11,83 kN/m 5,28 kN/m 6,55 kN/m 0,56 kN/m 0,56 kN/m	11,83	85,22	8,14
Térreo <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	11,83 kN/m 5,28 kN/m 6,55 kN/m 0,56 kN/m 0,56 kN/m	11,83	97,05	8,70

Tabela 11.9 – Carregamento da parede 02.

NÍVEL DO PISO CONSIDERADO	MEMÓRIA DE CÁLCULO	CARGA / METRO (kN/m)		
		Gk (C.P.) (kN/m)	Σ C.P. (kN/m)	Qk Σ(C.A.) (kN/m)
8º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Platibanda Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	12,18 kN/m 2,73 kN/m 2,90 kN/m 6,55 kN/m 0,72 kN/m 0,72 kN/m	12,18	12,18	0,72
7º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	9,64 kN/m 3,09 kN/m 6,55 kN/m 0,72 kN/m 0,72 kN/m	9,64	21,82	1,43
6º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	9,64 kN/m 3,09 kN/m 6,55 kN/m 0,72 kN/m 0,72 kN/m	9,64	31,46	2,15
5º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	9,64 kN/m 3,09 kN/m 6,55 kN/m 0,72 kN/m 0,72 kN/m	9,64	41,10	2,86
4º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 20%	9,64 kN/m 3,09 kN/m 6,55 kN/m 0,57 kN/m 0,57 kN/m	9,64	50,74	3,44
3º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 40%	9,64 kN/m 3,09 kN/m 6,55 kN/m 0,43 kN/m 0,43 kN/m	9,64	60,38	3,87
2º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	9,64 kN/m 3,09 kN/m 6,55 kN/m 0,29 kN/m 0,29 kN/m	9,64	70,02	4,15
Térreo <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	9,64 kN/m 3,09 kN/m 6,55 kN/m 0,29 kN/m 0,29 kN/m	9,64	79,66	4,44

Tabela 11.10 – Carregamento da parede 03.

NÍVEL DO PISO CONSIDERADO	MEMÓRIA DE CÁLCULO	CARGA / METRO (kN/m)		
		Gk (C.P.) (kN/m)	Σ C.P. (kN/m)	Qk Σ(C.A.) (kN/m)
8º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Platibanda Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	13,49 kN/m 2,73 kN/m 4,21 kN/m 6,55 kN/m 1,15 kN/m 1,15 kN/m	13,49	13,49	1,15
7º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	11,04 kN/m 4,49 kN/m 6,55 kN/m 1,15 kN/m 1,15 kN/m	11,04	24,54	2,31
6º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	11,04 kN/m 4,49 kN/m 6,55 kN/m 1,15 kN/m 1,15 kN/m	11,04	35,58	3,46
5º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	11,04 kN/m 4,49 kN/m 6,55 kN/m 1,15 kN/m 1,15 kN/m	11,04	46,63	4,62
4º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 20%	11,04 kN/m 4,49 kN/m 6,55 kN/m 0,92 kN/m 0,92 kN/m	11,04	57,67	5,54
3º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 40%	11,04 kN/m 4,49 kN/m 6,55 kN/m 0,69 kN/m 0,69 kN/m	11,04	68,71	6,23
2º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	11,04 kN/m 4,49 kN/m 6,55 kN/m 0,46 kN/m 0,46 kN/m	11,04	79,76	6,70
Térreo <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	11,04 kN/m 4,49 kN/m 6,55 kN/m 0,46 kN/m 0,46 kN/m	11,04	90,80	7,16

Tabela 11.11 – Carregamento da parede 04.

NÍVEL DO PISO CONSIDERADO	MEMÓRIA DE CÁLCULO	CARGA / METRO (kN/m)		
		Gk (C.P.) (kN/m)	Σ C.P. (kN/m)	Qk Σ(C.A.) (kN/m)
8º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Platibanda Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	15,68 kN/m 2,73 kN/m 6,40 kN/m 6,55 kN/m 1,89 kN/m 1,89 kN/m	15,68	15,68	1,89
7º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	13,38 kN/m 6,83 kN/m 6,55 kN/m 1,89 kN/m 1,89 kN/m	13,38	29,06	3,77
6º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	13,38 kN/m 6,83 kN/m 6,55 kN/m 1,89 kN/m 1,89 kN/m	13,38	42,44	5,66
5º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	13,38 kN/m 6,83 kN/m 6,55 kN/m 1,89 kN/m 1,89 kN/m	13,38	55,82	7,54
4º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 20%	13,38 kN/m 6,83 kN/m 6,55 kN/m 1,51 kN/m 1,51 kN/m	13,38	69,19	9,05
3º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 40%	13,38 kN/m 6,83 kN/m 6,55 kN/m 1,13 kN/m 1,13 kN/m	13,38	82,57	10,19
2º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	13,38 kN/m 6,83 kN/m 6,55 kN/m 0,75 kN/m 0,75 kN/m	13,38	95,95	10,94
Térreo <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	13,38 kN/m 6,83 kN/m 6,55 kN/m 0,75 kN/m 0,75 kN/m	13,38	109,33	11,69

