



UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO - UNICAP
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO - PROPESP
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Dissertação de Mestrado

**INFLUÊNCIA DA ALVENARIA NO COMPORTAMENTO
ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS ALTOS DE CONCRETO
ARMADO**

ELILDE MEDEIROS DOS SANTOS

ORIENTADOR: *Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira*
CO-ORIENTADOR: *Prof. Dr. Antônio Oscar Cavalcanti da Fonte*

Recife, agosto de 2007

INFLUÊNCIA DA ALVENARIA NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE
EDIFÍCIOS ALTOS

Elilde Medeiros dos Santos

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE
DO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA
CIVIL DA UNIVERSIDADE CATÓLICA DE
PERNAMBUCO, COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Romilde Almeida de Oliveira, D.Sc.
Departamento de Engenharia Civil – UNICAP
Orientador

Prof. Fernando Artur Nogueira Silva, D. Sc.
Departamento de Engenharia Civil - UNICAP

Prof. Jean Marie Désir, D. Sc.
Departamento de Engenharia Civil - UFRGS

RECIFE, PE – BRASIL
AGOSTO DE 2007

S237i

Santos, Elilde Medeiros dos

Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado / Elilde Medeiros dos Santos ; orientador Romilde Almeida de Oliveira ; co-orientador Antônio Oscar Cavalcanti da Fonte, 2007.
132 f. : il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Católica de Pernambuco. Pró-reitoria Acadêmica. Curso de Mestrado em Engenharia Civil, 2007.

1. Alvenaria. 2. Construção de concreto armado.
3. Teoria das estruturas. 4 . Pórticos estruturais. 5.
Deformações e tensões. I. Oliveira, Romilde Almeida.
II. Fonte, Antônio Oscar Cavalcanti da. III. Título.

CDU 624.046

Dedico este trabalho aos meus pais Manoel Ferreira dos Santos e Maria das Neves Medeiros dos Santos, ao meu marido André Menezes da Silva e aos meus filhos Priscila e André Luiz, que foram sempre a razão de tudo o que eu faço.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus por me permitir chegar aonde, infelizmente, poucas pessoas no nosso país conseguem, dando-me coragem nos momentos em que eu pensei em desistir e forças para conciliar todas as atividades de uma vida profissional, familiar e estudantil, ao mesmo tempo.

Aos meus pais, que tudo fizeram para que eu estudasse e aprendesse o que eles mesmos nunca puderam, dando-me todas as condições para que os estudos fossem minha principal ferramenta para conquistar degraus maiores na escalada da vida.

À minha família, marido e filhos, que foram privados durante este tempo do nosso convívio e tiveram que assumir algumas das minhas tarefas, para que eu pudesse me dedicar, como necessário foi aos estudos, sendo sempre carinhosos e compreensivos nas minhas ausências, e ainda assim me estimulando sempre.

Ao CEFET-PE, que me proporcionou a oportunidade de realizar um sonho antigo, o Mestrado, através da bolsa e do afastamento parcial de sala de aula.

Aos meus orientadores, que dividiram comigo seu tempo, seu conhecimento, sua sabedoria, particularmente ao professor Romilde, que abriu as portas de sua casa e não teve hora nem limites para ensinar e pesquisar junto com seus orientandos, adotando-os como verdadeiros filhos durante todo este período.

À Universidade Católica de Pernambuco e ao corpo docente do seu programa de pós-graduação, pelos novos horizontes abertos com seus ensinamentos.

Aos colegas do curso, por partilhar os momentos de angústia, alegrias, dúvidas, incertezas e esperança que só entende quem já passou por isto.

A todos os membros da banca examinadora, por ter aceitado o convite, prestigiando-nos com suas presenças.

À minha amiga Fabiana Santos Alves, incomparável, insubstituível, incondicional, sem a qual este trabalho talvez nem fosse executado a tempo, por todo o carinho, apoio e orientação dedicados nesse longo tempo. Ela que foi a minha orientadora particular nos caminhos do labirinto chamado *SAP*, ensinando-me o “caminho das pedras” nas modelagens sem fim, necessárias ao processamento dos modelos. Não tenho como lhe agradecer com palavras. Deus a abençoe por tudo.

Ao amigo José Wanderley Pinto, por sua orientação precisa e experiente, nos momentos de dúvida, e por ter me acolhido em seu escritório com tanta boa vontade e paciência, roubando-lhe a colaboração de sua parceira profissional.

Ao Prof. José Roberto Braguim, que tão prontamente atendeu a meu pedido de socorro, providenciando material de pesquisa às suas expensas, enviando-me por Sedex, sem ao menos me conhecer.

Aos meus amigos Rômulo e Juely, por dividirem comigo uma boa parte das minhas obrigações profissionais, “segurando a barra” ao longo destes mais de dois anos, sempre incansáveis incentivadores.

Aos colegas Gamal e Taufiq Asfura, pelo apoio e compreensão.

A todos os amigos que estiveram torcendo por mim.

A todos os professores que fizeram parte da minha formação.

A todos aqueles que contribuíram, de forma direta ou indireta, para que este trabalho acontecesse.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS.....	x
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	xi
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xii
RESUMO.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
CAPÍTULO 01- INTRODUÇÃO.....	16
1.1- CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	16
1.2- HISTÓRICO DO ESTUDO DO COMPORTAMENTO DOS PÓRTICOS PREENCHIDOS.....	18
1.3- OBJETIVOS.....	20
1.3.1- OBJETIVO GERAL.....	20
1.3.2- OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	20
1.4- ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	20
CAPÍTULO 02-REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
2.1- INTRODUÇÃO.....	22
2.1.1- ALVENARIA	22
2.1.2- PÓRTICOS PREENCHIDOS.....	22
2.2- DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO.....	23
2.3- CONCEITO DA BARRA DIAGONAL EQUIVALENTE.....	26
2.4- AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS PREENCHIDOS SEGUNDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	32
CAPÍTULO 03- ANÁLISE NUMÉRICA DO EDIFÍCIO SEM A CONTRIBUIÇÃO DAS ALVENARIAS.....	35
3.1- O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS(MEF).....	35
3.2- CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO.....	37
3.3- ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS NA ANÁLISE NUMÉRICA DO EDIFÍCIO.....	42
3.4- DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS.....	43
3.4.1- AÇÕES VERTICAIS	43
3.4.2- AÇÕES HORIZONTAIS.....	44
3.5- CASOS DE CARREGAMENTO.....	45

3.6-	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	46
CAPÍTULO 04- ANÁLISE NUMÉRICA DO EDIFÍCIO COM A CONTRIBUIÇÃO DAS ALVENARIAS.....		54
4.1-	SUB-ESTRUTURAÇÃO DO MODELO.....	54
4.2-	CÁLCULO DA DIAGONAL EQUIVALENTE.....	57
4.3-	CASOS DE CARREGAMENTO.....	65
4.4-	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	66
CAPÍTULO 05- COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS ESTRUTURAIS COM E SEM ALVENARIA.....		83
5.1-	DESLOCAMENTOS DO TOPO DO EDIFÍCIO.....	83
5.2-	REAÇÕES DE APOIO.....	84
5.3-	ESFORÇOS NAS BARRAS DIAGONAIS.....	86
5.4-	ESFORÇOS NAS PAREDES.....	88
CAPÍTULO 06- CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....		95
6.1	CONCLUSÕES.....	95
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	96
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		98
APÊNDICE 1.....		103
APÊNDICE 2.....		115

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Término do 1º Estágio.....	24
Figura 2.2 - Término do 2º Estágio.....	25
Figura 2.3 - Término do 3º Estágio	25
Figura 2.4 - Comprimento de contato da diagonal equivalente (HOLMES,1961)	26
Figura 2.5 - Comprimento de contato da diagonal equivalente (SMITH,1962).....	27
Figura 2.6 - Modos de fissuras em painéis de alvenaria (Smith,1967)	29
Figura 2.7 - Largura da diagonal equivalente (HENDRY,1981).....	31
Figura 2.8 - Largura da diagonal equivalente (MOREIRA,2002).....	32
Figura 3.1 - Estruturas reticuladas.....	35
Figura 3.2 - Estruturas conectadas continuamente.....	36
Figura 3.3 - Planta baixa do Teto tipo.....	38
Figura 3.4 - Planta de forma do Teto tipo.....	39
Figura 3.5 - Eixos das vigas e pilares.....	40
Figura 3.6 – Modelagem do edifício no SAP2000.....	41
Figura 3.7 – Detalhe das nervuras das lajes.....	42
Figura 3.8 - Cargas distribuídas sobre lajes e vigas	44
Figura 3.9 – Convenção de sinais para as reações de apoio.....	46
Figura 3.10 - Numeração dos pórticos para análise dos resultados	48
Figura 3.11 - Esforços na viga V4.....	49
Figura 3.12 - Esforços na viga V11.....	50
Figura 3.13 - Esforços na viga V12.....	51
Figura 3.14 - Esforços na viga VE.....	52
Figura 3.15 - Deformada do pórtico espacial.....	53
Figura 4.1 - Pórtico 9 preenchido com alvenaria	54
Figura 4.2 - Detalhe do Pórtico 9 preenchido com alvenaria.....	55
Figura 4.3 - Trecho do 3º Pavimento com os elementos de concreto	56
Figura 4.4 - Comprimento de contato da diagonal equivalente (SMITH,1962)	57
Figura 4.5 - Largura da diagonal equivalente (HENDRY,1981).....	58
Figura 4.6 - Comprimento de contato da diagonal equivalente (HOLMES,1961).....	59
Figura 4.7 - Largura da diagonal equivalente (MOREIRA,2002).....	59
Figura 4.8 - Pórtico 1(segundo proposta de Smith, 1966).....	60

	ix
Figura 4.9- Pórtico 1(segundo proposta de Moreira,2002).....	61
Figura 4.10- Pórtico 9 com alvenaria e barras diagonais equivalentes.....	64
Figura 4.11- Pórtico 7=Pórtico 11(Comparação de casos de carregamento).....	67
Figura 4.12- Diagramas de esforço normal nos pórticos (direção 1).....	69
Figura 4.13- Diagramas de esforço normal nos pórticos modificados (direção 1).....	70
Figura 4.14- Diagramas de esforço normal nos pórticos (direção 2).....	71
Figura 4.15- Diagramas de esforço normal nos pórticos modificados (direção 2).....	72
Figura 4.16- Diagramas de esforço normal nos pórticos (direção 3).....	73
Figura 4.17- Diagramas de esforço normal nos pórticos modificados (direção 3).....	74
Figura 4.18- Diagramas de esforço normal nos pórticos (direção 4).....	75
Figura 4.19- Diagramas de esforço normal nos pórticos modificados (direção 4).....	76
Figura 4.20 - Esforços na viga V4, no pórtico com barras equivalentes.....	77
Figura 4.21 - Esforços na viga V11, no pórtico com barras equivalentes.....	78
Figura 4.22 - Esforços na viga V12, no pórtico com barras equivalentes.....	79
Figura 4.23 - Esforços na viga VE, no pórtico com barras equivalentes.....	80
Figura 5.1- Comparação entre os resultados dos deslocamentos no topo do edifício.....	84
Figura 5.2- Esquema para o cálculo das tensões médias.....	86
Figura 5.3- Pórtico 1 – (Vento na direção 3).....	87
Figura 5.4- Esquema dos pórticos a serem estudados.....	89
Figura 5.5- Esquema da parede de fechamento do Pórtico 7.....	89
Figura 5.6- Esforços de tração na parede de fechamento do Pórtico7.....	90
Figura 5.7- Esforços de compressão na parede de fechamento do Pórtico 7.....	90
Figura 5.8- Esforços de tração na parede de fechamento do Pórtico 8.....	91
Figura 5.9- Esforços de compressão na parede de fechamento do Pórtico 8.....	92
Figura 5.10- Esforços de tração na parede de fechamento do Pórtico 9.....	93
Figura 5.11- Esforços de compressão na parede de fechamento do Pórtico 9.....	93

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Aproximação empírica para obtenção da largura da diagonal equivalente (Mainstone,1971).....	30
TABELA 3.1 - Combinações de carregamentos	45
TABELA 3.2 - Reações de apoio e deslocamento no topo do edifício.....	47
TABELA 4.1 - Esforços para o elemento do Pórtico 9 para um caso de carregamento..	55
TABELA 4.2 - Esforços para um elemento do 3º pavimento, com os elementos de concreto.....	56
TABELA 4.3 - Esforços para um elemento do 3º pavimento, sem os elementos de concreto.....	56
TABELA 4.4 - Largura da barra diagonal equivalente.....	63
TABELA 4.5 - Comparação entre modelos de barras diagonais equivalentes.....	64
TABELA 4.6 - Combinações de carregamento	66
TABELA 4.7 - Reações de apoio do edifício.....	81
TABELA 5.1 - Deslocamento no topo do Edifício	83
TABELA 5.2 - Reações de Apoio (Comparação entre os resultados).....	85
TABELA 5.3 - Tensões médias nas barras diagonais equivalentes.....	88

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
MEF	Método dos Elementos Finitos

LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha_h \rightarrow$	Comprimento de contato pilar-painel
$\alpha_L \rightarrow$	Comprimento de contato viga-painel
$\gamma_{alv} \rightarrow$	Peso específico da alvenaria
$\gamma_c \rightarrow$	Peso específico do concreto
$\nu_{alv} \rightarrow$	Coefficiente de Poisson da alvenaria
$\nu_c \rightarrow$	Coefficiente de Poisson do concreto
$\lambda.L' \rightarrow$	Parâmetro de rigidez relativa
$\theta \rightarrow$	Inclinação da biela
$A \rightarrow$	Área da seção transversal
$C_a \rightarrow$	Coefficiente de arrasto
$E_{alv} \rightarrow$	Módulo de Elasticidade da alvenaria
$E_{cs} \rightarrow$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$E_p \rightarrow$	Módulo de Elasticidade do pórtico
$E_{painel} \rightarrow$	Módulo de Elasticidade do painel de alvenaria
$f_{ck} \rightarrow$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{alv} \rightarrow$	Resistência característica da alvenaria à compressão
$F_x \rightarrow$	Reação de apoio horizontal na direção x
$F_y \rightarrow$	Reação de apoio horizontal na direção y
$F_z \rightarrow$	Reação de apoio vertical
$G \rightarrow$	Rigidez cisalhante
$h \rightarrow$	Altura do painel
$I_p \rightarrow$	Momento de Inércia do pilar
$I_v \rightarrow$	Momento de Inércia da viga
$L \rightarrow$	Comprimento do painel
$M_x \rightarrow$	Momento Estático na direção x
$M_y \rightarrow$	Momento Estático na direção y
$t \rightarrow$	Espessura do painel
$W_o \rightarrow$	Largura da diagonal
$W'_{ec} \rightarrow$	Largura da diagonal equivalente uniformemente tracionada para

	avaliar a resistência última do pórtico preenchido
$W'_{ek} \rightarrow$	Largura da diagonal equivalente uniformemente tracionada para avaliar a rigidez do conjunto
$W'_{et} \rightarrow$	Largura da diagonal equivalente uniformemente tracionada para avaliar a carga correspondente à primeira fissura do painel

RESUMO

SANTOS, E.M. (2007), Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado. Dissertação (Mestrado) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, PE.

Apresenta-se neste trabalho a análise numérica de um edifício de 32 pavimentos, em concreto armado, situado na cidade do Recife. Primeiramente foi realizada a modelagem pelo método dos elementos finitos apenas para a estrutura em concreto. Em seguida realizou-se a modelagem considerando o efeito dos painéis de alvenaria de vedação no comportamento estrutural do edifício, através do modelo de barras diagonais equivalentes. E, depois, a modelagem mais refinada de alguns desses painéis, submetidos ao carregamento proveniente dos pórticos. Os resultados obtidos nos processamentos dos modelos com barras equivalentes e sem elas foram comparados entre si, a fim de se analisarem as reações de apoio e deslocamentos no topo do edifício para os dois modelos. Constatou-se um aumento na rigidez do edifício, bem como a redistribuição dos esforços. Foram analisados também os esforços nos painéis de alvenaria a fim de se verificar em que pavimentos e em que geometria de pórticos as alvenarias estavam sujeitas a maiores tensões.

Palavras-chave: alvenaria; pórticos preenchidos; estruturas de concreto; análise numérica.

ABSTRACT

SANTOS, E.M. (2007), *Influence of masonry infill panels on the structural behavior of tall reinforced concrete buildings*. Dissertação (Mestrado) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, PE.

The work presents results from numerical analyses performed in a 32-storey reinforced concrete building in Recife. Numerical finite element analyses were performed taking into account the modeling of reinforced concrete members only as well as the masonry infill panels, considered as equivalent diagonal struts. It was also analyzed a more refined model consisting of isolated infill masonry panels subjected to frame loading from 3-D finite element analyses. Support reaction, stress resultants and displacements on the top of the buildings, obtained from performed analyses, were compared. An increase in building stiffness was observed as well as stress resultant redistribution. Infill masonry panel stresses were also investigated in order to find out the places where it is most stressed.

Word-key: masonry; infilled frames; concrete structures; numerical analyses.

CAPÍTULO 01

INTRODUÇÃO

1.1 – Considerações Gerais

Nos últimos anos, houve uma mudança significativa no modo de se construir, particularmente no Brasil, onde as estruturas são, em sua maioria, em concreto armado. Essas estruturas ficaram mais leves e flexíveis, devido aos concretos com resistência cada vez mais elevada. Com a adoção do concreto bombeado, muito mais plástico, o módulo de elasticidade foi bastante influenciado, não acompanhando o incremento de resistência. Isto conduz a um modelo estrutural cuja flexibilidade é elevada. A aceitação da menor rigidez apresentada por tais estruturas pode ser justificada, por exemplo, pela redução de custo através da obtenção de menor consumo de forma e concreto, maior confiança nas ferramentas de cálculo e necessidade de maior área livre para garagens. Quando comparadas com estruturas projetadas até duas décadas atrás, pode-se perceber uma série de características diferenciadas, a saber: menor número de pilares e vigas, lajes e vigas com vãos maiores, maior número de paredes apoiadas sobre lajes, maior quantidade de balanços e menor rigidez dos nós, como exemplifica Sabbatini (1998). Some-se a isso a tendência à verticalização crescente nos edifícios dos bairros mais valorizados, por questões financeiras. Tem-se, assim, um quadro em que os edifícios tornam-se a cada dia mais esbeltos, sendo mais grave ainda o problema na cidade do Recife, com uma grande quantidade de edifícios classificados como de alta esbelteza (FONTE, 2005).