Tabela 11.12 – Carregamento da parede 05.

NÍVEL DO PISO CONSIDERADO	MEMÓRIA DE CÁLCULO	CARGA / METRO (kN/m)		
		Gk (C.P.) (kN/m)	Σ C.P. (kN/m)	Qk Σ(C.A.) (kN/m)
8º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	23,00 kN/m 16,64 kN/m 6,36 kN/m 5,34 kN/m 5,34 kN/m	23,00	23,00	5,34
7º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	24,11 kN/m 17,75 kN/m 6,36 kN/m 5,34 kN/m 5,34 kN/m	24,11	47,11	10,67
6º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	24,11 kN/m 17,75 kN/m 6,36 kN/m 5,34 kN/m 5,34 kN/m	24,11	71,22	16,01
5º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	24,11 kN/m 17,75 kN/m 6,36 kN/m 5,34 kN/m 5,34 kN/m	24,11	95,33	21,34
4º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 20%	24,11 kN/m 17,75 kN/m 6,36 kN/m 4,27 kN/m 4,27 kN/m	24,11	119,44	25,61
3º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 40%	24,11 kN/m 17,75 kN/m 6,36 kN/m 3,20 kN/m 3,20 kN/m	24,11	143,55	28,81
2º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	24,11 kN/m 17,75 kN/m 6,36 kN/m 2,13 kN/m 2,13 kN/m	24,11	167,66	30,95
Térreo <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	24,11 kN/m 17,75 kN/m 6,36 kN/m 2,13 kN/m 2,13 kN/m	24,11	191,77	33,08

Tabela 11.13 – Carregamento da parede 06.

NÍVEL DO PISO CONSIDERADO	MEMÓRIA DE CÁLCULO	CARGA / METRO (kN/m)		
		Gk (C.P.) (kN/m)	Σ C.P. (kN/m)	Qk Σ(C.A.) (kN/m)
8º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	21,97 kN/m 15,60 kN/m 6,36 kN/m 4,99 kN/m 4,99 kN/m	21,97	21,97	4,99
7º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	23,01 kN/m 16,64 kN/m 6,36 kN/m 4,99 kN/m 4,99 kN/m	23,01	44,98	9,98
6º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	23,01 kN/m 16,64 kN/m 6,36 kN/m 4,99 kN/m 4,99 kN/m	23,01	67,99	14,97
5º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	23,01 kN/m 16,64 kN/m 6,36 kN/m 4,99 kN/m 4,99 kN/m	23,01	91,00	19,96
4º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 20%	23,01 kN/m 16,64 kN/m 6,36 kN/m 3,99 kN/m 3,99 kN/m	23,01	114,01	23,96
3º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 40%	23,01 kN/m 16,64 kN/m 6,36 kN/m 2,99 kN/m 2,99 kN/m	23,01	137,02	26,95
2º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	23,01 kN/m 16,64 kN/m 6,36 kN/m 2,00 kN/m 2,00 kN/m	23,01	160,02	28,95
Térreo <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	23,01 kN/m 16,64 kN/m 6,36 kN/m 2,00 kN/m 2,00 kN/m	23,01	183,03	30,95

Tabela 11.14 – Carregamento da parede 07.