As alvenarias que fecham esses sistemas são elementos de alto módulo de deformação. A deformabilidade das alvenarias pode ser entendida como a capacidade que elas possuem de manter-se íntegra ao longo do tempo, distribuindo as tensões internas sem perda de desempenho. Essa propriedade merece destaque especial hoje em dia, devido às ações impostas às paredes pelos deslocamentos dos elementos das estruturas de concreto armado. O módulo de deformação de uma parede pode ser considerado para avaliar indiretamente tal capacidade de deformação. Quanto maior o módulo de deformação, menor a capacidade que a parede tem de se deformar e mais elevado será o nível de tensões internas solicitantes (MEDEIROS, 1999). Embora a resistência mecânica das alvenarias não seja considerada significativa, essas alvenarias têm uma importância fundamental, principalmente quando não

se verificam a compatibilidade entre os prazos de retirada de escoramento e de sua execução nas obras. Se as paredes ficarem confinadas entre os elementos estruturais, acabam sendo carregadas pelas ações oriundas das deformações sofridas pelos elementos estruturais. Essas alvenarias impedem de alguma forma estes deslocamentos, formando um conjunto bastante estudado quando se trata de pórticos metálicos, denominado “pórtico preenchido”.

Considerando-se a relação entre as rigidezes das paredes e vigas, vê-se que as paredes, mesmo sem a contribuição dos revestimentos, possuem uma rigidez aproximadamente 1,8 vezes a da viga. Portanto, não se pode admitir que as mesmas não influenciem o comportamento global do edifício.

Nas construções antigas, costumava-se empregar uma argamassa para assentamento dos tijolos, com baixos teores de cimento e alta plasticidade, denominada “argamassa podre”, a qual permitia que a parede se deformasse sem absorver esforços provenientes da movimentação da estrutura. Este não é o caso das nossas paredes, que se comportam como “fusíveis”, estourando quando aparecem deformações excessivas (MEDEIROS, 2005).

A rigidez das alvenarias tem sido desprezada no cálculo dos edifícios, pois conduz a um sistema estrutural complexo, no qual a rigidez da parede torna a resposta da estrutura aporticada mais rígida e a estrutura aporticada, por sua vez, confina a parede, o que resulta em maior resistência e ductilidade para a parede (ALVARENGA, 2002). Ao se desprezar a influência da parede no conjunto, considera-se que isto é um procedimento que fica a favor da segurança, computando, então, as paredes apenas como carga sobre as vigas e lajes.

No caso de pórticos preenchidos com alvenaria, a presença dela tanto pode conduzir a um incremento da rigidez neles, como induzir a situações estruturais não regulares, pela distribuição assimétrica das paredes, podendo até conduzir a torções do corpo principal da estrutura (ALVARENGA, 2002). Nesse caso, deve-se fazer uma envoltória de casos (com e sem os painéis de alvenaria) para poder determinar a situação mais desfavorável, pois esta simplificação pode conduzir a pórticos ineficientes ou com dimensões superiores às efetivamente necessárias. O pórtico considerando as alvenarias evita que os pórticos de concreto ou a alvenaria fiquem submetidos a tensões elevadas (DIAS, 2005).

A função das alvenarias em estruturas de edifícios vai muito além de simples vedação ou mesmo divisão de ambientes. Talvez seja, então, a hora de se dar mais atenção a esse fato. Quem sabe, até mesmo não mais ignorá-las nos cálculos, na medida em que as recomendações se tornem claras para que sejam consideradas como elementos estruturais,

principalmente em regime de solicitações de serviço. No entanto, é preciso que tais procedimentos contemplem modelos simplificados para representar as características estáticas ou dinâmicas das alvenarias (MOREIRA, 2002). Isto não é uma tarefa simples, inclusive devido ao processo construtivo, que não possui um controle adequado. Para variações no traço, no tijolo, na argamassa das juntas, nas ligações com a estrutura, haverá um comportamento diferente do conjunto pórtico-painel.

A estrutura composta resultante do preenchimento de pórticos de aço ou concreto armado com painéis de alvenaria difere bastante do modelo calculado com os elementos isolados. Os próprios modelos de cálculo também conduzem a resultados absolutamente diferentes entre si. A unanimidade de pensamento é que os painéis de alvenaria promovem um aumento na rigidez do pórtico, tendo como conseqüência o aumento da sua capacidade de carga.

Nos últimos 50 anos, vários pesquisadores em todo o mundo, entre eles Whitney, Polyakov, Holmes, Smith, Riddington, e outros, têm-se dedicado a pesquisar o comportamento dos pórticos preenchidos por diversos materiais, e os resultados de todas as pesquisas indicam um aumento significativo da rigidez dessas estruturas compostas, e, conseqüentemente, a redução dos deslocamentos horizontais.

Nas várias tentativas de entender o comportamento dessas estruturas, os resultados não geraram aplicações imediatas de procedimentos de cálculo. Isto porque falta uma teoria universalmente aceita para análise e projeto desse sistema que conduza a resultados seguros.

1.2 –Histórico do Estudo do Comportamento dos Pórticos Preenchidos

Vários estudos analíticos e experimentais foram realizados para avaliar o efeito da influência de painéis de preenchimento em estruturas reticuladas. Podem-se destacar, em ordem cronológica, os seguintes trabalhos:

- Whitney et al (1955) - testes com pórticos de concreto armado preenchidos com painéis de concreto armado e painéis de alvenaria, submetidos a explosões atômicas.
- Polyakov (1956) – Propõe o conceito de barra diagonal equivalente.
- Benjamim e Williams (1957,1958) – Realizaram análise dos resultados experimentais com pórticos de aço e de concreto, preenchidos com alvenaria de blocos ou painéis de concreto, na busca de modelos analíticos que os representassem.

- Holmes (1961) – Desenvolveu o conceito de barra equivalente. Chegou a resultados teóricos próximos a 90% de precisão para os valores de carga de colapso e concluiu que os painéis conferem um aumento na rigidez do pórtico que pode variar entre 75% e 400%, dependendo do material usado nos painéis de preenchimento.
- Smith (1962,1966) – Propõe um modelo de cálculo com a utilização de barra diagonal equivalente, estabelecendo uma relação entre o comprimento de contato, entre o pórtico e o painel, e um parâmetro de rigidez relativa. Com isso, simplificou os cálculos ao se considerar uma barra equivalente com mesma espessura e material do painel em questão.
- Mainstone (1979) – Substitui as equações teóricas por relações empíricas.
- Smith e Riddington (1977, 1978) – Utilizaram o Método dos Elementos Finitos, considerando o atrito na interface pórtico-painel, e a abertura de fendas nessas interfaces, levando em consideração o caráter interativo. Desenvolveram as primeiras análises que levam em conta a não-linearidade geométrica do conjunto pórtico-painel.
- Wood (1978) – Adotou modelos plásticos, impondo uma variável empírica para reduzir a resistência do painel de preenchimento.
- Dhanasekar e Page (1986) e Liauw e Lo (1990) – Analisaram pórticos preenchidos usando modelos ortotrópicos não-lineares ou modelos de fissuração, considerando a alvenaria como material homogêneo.
- Saneinejad e Hobbs (1995) - Levam em conta o comportamento elástico e plástico dos materiais de preenchimento e os seus limites de ductilidade.
- Mehrabi e Shing (1997) – Utilizam modelos de fissuração em elementos finitos, incluindo modelos de interface de coesão e dilatância, simulando os efeitos da estrutura e seus mecanismos de falha.

Como se vê, o material de pesquisa sobre o tema é vasto e envolve um grande número de variáveis, sendo a tendência atual a modelagem através do Método dos Elementos Finitos, o qual se tem mostrado mais eficiente na previsão do comportamento de painéis reticulados com preenchimento em alvenaria.

Neste trabalho será utilizado o conceito de barra diagonal equivalente para o cálculo dos esforços e deslocamentos de um edifício apertado de 32 pavimentos, seguido da modelagem através de elementos finitos de alguns painéis compostos de concreto armado e alvenaria de tijolos cerâmicos de oito furos, comuns na construção dos edifícios da cidade do Recife.

1.3 – Objetivos

1.3.1 - Objetivo Geral

Estudar o comportamento de estruturas aporricadas de concreto armado enrijecidas com alvenaria de tijolos cerâmicos, através de modelagens numéricas e análises teóricas disponíveis na literatura.

1.3.2 - Objetivos Específicos

- Estudar os métodos analíticos que possibilitam a substituição das paredes por diagonais equivalentes, em estruturas aporricadas de concreto.
- Efetuar modelagens numéricas de pórticos de uma estrutura de um edifício de 32 pavimentos, projetado na cidade do Recife, sem a consideração da contribuição das alvenarias de vedação e, em seguida, com a contribuição das mesmas, através do modelo de barras diagonais equivalentes, a fim de verificar os esforços e deformações nesses dois modelos.
- Analisar os resultados obtidos a fim de buscar compreender os esforços transmitidos à alvenaria, para identificar em que pavimentos e em que tipo de pórticos as alvenarias estão sujeitas a maiores tensões e em que painéis são maiores as possibilidades de fissuras.

1.4 -Organização do Trabalho

O capítulo 1, como se viu, constituiu-se da Introdução dada ao trabalho.

No capítulo 2, apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre análise de pórticos preenchidos por painéis de alvenaria, abordando métodos teóricos, empíricos e numéricos. É apresentado o conceito de barra diagonal equivalente, bem como a avaliação do comportamento do pórtico preenchido segundo as várias teorias.

No capítulo 3, são apresentados os procedimentos de cálculo realizados para a estrutura sem a contribuição das alvenarias, as plantas do edifício considerado e as propriedades dos materiais empregados. Analisaram-se os esforços em algumas peças, as reações de apoio, assim como o deslocamento no topo do edifício.

No capítulo 4, são calculadas as dimensões das barras diagonais equivalentes, para substituir as alvenarias de fechamento dos pórticos. São analisados os esforços e deformações na estrutura considerando o efeito de enrijecimento das alvenarias, através do método das barras diagonais equivalentes.