NÍVEL DO PISO CONSIDERADO	MEMÓRIA DE CÁLCULO	CARGA / METRO (kN/m)		
		Gk (C.P.) (kN/m)	Σ C.P. (kN/m)	Qk Σ(C.A.) (kN/m)
8º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	12,35 kN/m 5,80 kN/m 6,55 kN/m 1,69 kN/m 1,69 kN/m	12,35	12,35	1,69
7º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	12,74 kN/m 6,19 kN/m 6,55 kN/m 1,69 kN/m 1,69 kN/m	12,74	25,09	3,38
6º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	12,74 kN/m 6,19 kN/m 6,55 kN/m 1,69 kN/m 1,69 kN/m	12,74	37,83	5,07
5º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 0%	12,74 kN/m 6,19 kN/m 6,55 kN/m 1,69 kN/m 1,69 kN/m	12,74	50,57	6,76
4º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 20%	12,74 kN/m 6,19 kN/m 6,55 kN/m 1,35 kN/m 1,35 kN/m	12,74	63,31	8,11
3º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 40%	12,74 kN/m 6,19 kN/m 6,55 kN/m 1,01 kN/m 1,01 kN/m	12,74	76,05	9,12
2º Pavimento <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	12,74 kN/m 6,19 kN/m 6,55 kN/m 0,68 kN/m 0,68 kN/m	12,74	88,79	9,80
Térreo <i>Carga Permanente</i> Peso Próprio da Laje Peso Próprio da Parede <i>Carga Acidental</i> Redução de 60%	12,74 kN/m 6,19 kN/m 6,55 kN/m 0,68 kN/m 0,68 kN/m	12,74	101,53	10,47

11.2 Resultado das tensões segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003

Nas Tabelas 11.15 a 11.27 são apresentados os resultados das tensões de cálculo determinados a partir dos procedimentos adotados pela NBR 10837:1989, considerando-se as combinações de cargas propostas pela NBR 8681:2003, para as paredes estruturais da edificação modelo, onde são apresentados os resultados mais desfavoráveis para a segurança da estrutura.

Tabela 11.17 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 03.

PVTO	NBR 10837:1989 e NBR 8681:2003											
	Combinações de carga das ações gravitacionais											
	CI	Combinações últimas das ações					Combinações de serviço das ações					
CUN - 01		CUN - 02	CUN - 03	CUN - 04	Caso mais desfavorável	CSQP	CSF - 01	CSF - 02	CSR - 01	CSR - 02	Caso mais desfavorável	
8º	0,10	0,13	0,13	0,10	0,10	0,13	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
7º	0,18	0,25	0,25	0,18	0,18	0,25	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
6º	0,25	0,36	0,36	0,25	0,25	0,36	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
5º	0,33	0,47	0,47	0,33	0,33	0,47	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
4º	0,41	0,58	0,58	0,41	0,41	0,58	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41
3º	0,49	0,69	0,69	0,49	0,49	0,69	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49
2º	0,57	0,80	0,80	0,57	0,57	0,80	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57
Térreo	0,65	0,91	0,91	0,65	0,65	0,91	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65

Tabela 11.18 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 04.

PVTO	NBR 10837:1989 e NBR 8681:2003											
	Combinações de carga das ações gravitacionais mais a ação do vento											
	CI	Combinações últimas das ações					Combinações de serviço das ações					
CUN - 01		CUN - 02	CUN - 03	CUN - 04	Caso mais desfavorável	CSQP	CSF - 01	CSF - 02	CSR - 01	CSR - 02	Caso mais desfavorável	
8º	0,16	0,20	0,22	0,15	0,18	0,22	0,11	0,11	0,13	0,13	0,16	0,16
7º	0,33	0,40	0,46	0,32	0,38	0,46	0,21	0,21	0,25	0,25	0,33	0,33
6º	0,53	0,63	0,74	0,51	0,61	0,74	0,31	0,31	0,38	0,38	0,53	0,53
5º	0,76	0,89	1,06	0,72	0,90	1,06	0,41	0,41	0,51	0,51	0,76	0,76
4º	1,04	1,19	1,46	0,99	1,25	1,46	0,51	0,51	0,67	0,67	1,04	1,04
3º	1,15	1,35	1,61	1,10	1,37	1,61	0,62	0,62	0,78	0,78	1,15	1,15
2º	1,44	1,66	2,01	1,37	1,73	2,01	0,72	0,72	0,94	0,94	1,44	1,44
Térreo	1,75	1,99	2,45	1,66	2,12	2,45	0,83	0,83	1,10	1,10	1,75	1,75

Tabela 11.19 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 04.

PVTO	NBR 10837:1989 e NBR 8681:2003											
	Combinações de carga das ações gravitacionais mais a ação do vento											
	CI	Combinações últimas das ações					Combinações de serviço das ações					
CUN - 01		CUN - 02	CUN - 03	CUN - 04	Caso mais desfavorável	CSQP	CSF - 01	CSF - 02	CSR - 01	CSR - 02	Caso mais desfavorável	
8º	0,06	0,20	0,22	0,15	0,18	0,22	0,11	0,11	0,13	0,13	0,16	0,16
7º	0,08	0,40	0,46	0,32	0,38	0,46	0,21	0,21	0,25	0,25	0,33	0,33
6º	0,08	0,63	0,74	0,51	0,61	0,74	0,31	0,31	0,38	0,38	0,53	0,53
5º	0,04	0,89	1,06	0,72	0,90	1,06	0,41	0,41	0,51	0,51	0,76	0,76
4º	-0,05	1,19	1,46	0,99	1,25	1,46	0,51	0,51	0,67	0,67	1,04	1,04
3º	0,03	1,35	1,61	1,10	1,37	1,61	0,62	0,62	0,78	0,78	1,15	1,15
2º	-0,07	1,66	2,01	1,37	1,73	2,01	0,72	0,72	0,94	0,94	1,44	1,44
Térreo	-0,19	1,99	2,45	1,66	2,12	2,45	0,83	0,83	1,10	1,10	1,75	1,75

Tabela 11.20 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 05.

PVTO	NBR 10837:1989 e NBR 8681:2003											
	Combinações de carga das ações gravitacionais mais a ação do vento											
	CI	Combinações últimas das ações					Combinações de serviço das ações					
CUN - 01		CUN - 02	CUN - 03	CUN - 04	Caso mais desfavorável	CSQP	CSF - 01	CSF - 02	CSR - 01	CSR - 02	Caso mais desfavorável	
8º	0,22	0,29	0,31	0,22	0,25	0,31	0,17	0,17	0,18	0,18	0,22	0,22
7º	0,52	0,64	0,73	0,50	0,59	0,73	0,34	0,34	0,40	0,40	0,52	0,52
6º	0,88	1,05	1,23	0,84	1,02	1,23	0,52	0,52	0,63	0,63	0,88	0,88
5º	1,27	1,49	1,78	1,21	1,50	1,78	0,70	0,70	0,87	0,87	1,27	1,27
4º	1,66	1,94	2,33	1,58	1,97	2,33	0,88	0,88	1,12	1,12	1,66	1,66
3º	1,84	2,19	2,58	1,76	2,15	2,58	1,06	1,06	1,30	1,30	1,84	1,84
2º	2,29	2,68	3,20	2,18	2,70	3,20	1,25	1,25	1,56	1,56	2,29	2,29
Térreo	2,77	3,21	3,88	2,64	3,31	3,88	1,44	1,44	1,84	1,84	2,77	2,77

Tabela 11.21 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 05.

PVTO	NBR 10837:1989 e NBR 8681:2003											
	Combinações de carga das ações gravitacionais mais a ação do vento											
	CI	Combinações últimas das ações					Combinações de serviço das ações					
CUN - 01		CUN - 02	CUN - 03	CUN - 04	Caso mais desfavorável	CSQP	CSF - 01	CSF - 02	CSR - 01	CSR - 02	Caso mais desfavorável	
8º	0,10	0,17	0,15	0,11	0,08	0,17	0,16	0,16	0,14	0,14	0,10	0,16
7º	0,15	0,30	0,21	0,17	0,08	0,30	0,33	0,33	0,28	0,28	0,15	0,33
6º	0,14	0,38	0,20	0,18	0,00	0,38	0,50	0,50	0,39	0,39	0,14	0,50
5º	0,09	0,41	0,13	0,15	-0,14	0,41	0,66	0,66	0,49	0,49	0,09	0,66
4º	0,04	0,45	0,06	0,12	-0,27	0,45	0,82	0,82	0,59	0,59	0,04	0,82
3º	0,21	0,68	0,29	0,29	-0,10	0,68	0,99	0,99	0,75	0,75	0,21	0,99
2º	0,11	0,67	0,15	0,21	-0,31	0,67	1,15	1,15	0,83	0,83	0,11	1,15
Térreo	-0,03	0,62	-0,05	0,10	-0,57	0,62	1,30	1,30	0,90	0,90	-0,03	1,30

Tabela 11.22 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 06.