No capítulo 5, são realizadas as comparações entre os dois processos e analisados os esforços nas barras que substituem os painéis, em alguns pavimentos e posições diferentes dentro da estrutura. Esta análise tem por finalidade verificar as situações em que as paredes estarão sujeitas às maiores cargas. Neste capítulo, também são analisadas algumas paredes, através de uma macromodelagem homogeneizada, para verificar as tensões atuantes.

No capítulo 6, são apresentadas as conclusões sobre o trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1–Introdução

2.1.1-Alvenaria

A alvenaria tem sido utilizada desde que o homem saiu das cavernas e começou a executar suas moradias, utilizando elementos superpostos, seja de pedra, seja de blocos de argila, cozidos ou não. Algumas dessas construções desafiam o tempo e permanecem até hoje como monumentos da engenhosidade humana (RAMALHO & CORREA,2003).

As paredes externas e as que dividem apartamentos não são removidas e apresentam alguma resistência, bem como as paredes que separam os ambientes de uso comum. Essas paredes interferem no comportamento estrutural dos edifícios e devem fazer parte da análise estrutural.

No Nordeste brasileiro, os blocos mais utilizados são os cerâmicos, tanto para a alvenaria estrutural quanto para a de vedação. Os tijolos comumente empregados na vedação dos edifícios são cerâmicos, com oito furos horizontais e com dimensões aproximadas de 9cm x 19cm x 19cm, utilizados nas paredes externas e nas que dividem as unidades autônomas. Nas paredes internas, costuma-se empregar tijolos de 7cm de espessura, com quatro furos horizontais, de resistência e rigidez considerada desprezível. Estes foram os tijolos considerados neste trabalho.

2.1.2-Pórticos Preenchidos

Os pesquisadores têm sido unânimes quanto ao benefício da associação dos pórticos com os painéis de preenchimento. Todas as pesquisas indicam um acréscimo de resistência mecânica e diminuição das deformações nos pórticos preenchidos. É conveniente considerar a contribuição desses painéis, principalmente pelo fato de que as alvenarias externas são indispensáveis ao fechamento do edifício e, normalmente, não serão removidas. Estes painéis, mesmo após a fissuração, são capazes de absorver cargas horizontais e de manterem-se deslocados para ações muito maiores que aquelas que conseguiriam atingir sem a presença do pórtico (DAWE e SEAH, 1989).

Na literatura existem vários procedimentos de cálculo para analisar o problema, desde os métodos de análise elástica aos mais recentes, que levam em conta o comportamento elástico e plástico dos painéis preenchidos. Nota-se uma tendência ao uso do método das barras diagonais equivalentes, por sua simplicidade e aproximação dos resultados em comparação com os ensaios realizados em protótipos, embora não haja um modelo universalmente aceito para isto.

As propriedades da barra diagonal são funções do comprimento teórico de contato entre o painel e as vigas e pilares do pórtico que o contorna. Este comprimento teórico depende basicamente das dimensões do painel, das inércias das vigas e pilares que o contorna, e dos materiais de que se constitui.

2.2–Desenvolvimento Histórico

Os primeiros estudos de que se tem notícia sobre o estudo do efeito de contraventamento de painéis em pórticos foram feitos para pórticos metálicos, preenchidos com painéis de alvenaria.

Um caso interessante relatado (ALVARENGA,2002) ocorreu no Ed. Empire State, em Nova York, após sua conclusão. Durante uma tempestade com rajadas de vento com mais de 145 Km/h, verificou-se o início de fissuras em vários painéis de alvenaria nos pisos 29 e 42. Registraram-se também fissuras na interface pórtico-alvenaria, mas não apareceram deformações nos pilares, apesar do vento forte, antes do início das fissuras no painel.

Isto foi explicado pela alta rigidez dos painéis de alvenaria, o que evitou distorções nos pórticos de aço. Quando os painéis foram solicitados além de sua capacidade, a perda da rigidez começou a ocorrer e, conseqüentemente, o pórtico começou a se deformar frente à ação do vento. Devido à interação entre o pórtico e os painéis de alvenaria, o conjunto continuou a resistir às fortes ações laterais, mesmo com os painéis fissurados (RATHBUN,1938).

Whitney et al. (1955), nos Estados Unidos, publicaram um trabalho realizado com pórticos submetidos a explosões atômicas nas quais os pilares trabalhavam como flanges e o painel como alma, utilizando a Teoria das Vigas para determinar a resistência dos pórticos a esforços horizontais.

Polyakov (1956) publicou o resultado de pesquisas com pórticos preenchidos submetidos a cargas elevadas, no período entre 1948 e 1953. Foram realizados ensaios em

dois tipos de pórticos: quadrados, com 1200 mm de lado, e retangulares, com base de 3000 mm e altura de 2000 mm. Nesses modelos, foram investigados vários efeitos, como, por exemplo: tipos de blocos, traços de argamassa, método de aplicação das cargas, e painéis com aberturas. Ao todo foram utilizados 65 protótipos.

Polyakov (1960) descreveu três estágios de comportamento do conjunto pórtico-painel: o primeiro estágio corresponde à fase em que as barras e o painel comportam-se de forma monolítica, quando ainda não apareceram fissuras no painel. Este estágio termina quando começam a aparecer as primeiras fissuras na interface pórtico-painel nos cantos da diagonal tracionada (figura 2.1, abaixo)

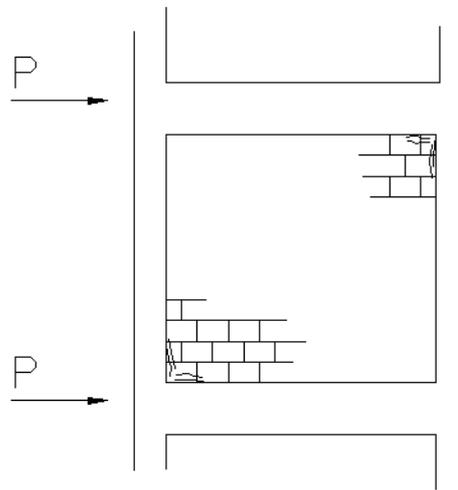


Figura 2.1- Término do 1º Estágio

O segundo estágio é caracterizado pelo encurtamento da diagonal comprimida e o alongamento da diagonal tracionada, aparecendo fissuras escalonadas nas juntas verticais e horizontais (figura 2.2, a seguir).

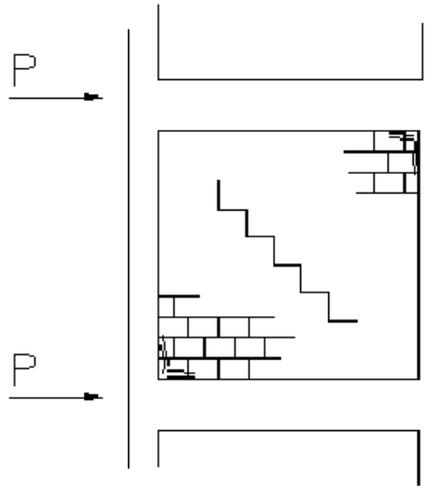


Figura 2.2- Término do 2º Estágio

O terceiro estágio se dá quando as fissuras na diagonal continuam crescendo e o incremento de carga chega ao limite a partir do qual não se pode mais acrescentar cargas, pois o sistema já não possui condições de suportar, quase sempre aparecendo fissuras nos cantos comprimidos, os quais são esmagados (figura 2.3, abaixo).

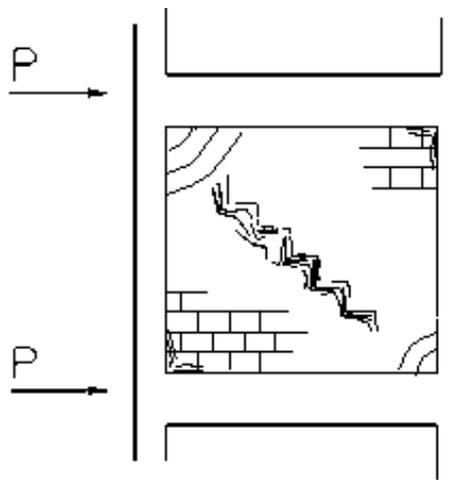


Figura 2.3- Término do 3º Estágio

Como os resultados experimentais foram comparados com modelos de comportamento elástico, estes não foram conclusivos, exceto para o primeiro estágio. Mesmo assim, com base nestes experimentos, Polyakov (1960) sugeriu que o painel fosse substituído por uma diagonal comprimida.

Paralelamente aos estudos de Polyakov, foram desenvolvidos ensaios experimentais por Thomas (1953) e Wood (1958), nos quais há comprovação de um significativo aumento da capacidade de carga dos pórticos ao serem preenchidos com painéis.

Benjamin e Willians (1957,1958) e Wood (1958) analisaram os resultados experimentais de Whitney et al. (1955) e outros obtidos com pórticos de concreto armado, ou de aço, preenchidos por painéis de alvenaria ou de concreto, sujeitos a cargas laterais que simulam ações de vento ou de sismos, e foram unânimes em defender o aumento da rigidez dos pórticos proporcionado pela presença dos painéis.

2.3-Conceito da barra diagonal equivalente

Como já citado anteriormente, Polyakov (1960) sugeriu o conceito de barra diagonal equivalente. Este conceito foi posteriormente desenvolvido por Holmes (1961) e refinado por Smith (1962, 1966, 1967a, 1967b), Smith e Carter (1969), Mainstone (1971) e Liaw e Lee (1977). Neste método de cálculo, o painel de alvenaria é substituído por uma barra diagonal fictícia.

Holmes (1961) propôs um modelo de cálculo em que a diagonal equivalente teria espessura e módulo de deformação iguais ao do painel e comprimento de contato igual a um terço do comprimento da diagonal (figura 2.4, abaixo).