PVTO	NBR 10837:1989 e NBR 8681:2003											
	Combinações de carga das ações gravitacionais mais a ação do vento											
	CI	Combinações últimas das ações					Combinações de serviço das ações					
CUN - 01		CUN - 02	CUN - 03	CUN - 04	Caso mais desfavorável	CSQP	CSF - 01	CSF - 02	CSR - 01	CSR - 02	Caso mais desfavorável	
8º	0,22	0,28	0,30	0,21	0,24	0,30	0,16	0,16	0,18	0,18	0,22	0,22
7º	0,50	0,62	0,71	0,49	0,58	0,71	0,33	0,33	0,38	0,38	0,50	0,50
6º	0,85	1,02	1,20	0,82	1,00	1,20	0,50	0,50	0,60	0,60	0,85	0,85
5º	1,24	1,45	1,74	1,18	1,47	1,74	0,67	0,67	0,84	0,84	1,24	1,24
4º	1,62	1,88	2,27	1,55	1,94	2,27	0,84	0,84	1,08	1,08	1,62	1,62
3º	1,79	2,12	2,51	1,72	2,10	2,51	1,02	1,02	1,25	1,25	1,79	1,79
2º	2,23	2,61	3,13	2,13	2,65	3,13	1,20	1,20	1,51	1,51	2,23	2,23
Térreo	2,71	3,13	3,80	2,58	3,25	3,80	1,37	1,37	1,78	1,78	2,71	2,71

Tabela 11.23 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 06.

PVTO	NBR 10837:1989 e NBR 8681:2003											
	Combinações de carga das ações gravitacionais mais a ação do vento											
	CI	Combinações últimas das ações					Combinações de serviço das ações					
CUN - 01		CUN - 02	CUN - 03	CUN - 04	Caso mais desfavorável	CSQP	CSF - 01	CSF - 02	CSR - 01	CSR - 02	Caso mais desfavorável	
8º	0,10	0,16	0,13	0,10	0,07	0,16	0,16	0,16	0,14	0,14	0,10	0,16
7º	0,14	0,28	0,19	0,16	0,07	0,28	0,32	0,32	0,26	0,26	0,14	0,32
6º	0,12	0,34	0,16	0,15	-0,03	0,34	0,47	0,47	0,37	0,37	0,12	0,47
5º	0,06	0,37	0,08	0,12	-0,17	0,37	0,63	0,63	0,46	0,46	0,06	0,63
4º	0,01	0,40	0,01	0,08	-0,31	0,40	0,79	0,79	0,55	0,55	0,01	0,79
3º	0,16	0,62	0,23	0,24	-0,15	0,62	0,94	0,94	0,71	0,71	0,16	0,94
2º	0,05	0,59	0,08	0,16	-0,36	0,59	1,09	1,09	0,78	0,78	0,05	1,09
Térreo	-0,10	0,53	-0,13	0,04	-0,63	0,53	1,24	1,24	0,84	0,84	-0,10	1,24

Tabela 11.24 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 07.

PVTO	NBR 10837:1989 e NBR 8681:2003											
	Combinações de carga das ações gravitacionais mais a ação do vento											
	CI	Combinações últimas das ações					Combinações de serviço das ações					
CUN - 01		CUN - 02	CUN - 03	CUN - 04	Caso mais desfavorável	CSQP	CSF - 01	CSF - 02	CSR - 01	CSR - 02	Caso mais desfavorável	
8º	0,14	0,17	0,19	0,13	0,15	0,19	0,09	0,09	0,10	0,10	0,14	0,14
7º	0,30	0,36	0,42	0,29	0,35	0,42	0,18	0,18	0,22	0,22	0,30	0,30
6º	0,49	0,58	0,69	0,47	0,58	0,69	0,28	0,28	0,34	0,34	0,49	0,49
5º	0,72	0,83	1,01	0,69	0,86	1,01	0,37	0,37	0,48	0,48	0,72	0,72
4º	1,00	1,13	1,40	0,95	1,21	1,40	0,47	0,47	0,63	0,63	1,00	1,00
3º	1,11	1,28	1,55	1,05	1,32	1,55	0,57	0,57	0,73	0,73	1,11	1,11
2º	1,39	1,58	1,94	1,32	1,67	1,94	0,67	0,67	0,89	0,89	1,39	1,39
Térreo	1,70	1,91	2,37	1,60	2,07	2,37	0,77	0,77	1,05	1,05	1,70	1,70

Tabela 11.25 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Flexão composta (MPa) – Parede 07.