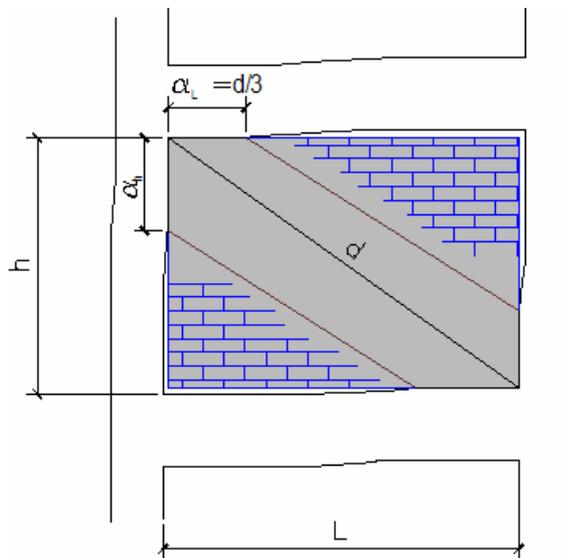


Figura 2.4 - Comprimento de contato da diagonal equivalente (HOLMES,1961)

Suas conclusões, como já se frisou antes, foram que o deslocamento do pórtico preenchido é bastante menor que sem preenchimento e que, além disso, as barras do pórtico permanecem em regime elástico até a carga de colapso da alvenaria.

Mais tarde, Holmes (1963), realizando ensaios em pórticos de um e dois pavimentos, constatou que houve um aumento de rigidez da ordem de 300 a 400% para estruturas preenchidas com painéis de concreto, cuja resistência média à compressão era de 16 MPa. Para estruturas preenchidas com painéis com resistência média à compressão de 3 MPa, obteve-se um aumento da rigidez variando de 75 a 105%. Comparando-se os resultados experimentais com os valores teóricos, foi constatada uma média de 90% de precisão para os valores de carga de colapso. Mesmo assim, o autor recomendou a realização de outros ensaios e de refinamento do método de cálculo por ele sugeridos.

Usando uma formulação similar àquela utilizada por Holmes (1961), Smith (1962) estudou a rigidez lateral de pórticos preenchidos, substituindo o painel por uma diagonal equivalente. Nesse trabalho eles concluíram que os resultados relatados por Holmes (1961) não correspondiam aos resultados experimentais e que a largura efetiva do painel era função do comprimento de contato entre o pórtico e o painel. Concluiu, também, que o comprimento de contato era altamente dependente da rigidez relativa entre pórtico e painel (figura 2.5, a seguir).

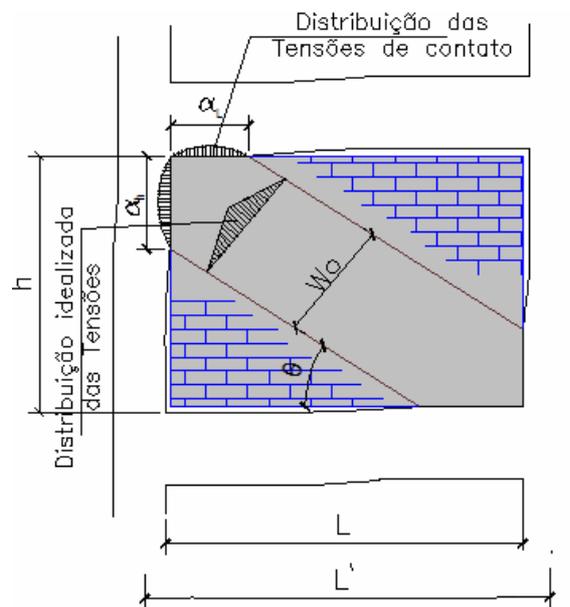


Figura 2.5 - Comprimento de contato da diagonal equivalente (SMITH, 1962)

Onde:

$$\frac{\alpha_h}{L'} = \frac{\pi}{2} \frac{1}{\lambda_h L'}$$

$$\frac{\alpha_L}{L'} = \pi \frac{1}{\lambda_L L'}$$

Sendo:

$\alpha_h \rightarrow$ Comprimento de contato entre o painel e o pilar;

$\alpha_L \rightarrow$ Comprimento de contato entre o painel e a viga;

$L' \rightarrow$ Comprimento entre eixos de pilares;

$\lambda.L' \rightarrow$ Parâmetro de rigidez relativa, dado por:

$$\lambda_h L' = L' \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} t}{4E_p I_p \cdot h} \text{sen}(2\theta)} \quad \lambda_L L' = L' \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} t}{4E_p I_v \cdot L} \text{sen}(2\theta)}$$

Onde:

$E_p \rightarrow$ Módulo de Elasticidade do pórtico;

$E_{\text{painel}} \rightarrow$ Módulo de Elasticidade do painel de alvenaria;

$I_p \rightarrow$ Momento de Inércia do pilar;

$I_v \rightarrow$ Momento de Inércia da viga;

$t \rightarrow$ Espessura do painel;

$h \rightarrow$ Altura do painel;

$L \rightarrow$ Comprimento do painel;

$\theta = \arctan(h/L) \rightarrow$ Inclinação da biela;

$W_o = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \rightarrow$ Largura da diagonal;

A seguir, Smith (1966) realizou uma série de ensaios em pórticos de aço quadrados, preenchidos com painéis de microconcreto de 150 mm. Nesses ensaios verificaram-se dois tipos de ruptura:

- Ruptura por fissuração repentina da diagonal comprimida, indo do centro para os cantos comprimidos da diagonal.
- Ruptura por compressão, causada pelo esmagamento na região dos cantos carregados do painel.

Smith (1967a, 1967b) estendeu esses trabalhos a pórticos retangulares e com preenchimento também com blocos de alvenaria. E, ao verificar que a largura efetiva da

diagonal equivalente depende de vários fatores, entre eles o carregamento e as propriedades físicas dos materiais, Smith e Carter(1969) produziram ábacos para estimar a largura da diagonal equivalente. Esses autores estudaram as possíveis formas de ruptura para o pórtico e o painel. Para o pórtico, a ruptura pode ser por tração no pilar, por cisalhamento de vigas e pilares ou por ruptura nas ligações. Já o painel, de alvenaria ou concreto, pode romper por um ou mais dos seguintes modos:

- 2 Fissuração por tração da diagonal carregada;
- 3 Esmagamento do painel nos cantos carregados;

Essas fissuras na diagonal não definem a resistência última do sistema, pois este pode continuar suportando acréscimos de carga até o esmagamento por compressão dos cantos carregados. Para painéis de alvenaria, ainda podem ocorrer três tipos de ruptura (figura 2.6, a seguir):

- Fissuração por cisalhamento ao longo da interface entre bloco e argamassa;
- Fissuração por tração da diagonal;
- Esmagamento local dos blocos e argamassa nos cantos comprimidos.

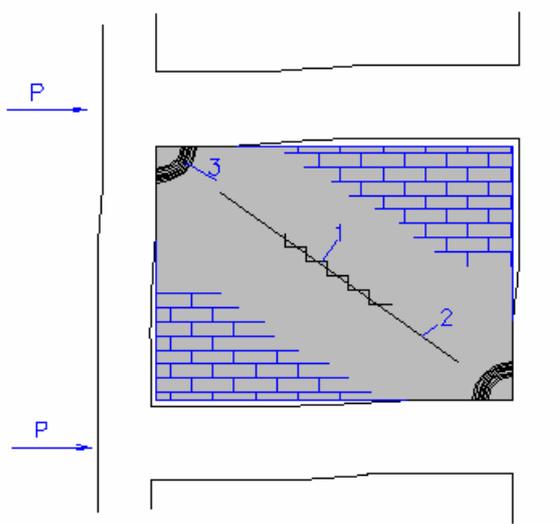


Figura 2.6 - Modos de fissuras em painéis de alvenaria (Smith,1967)

Mainstone (1971) realizou uma extensa série de ensaios com pórticos preenchidos com alvenaria de blocos ou painéis de microconcreto e concluiu que a variação no comportamento desses pórticos é muito maior do que as variáveis analisadas anteriormente. Fatores como a folga inicial entre o pórtico e o painel ou a variação nas propriedades elásticas

e de resistência dos materiais podem resultar em variações enormes no comportamento final comparados entre protótipos de mesmas características.

Para fins de projeto, Mainstone (1971) adotou o conceito de barra equivalente, introduzindo uma diagonal efetiva equivalente, que depende do parâmetro de rigidez relativa ($\lambda L'$). A tabela 2.1, a seguir, apresenta os resultados, em que W' foi formulado empiricamente para avaliar as seguintes situações:

W'_{ek} - avaliar a rigidez do conjunto;

W'_{et} - carga correspondente à primeira fissura;

W'_{ec} - resistência última do pórtico preenchido.