PVTO	NBR 10837:1989 e NBR 8681:2003											
	Combinações de carga das ações gravitacionais mais a ação do vento											
	CI	Combinações últimas das ações					Combinações de serviço das ações					
		CUN - 01	CUN - 02	CUN - 03	CUN - 04	Caso mais desfavorável	CSQP	CSF - 01	CSF - 02	CSR - 01	CSR - 02	Caso mais desfavorável
8º	0,04	0,08	0,06	0,05	0,02	0,08	0,09	0,09	0,07	0,07	0,04	0,09
7º	0,06	0,14	0,08	0,07	0,01	0,14	0,18	0,18	0,14	0,14	0,06	0,18
6º	0,05	0,17	0,06	0,07	-0,04	0,17	0,26	0,26	0,20	0,20	0,05	0,26
5º	0,00	0,18	0,00	0,04	-0,14	0,18	0,35	0,35	0,25	0,25	0,00	0,35
4º	-0,09	0,13	-0,13	-0,04	-0,31	0,13	0,43	0,43	0,27	0,27	-0,09	0,43
3º	-0,02	0,24	-0,03	0,03	-0,24	0,24	0,52	0,52	0,36	0,36	-0,02	0,52
2º	-0,12	0,19	-0,17	-0,05	-0,41	0,19	0,60	0,60	0,38	0,38	-0,12	0,60
Térreo	-0,25	0,12	-0,34	-0,15	-0,62	0,12	0,68	0,68	0,40	0,40	-0,25	0,68

Tabela 11.26 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Tensões de cisalhamento (MPa) – Paredes 04 e 07.

PVTO	NBR 10837:1989 e NBR 8681:2003											
	Combinações de carga das ações gravitacionais mais a ação do vento											
	CI	Combinações últimas das ações					Combinações de serviço das ações					
CUN - 01		CUN - 02	CUN - 03	CUN - 04	Caso mais desfavorável	CSQP	CSF - 01	CSF - 02	CSR - 01	CSR - 02	Caso mais desfavorável	
8º	0,07	0,06	0,09	0,06	0,09	0,09	0,00	0,00	0,02	0,02	0,07	0,07
7º	0,10	0,09	0,14	0,09	0,14	0,14	0,00	0,00	0,03	0,03	0,10	0,10
6º	0,13	0,12	0,18	0,12	0,18	0,18	0,00	0,00	0,04	0,04	0,13	0,13
5º	0,16	0,15	0,23	0,15	0,23	0,23	0,01	0,01	0,05	0,05	0,16	0,16
4º	0,20	0,19	0,28	0,18	0,28	0,28	0,01	0,01	0,07	0,07	0,20	0,20
3º	0,18	0,16	0,25	0,16	0,24	0,25	0,01	0,01	0,06	0,06	0,18	0,18
2º	0,20	0,19	0,28	0,18	0,28	0,28	0,01	0,01	0,07	0,07	0,20	0,20
Térreo	0,23	0,21	0,32	0,21	0,32	0,32	0,01	0,01	0,08	0,08	0,23	0,23

Tabela 11.27 – Resultado das tensões de cálculo segundo a NBR 10837:1989 e a NBR 8681:2003 – Tensões de cisalhamento (MPa) – Paredes 05 e 06.

PVTO	NBR 10837:1989 e NBR 8681:2003											
	Combinações de carga das ações gravitacionais mais a ação do vento											
	CI	Combinações últimas das ações					Combinações de serviço das ações					
CUN - 01		CUN - 02	CUN - 03	CUN - 04	Caso mais desfavorável	CSQP	CSF - 01	CSF - 02	CSR - 01	CSR - 02	Caso mais desfavorável	
8º	0,09	0,08	0,12	0,08	0,12	0,12	0,00	0,00	0,03	0,03	0,09	0,09
7º	0,15	0,14	0,21	0,14	0,21	0,21	0,00	0,00	0,05	0,05	0,15	0,15
6º	0,22	0,20	0,30	0,20	0,30	0,30	0,01	0,01	0,07	0,07	0,22	0,22
5º	0,27	0,25	0,38	0,24	0,37	0,38	0,01	0,01	0,09	0,09	0,27	0,27
4º	0,30	0,27	0,42	0,27	0,41	0,42	0,01	0,01	0,10	0,10	0,30	0,30
3º	0,25	0,23	0,36	0,23	0,35	0,36	0,01	0,01	0,08	0,08	0,25	0,25
2º	0,29	0,27	0,41	0,27	0,41	0,41	0,01	0,01	0,10	0,10	0,29	0,29
Térreo	0,33	0,31	0,47	0,30	0,46	0,47	0,02	0,02	0,11	0,11	0,33	0,33

11.3 Resultado das tensões segundo a BS 5628:1992

Nas Tabelas 11.28 a 11.34 são apresentados os resultados das tensões de cálculo determinados a partir dos procedimentos adotados pela BS 5628:1992, considerando-se as combinações de cargas por ela proposta, para as paredes estruturais da edificação modelo, sendo apresentados os resultados mais desfavoráveis para a segurança da estrutura.