Onde:

$$\lambda L' = L' \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} t \text{sen } 2\theta}{4E_p I_p h}}$$

TABELA 2.1 - Aproximação empírica para obtenção da largura da diagonal equivalente (Mainstone, 1971)

Para $\lambda L' < 5$	
BLOCOS CERÂMICOS	BLOCOS DE CONCRETO
$\frac{W'_{ek}}{w} = 0,175(\lambda L' h)^{-0,4}$	$\frac{W'_{ek}}{w} = 0,115(\lambda L' h)^{-0,4}$
$\frac{W'_{ek}}{w} = 0,170(\lambda L' h)^{-0,4}$	$\frac{W'_{ek}}{w} = 0,255(\lambda L' h)^{-0,4}$
$\frac{W'_{ek}}{w} = 0,56(\lambda L' h)^{-0,875}$	$\frac{W'_{ek}}{w} = 0,84(\lambda L' h)^{-0,875}$
Para $\lambda L' > 5$	
$\frac{W'_{ek}}{w} = 0,16(\lambda L' h)^{-0,3}$	$\frac{W'_{ek}}{w} = 0,16(\lambda L' h)^{-0,3}$
$\frac{W'_{ek}}{w} = 0,15(\lambda L' h)^{-0,3}$	$\frac{W'_{ek}}{w} = 0,22(\lambda L' h)^{-0,3}$
$\frac{W'_{ek}}{w} = 0,52(\lambda L' h)^{-0,8}$	$\frac{W'_{ek}}{w} = 0,78(\lambda L' h)^{-0,8}$

Hendry (1981) propôs, baseado nos estudos analíticos e experimentais de Kadir (1974), uma relação semi-empírica para a largura do painel, que corresponde à metade da proposta por Smith (1966) (figura 2.7, abaixo):

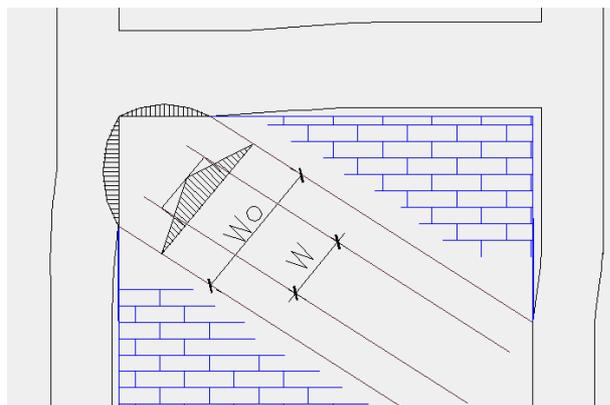


Figura 2.7- Largura da diagonal equivalente (HENDRY,1981)

Sachanski (1960) e Liaw (1970) avaliaram os pórticos preenchidos através de ensaios e de modelos teóricos, utilizando a Teoria da Elasticidade e o Método das Diferenças Finitas para a determinação das tensões e deformações no conjunto pórtico-painel. Tais formulações, porém, só podem ser aplicadas para um conjunto monolítico pórtico painel, considerado isotrópico, homogêneo e elástico, quando, na verdade, este não o é.

Moreira (2002) apresentou um estudo sobre a sensibilidade estrutural de edifícios residenciais urbanos em concreto armado a várias fontes de perturbações estáticas e dinâmicas, como tráfego de veículos pesados, explosões subterrâneas, impactos produzidos por cravação de estacas em terrenos vizinhos e também pela ação do vento. Foram utilizados modelos bi e tridimensionais para obter respostas dinâmicas da estrutura a essas solicitações. Foi considerada a influência dos painéis de vedação no enrijecimento da estrutura, principalmente no caso de estruturas esbeltas e pouco travejadas. Nesse contexto ele propõe um modelo simplificado para simular o mecanismo promovido pela alvenaria confinada.

Em seu o autor conclui que as paredes exercem uma maior influência na rigidez global do conjunto para os modelos que possuem menor inércia. Ressalta, porém, que os efeitos de enrijecimento dos pórticos pela presença das alvenarias só devem ser considerados para pequenas deformações, sob cargas de serviço, por estas alvenarias serem compostas por um material frágil.

Moreira (2002) chega a definir a expressão para determinar a área da seção transversal da diagonal equivalente, relacionando as propriedades físicas e geométricas do painel e o módulo de elasticidade do quadro que o envolve, de acordo com o que se pode ver na figura 2.8, abaixo:

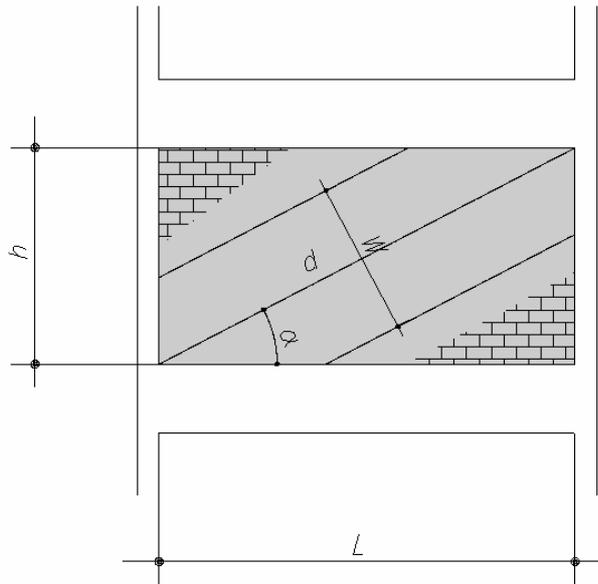


Figura 2.8- Largura da diagonal equivalente (MOREIRA,2002)

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \times \frac{d}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen } \alpha}{d + \cos \alpha} \right)}, \text{ onde:}$$

$$K_{diag} = G \frac{Lt}{h}, \text{ sendo } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

2.4-Avaliação do comportamento de pórticos preenchidos segundo o método dos elementos finitos.

Um dos primeiros trabalhos publicados usando o Método dos Elementos Finitos (MEF) na solução de problemas de pórticos preenchidos foi o de Karamanski (1967), tendo sido utilizadas algumas hipóteses de simplificação, tais como: *i*) a de que o pórtico suporta apenas tensões axiais; *ii*) que é infinitamente flexível na direção perpendicular aos eixos das barras (não apresenta torsão); *iii*) não se admite separação entre o pórtico e o painel. Todas essas restrições inibiram o uso de sua técnica.

Com o avanço da técnica do MEF para análise estrutural, muitos outros pesquisadores realizaram estudos de pórticos preenchidos, com maior grau de complexidade, entre os quais se destacam: Mallick e Severn (1967), Riddington e Smith (1977), King e Pandley (1978), Liauw e Kwan (1982), Rivero (1982), Dawe e Charalamabous (1983), Dhanasekar e Page (1986) e Jamal et al. (1992), apud ALVARENGA (2002).

Barua e Mallick (1977), apud ALVARENGA (2002), consideraram em seus cálculos o painel como um material isotrópico, levando em consideração a deformação axial das barras e o deslizamento da interface pórtico-painel, tudo isso a fim de verificar a veracidade dos modelos propostos por Smith (1966) para o comprimento de contato da barra equivalente, sugerindo expressões para o seu cálculo, em função do parâmetro de rigidez relativa (λL).

A partir daí, os pesquisadores foram cada vez mais refinando o processo de modelagem, principalmente no que diz respeito à ligação pórtico-painel, a qual é modelada introduzindo-se pares de nós na interface. Após processados os esforços, se aparecerem tensões de tração nos nós que a representam, estes são retirados, e a estrutura é reavaliada sem eles, num processo iterativo (RIDDINGTON e SMITH, 1977, 1978) Apud ALVARENGA (2002).

Muitos outros estudos foram levados adiante, refinando cada vez mais os processos, a fim de se chegar, o mais próximo possível da realidade, e com diferentes materiais de preenchimento dos painéis (ALVARENGA, 2002). Pode-se citar Lourenço (1996), que desenvolveu e validou ferramentas numéricas para análise desses painéis, através de uma série de estudos com macro e micromodelagens, considerando inclusive as propriedades das juntas de argamassa e das unidades de alvenaria, os mecanismos de ruptura por tração, cisalhamento e compressão, e até amolecimento. A partir daí, pôde propor e implementar um macromodelo para homogeneização da alvenaria, incluindo os componentes anisotrópicos elástico e inelástico (ALVARENGA, 2002).

Seah (1988), apud ALVARENGA (2002), apresentou um modelo que utiliza molas diagonais equivalentes, ao invés de barras, com propriedades referentes à relação carga-deformação idênticas ao painel que as molas substituem, sendo esta relação determinada para cada painel, utilizando o MEF.

Apesar de tantos estudos sobre o sistema de pórticos preenchidos, poucas normas de projeto (FEMA 316 e ACI) prescrevem recomendações para pórticos preenchidos, sejam de aço ou de concreto. Quando se projeta uma estrutura apertada, preenchida com elementos

de alvenaria, costuma-se prescrever deixar uma lacuna entre a viga e o painel de alvenaria a ser preenchida por um material mais flexível, de modo que a viga possa se deformar livremente. Entretanto, ensaios realizados por Riddington (1984) confirmaram que a lacuna diminui a resistência e a rigidez, mas ainda assim uma parcela da ação horizontal é transmitida, reduzindo a resistência lateral do painel em 50%.

No Brasil, o primeiro trabalho desenvolvido nessa área, foi o de Braguim (1989), que realizou análises experimentais para ligações rígidas e semi-rígidas. A seguir, Braguim (1993) analisou numericamente pórticos de 4 pavimentos, utilizando o conceito de diagonal equivalente. Concluiu, então, que a introdução de diagonais equivalentes enrijece substancialmente a estrutura, independente das ligações viga-pilar consideradas.

Fonseca (1999) analisou painéis de alvenaria confinados em estruturas reticuladas, através de protótipo em escala real, com um vão e um pavimento, e modelagens numéricas simulando o comportamento não-linear da alvenaria, e ainda assim, concluindo pela elevada influência da alvenaria na rigidez do pórtico preenchido.

Alvarenga (2002) deu continuidade ao trabalho iniciado por Fonseca (1999), realizando uma série de ensaios experimentais com protótipos em escala real, com blocos de concreto celular autoclavados. A seguir, realizou uma série de macro modelagens numéricas para pórticos com diferentes relações altura/comprimento, visando à obtenção de recomendações práticas para análise de pórticos preenchidos.

Moreira (2002), em seu estudo sobre a sensibilidade dinâmica em edifícios esbeltos, propôs um modelo simplificado, utilizando o conceito de diagonais equivalentes, no qual a largura da barra depende exclusivamente das características físicas do painel de alvenaria. Este modelo deve ser utilizado com reservas, pois só é válido para painéis sujeitos apenas a cisalhamento puro.

Em todos os estudos ficou bastante evidente a influência da alvenaria no comportamento estrutural dos pórticos por ela preenchidos, principalmente nas reações de apoio e nas deformações da estrutura.

ANÁLISE NUMÉRICA DO EDIFÍCIO SEM A CONTRIBUIÇÃO DAS ALVENARIAS

3.1 - O Método dos Elementos Finitos (MEF)

O método dos elementos finitos é uma técnica matemática utilizada para a resolução de equações diferenciais parciais, tendo sido inicialmente utilizada, em engenharia, para aplicação em cálculo estrutural. No caso das estruturas, o parâmetro que descreve o comportamento do sistema são os deslocamentos nodais. A estrutura, antes encarada como um corpo contínuo com infinitos graus de liberdade, é dividida em um número finito de partes (os elementos), ligadas entre si por nós. A montagem dos elementos, que constitui o modelo matemático, tem o seu comportamento especificado por um número finito de parâmetros. No caso particular dos problemas de análise estrutural, os parâmetros são os deslocamentos nodais, os quais são a incógnita do problema (ALVES FILHO, 2000).

Os modelos podem ser discretizados de duas formas distintas:

- Estruturas reticuladas – É o caso particular das estruturas formadas por elementos que podem ser representados por uma barra, por exemplo: vigas contínuas, pórticos planos e espaciais, pilares, grelhas, treliças planas e espaciais (figura 3.1, abaixo). A interação dos elementos acontece apenas nos nós. Assim, as equações de equilíbrio para a resolução desses problemas resumem-se as condições de compatibilidade de deslocamentos nesses nós. Os elementos deste tipo de estrutura são as barras, denominadas elementos “frame”.

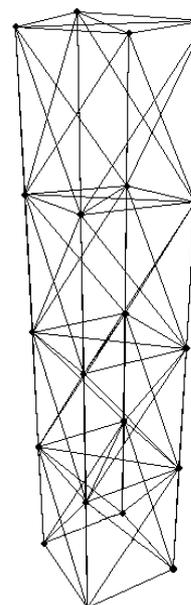
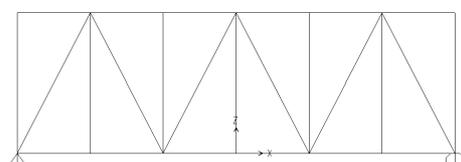


Figura 3.1 - Estruturas reticuladas

- Elementos estruturais conectados continuamente - No caso de estruturas em que duas dimensões sejam preponderantes (por exemplo, as lajes, cascas, barragens, pilares de grandes dimensões, caixas d'água, blocos de estacas, etc), a estrutura reticulada não representa bem o modelo, sendo necessária a divisão do corpo contínuo em partes finitas, ligadas entre si por nós. Neste caso, a resolução do problema começa pela subdivisão da estrutura em elementos, isto é, a definição da malha de elementos finitos que representará o corpo contínuo e a escolha do elemento apropriado para modelar uma dada situação física. Estes elementos são denominados elementos “shell” (figura 3.2, abaixo).

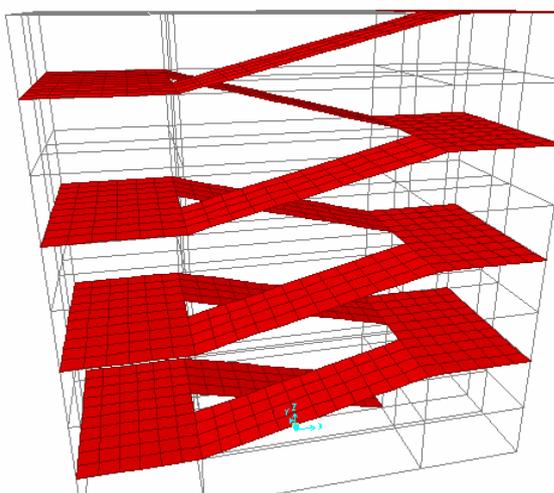


Figura 3.2 - Estruturas conectadas continuamente

No caso da modelagem com elementos estruturais conectados continuamente, não apenas os nós possuem os mesmos deslocamentos nodais, como também as superfícies de contato entre os elementos apresentam uma continuidade de deslocamentos. Esta é a característica-chave do MEF.

As leis fundamentais de equilíbrio a que a estrutura deve obedecer são as seguintes:

- a. Equilíbrio de forças - As equações de equilíbrio, conhecidas da mecânica, aplicam-se ao corpo rígido. Portanto, se o corpo estiver em equilíbrio, cada elemento dele também estará.
- b. Compatibilidade de deslocamentos – Os nós conectados antes da aplicação das forças permanecem conectados após os deslocamentos da estrutura, caso contrário, a

estrutura abriria num determinado ponto. O mesmo acontece entre os elementos de placa, que se deslocam de forma solidária.

- c. Lei de comportamento do material – Os elementos se deformam proporcionalmente aos esforços aos quais estão sujeitos, obedecendo à Lei de Hooke. Ao transmitir os esforços ao longo da estrutura, os elementos se deformam, transferindo-os através de esforços internos.

3.2 – Características do edifício

O edifício se caracteriza por um prédio de 32 pavimentos com estrutura em concreto armado. Nos dois primeiros pavimentos localizam-se os estacionamentos, os quais formam uma laje de maior dimensão que o teto tipo. Essas lajes foram consideradas iguais ao tipo, para efeito de simplificação de cálculo, uma vez que os resultados obtidos não alteram a verificação proposta no presente trabalho. O trecho da tampa do poço do elevador, a casa de máquinas e a caixa d'água também não foram discretizados por serem irrelevantes para o que se pretende estudar neste trabalho. O teto tipo é composto de dois apartamentos por andar, simetricamente dispostos, tendo cada um deles três quartos, sendo um suíte, sala para dois ambientes, varanda, cozinha, wc social e dependência completa de empregada. Possui um elevador social e outro de serviço, ligados por um corredor, e uma escada de emergência, conforme planta baixa (figura 3.3, a seguir).

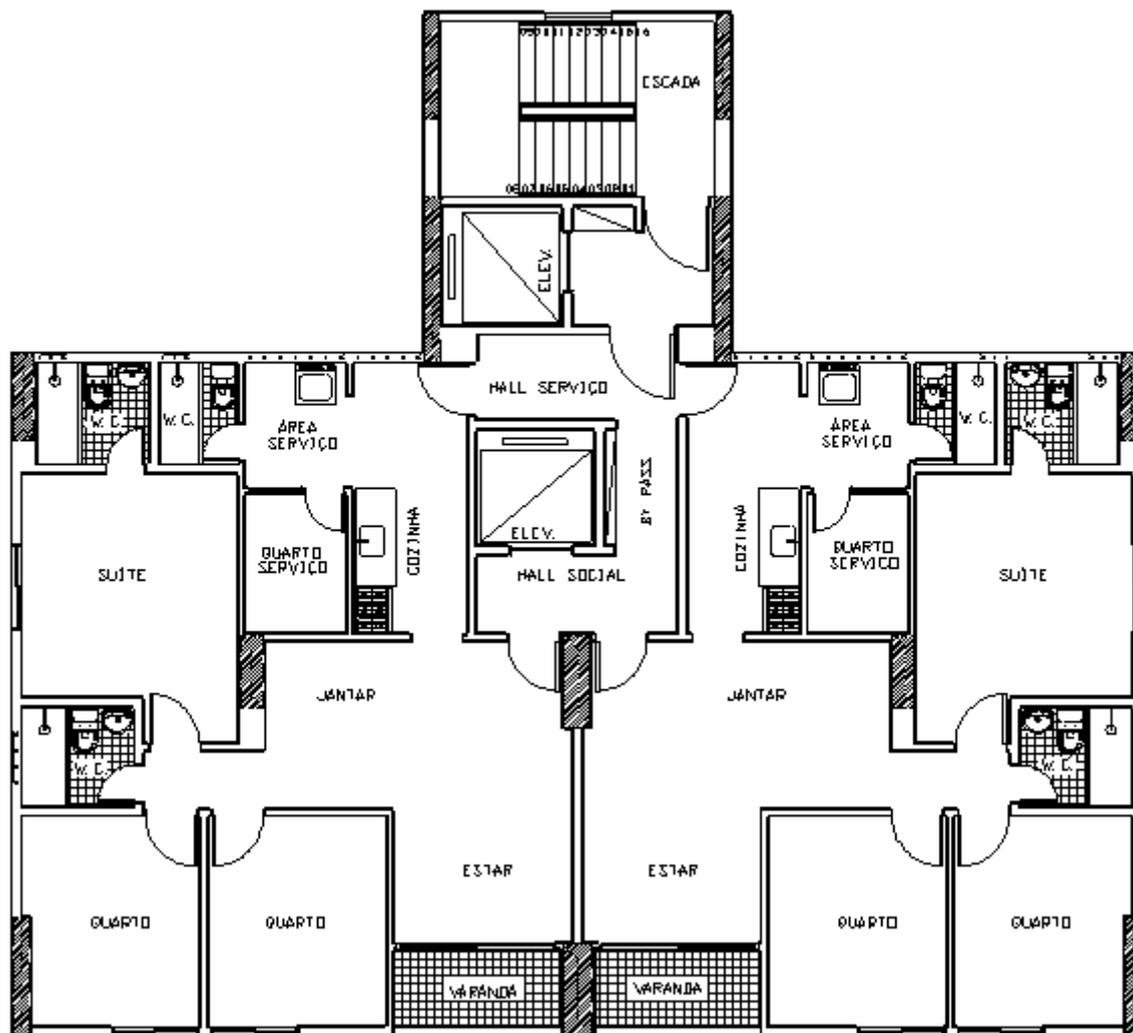


Figura 3.3 - Planta baixa do Teto tipo

A planta de forma do teto tipo, que serviu de ponto de partida para a modelagem do edifício, e o edifício modelado, estão indicados a seguir (figuras 3.4, 3.5 e 3.6):