Tabela 11.28 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS 5628:1992 – Parede 01.

PVTO	Combinações de carga para o estado limite último										Caso mais desfavorável
	(i)		(ii)				(iii)				
	(a)		(a)		(b)		(a)		(b)		
	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	
8°	0,16	22,17	0,09	12,81	0,09	12,81	0,13	18,76	0,13	18,76	0,16
7°	0,29	40,98	0,17	23,46	0,17	23,46	0,25	34,64	0,25	34,64	0,29
6°	0,43	59,79	0,24	34,10	0,24	34,10	0,36	50,52	0,36	50,52	0,43
5°	0,56	78,59	0,32	44,75	0,32	44,75	0,47	66,40	0,47	66,40	0,56
4°	0,69	96,95	0,40	55,40	0,40	55,40	0,59	81,95	0,59	81,95	0,69
3°	0,82	114,86	0,47	66,05	0,47	66,05	0,69	97,16	0,69	97,16	0,82
2°	0,95	132,33	0,55	76,70	0,55	76,70	0,80	112,03	0,80	112,03	0,95
Térreo	1,07	149,79	0,62	87,34	0,62	87,34	0,91	126,90	0,91	126,90	1,07

Tabela 11.29 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS 5628:1992 – Parede 02.

PVTO	Combinações de carga para o estado limite último										Caso mais desfavorável
	(i)		(ii)				(iii)				
	(a)		(a)		(b)		(a)		(b)		
	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	
8°	0,13	18,19	0,08	10,96	0,08	10,96	0,11	15,47	0,11	15,47	0,13
7°	0,23	32,84	0,14	19,64	0,14	19,64	0,20	27,90	0,20	27,90	0,23
6°	0,34	47,48	0,20	28,31	0,20	28,31	0,29	40,33	0,29	40,33	0,34
5°	0,44	62,12	0,26	36,99	0,26	36,99	0,38	52,76	0,38	52,76	0,44
4°	0,55	76,54	0,33	45,67	0,33	45,67	0,46	65,01	0,46	65,01	0,55
3°	0,65	90,72	0,39	54,34	0,39	54,34	0,55	77,10	0,55	77,10	0,65
2°	0,75	105,13	0,45	63,02	0,45	63,02	0,64	89,01	0,64	89,01	0,75
Térreo	0,85	118,63	0,51	71,70	0,51	71,70	0,72	100,92	0,72	100,92	0,85

Tabela 11.30 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS 5628:1992 – Parede 03.

PVTO.	Combinações de carga para o estado limite último										Caso mais desfavorável
	(i)		(ii)				(iii)				
	(a)		(a)		(b)		(a)		(b)		
	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	
8°	0,15	20,74	0,09	12,14	0,09	12,14	0,13	17,58	0,13	17,58	0,15
7°	0,27	38,05	0,16	22,08	0,16	22,08	0,23	32,22	0,23	32,22	0,27
6°	0,40	55,36	0,23	32,02	0,23	32,02	0,33	46,85	0,33	46,85	0,40
5°	0,52	72,66	0,30	41,96	0,30	41,96	0,44	61,49	0,44	61,49	0,52
4°	0,64	89,60	0,37	51,90	0,37	51,90	0,54	75,85	0,54	75,85	0,64
3°	0,69	96,20	0,44	61,84	0,44	61,84	0,64	89,94	0,64	89,94	0,69
2°	0,87	122,37	0,51	71,78	0,51	71,78	0,74	103,74	0,74	103,74	0,87
Térreo	0,99	138,58	0,58	81,72	0,58	81,72	0,84	117,55	0,84	117,55	0,99

Tabela 11.31 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS 5628:1992 – Parede 04.

PVTO.	Combinações de carga para o estado limite último										Caso mais desfavorável
	(i)		(ii)				(iii)				
	(a)		(a)		(b)		(a)		(b)		
	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	
8°	0,18	24,97	0,07	10,13	0,13	18,09	0,13	17,67	0,17	24,49	0,18
7°	0,33	46,72	0,10	14,46	0,27	37,85	0,21	29,37	0,35	49,42	0,35
6°	0,49	68,47	0,11	14,72	0,44	61,67	0,27	37,59	0,56	77,84	0,56
5°	0,64	90,21	0,08	10,92	0,64	89,55	0,30	42,33	0,78	109,73	0,78
4°	0,80	111,36	0,02	3,06	0,87	121,49	0,31	43,14	1,03	144,65	1,03
3°	0,94	131,90	-0,06	-8,86	1,12	157,49	0,29	40,01	1,30	182,60	1,30
2°	1,08	151,83	-0,18	-24,85	1,41	197,56	0,24	32,95	1,60	223,58	1,60
Térreo	1,23	171,77	-0,32	-44,89	1,73	241,68	0,16	22,41	1,91	268,04	1,91

Tabela 11.32 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS 5628:1992 – Parede 05.

PVTO.	Combinações de carga para o estado limite último										Caso mais desfavorável
	(i)		(ii)				(iii)				
	(a)		(a)		(b)		(a)		(b)		
	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	
8°	0,29	40,74	0,12	16,72	0,18	24,68	0,22	30,59	0,27	37,42	0,29
7°	0,59	83,03	0,22	30,70	0,39	54,10	0,42	59,31	0,57	79,37	0,59
6°	0,90	125,32	0,29	40,63	0,63	87,58	0,60	84,55	0,89	124,80	0,90
5°	1,20	167,61	0,33	46,48	0,89	125,11	0,76	106,31	1,24	173,71	1,24
4°	1,49	208,20	0,34	48,28	1,19	166,71	0,88	123,31	1,61	224,82	1,61
3°	1,76	247,07	0,33	46,02	1,52	212,38	0,97	135,54	1,99	278,13	1,99
2°	2,03	284,24	0,28	39,70	1,87	262,10	1,02	143,02	2,38	333,65	2,38
Térreo	2,30	321,41	0,21	29,31	2,26	315,89	1,05	147,01	2,80	392,64	2,80

Tabela 11.33 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS 5628:1992 – Parede 06.

PVTO.	Combinações de carga para o estado limite último										Caso mais desfavorável
	(i)		(ii)				(iii)				
	(a)		(a)		(b)		(a)		(b)		
	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	
8°	0,28	38,74	0,11	15,79	0,17	23,75	0,21	28,94	0,26	35,76	0,28
7°	0,56	78,94	0,21	28,78	0,37	52,18	0,40	55,93	0,54	75,98	0,56
6°	0,85	119,14	0,27	37,71	0,60	84,66	0,57	79,43	0,85	119,68	0,85
5°	1,14	159,34	0,30	42,58	0,87	121,21	0,71	99,46	1,19	166,85	1,19
4°	1,41	197,94	0,31	43,39	1,16	161,82	0,82	114,80	1,55	216,31	1,55
3°	1,68	234,95	0,29	40,14	1,47	206,49	0,90	125,47	1,91	268,06	1,91
2°	1,93	270,35	0,23	32,82	1,82	255,22	0,94	131,45	2,30	322,08	2,30
Térreo	2,18	305,76	0,15	21,44	2,20	308,02	0,96	133,96	2,71	379,59	2,71

Tabela 11.34 – Resultado das tensões de cálculo para as combinações de carga segundo a BS 5628:1992 – Parede 07.

PVTO.	Combinações de carga para o estado limite último										Caso mais desfavorável
	(i)		(ii)				(iii)				
	(a)		(a)		(b)		(a)		(b)		
	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	σ (Mpa)	N (KN/m)	
8°	0,14	20,00	0,05	7,14	0,11	15,10	0,10	13,44	0,14	20,26	0,14
7°	0,29	40,53	0,08	10,89	0,24	34,28	0,17	24,14	0,32	44,19	0,32
6°	0,44	61,07	0,08	10,57	0,41	57,52	0,22	31,36	0,51	71,60	0,51
5°	0,58	81,61	0,04	6,20	0,61	84,83	0,25	35,09	0,73	102,49	0,73
4°	0,73	101,60	-0,02	-2,24	0,83	116,19	0,25	34,94	0,97	136,46	0,97
3°	0,86	121,06	-0,11	-14,74	1,08	151,62	0,22	30,91	1,24	173,50	1,24
2°	1,00	139,98	-0,22	-31,29	1,37	191,11	0,16	22,98	1,53	213,62	1,53
Térreo	1,13	158,89	-0,37	-51,91	1,68	234,66	0,08	11,58	1,84	257,22	1,84