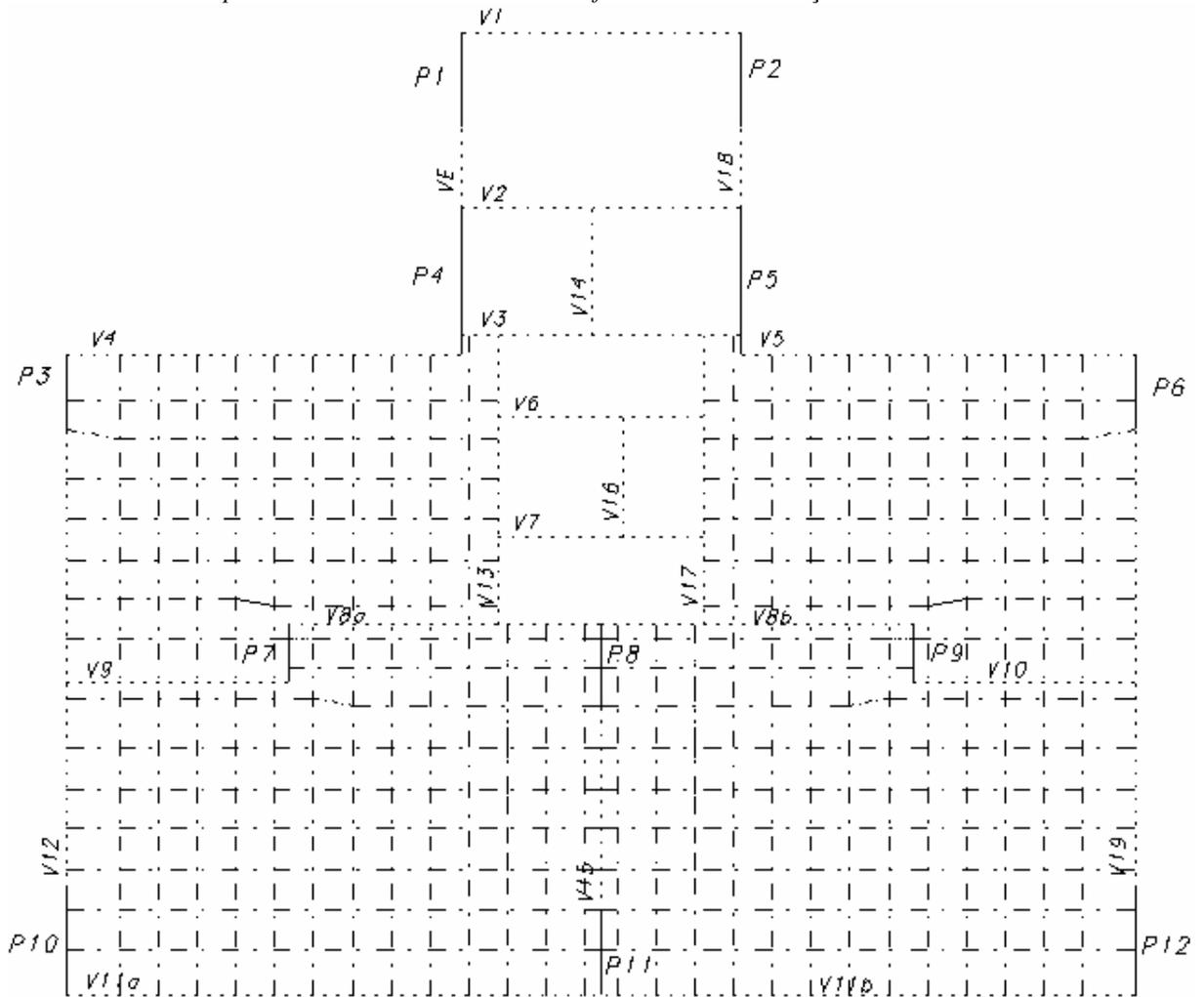


Figura 3.5- Eixos das vigas, pilares e nervuras

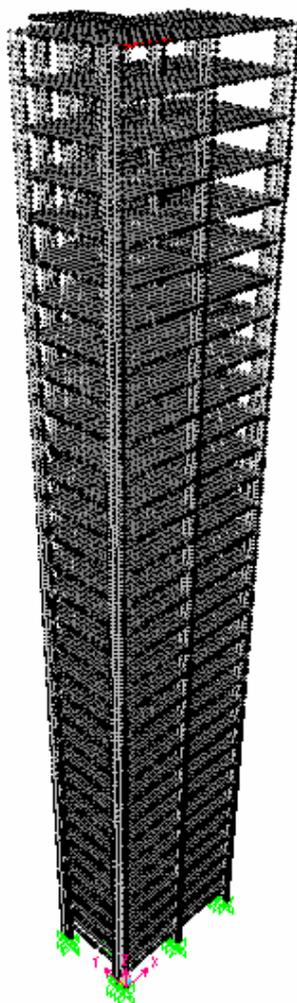


Figura 3.6 – Modelagem do edifício no SAP2000

Dados da obra:

- Número de pavimentos: 32
- Pé-esquerdo: 2,9 m
- Altura do pórtico: $32 \times 2,9 \text{ m} = 92,80 \text{ m}$
- Resistência característica à compressão do concreto: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Peso específico do concreto: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Módulo de Elasticidade secante do concreto, segundo a NBR6118/03:
 - $E_{cs} = 0,85 \times 5600 \times (f_{ck})^{1/2} = 26071594 \text{ kN/m}^2$
- Coeficiente de Poisson do concreto ν_c : 0,20
- Resistência da alvenaria à compressão: $f_{alv} = 2,5 \text{ MPa}$
- Peso específico da alvenaria: $\gamma_{alv} = 13 \text{ kN/m}^3$

- Módulo de Elasticidade da alvenaria(ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99):
- $E_{alv}=700 \cdot f_{alv}=1750000 \text{ kN/m}^2$
- Coeficiente de Poisson da alvenaria ν_{alv} : 0,15.

3.3 – Elementos finitos utilizados na análise numérica do edifício

Para a modelagem do edifício em estudo foram utilizados elementos de barra para representar as vigas e as nervuras das lajes. Para os pilares e o capeamento da laje, foram utilizados elementos estruturais conectados continuamente com espessuras correspondentes às indicadas na planta de forma apresentada anteriormente e características do concreto utilizado na obra.(f_{ck} e Módulo de Elasticidade). As lajes podem ser estudadas pela teoria geral de placas e cascas e, como possuem carregamento perpendicular ao seu plano, exibindo comportamento de flexão, apresentam comportamento de placa. No caso dos pilares, os elementos foram também considerados como casca, porém como suas espessuras não são desprezíveis em relação às outras duas dimensões, não seriam bem representados por barras. Estes foram, então, considerados como elementos de casca espessa (*Thick plate*). Seu carregamento é paralelo ao seu plano, portanto considerou-se submetidos ao Estado Plano de Tensões (*Plane Stress*). As nervuras, inseridas nas vigas, geram momentos negativos nos apoios. As dimensões das vigas seguem os valores da planta de forma. As nervuras foram consideradas como seções retangulares, para efeito de simplificação, cuja base corresponde à média dos valores das dimensões (figura. 3.7, a seguir).

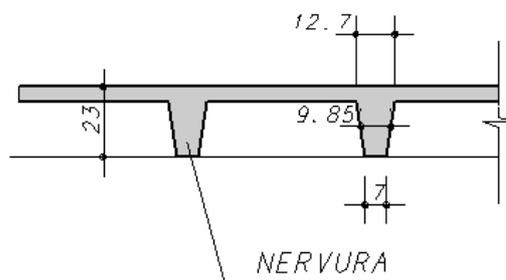


Figura 3.3 - Detalhe das nervuras das lajes

As condições de contorno externas impostas foram restrições aos movimentos de rotação e translação na base de todos os pilares, simulando as condições de engastamento da

fundação. A geração da malha do teto tipo foi efetuada a partir do desenho, no *AUTOCAD*, dos eixos das vigas, pilares e nervuras das lajes, correspondentes às posições dos mesmos na planta de forma e, a seguir, exportada para o *SAP2000*. As lajes foram discretizadas com elementos triangulares e retangulares lineares, cuja malha correspondeu aos espaços entre as nervuras, mais alguns trechos discretizados em malhas triangulares próximos aos apoios das vigas. Os pilares foram discretizados em malha aproximadamente quadrada de lado 40cm, e espessuras correspondentes às suas espessuras reais.

3.4 - Determinação dos carregamentos

3.4.1 – Ações verticais

Para a determinação das cargas verticais foi utilizada a Norma da NBR 6120 (ABNT, 1980), sendo as seguintes:

Peso próprio – calculado internamente pelo próprio programa, a partir do peso específico do concreto armado $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$, NBR 6118 (ABNT, 2003)

Carga acidental (sobrecarga):

- Quartos, salas, cozinhas e banheiros – $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Escadas e hall de acesso – $3,0 \text{ kN/m}^2$

Revestimento – $1,0 \text{ kN/m}^2$

Paredes internas – $1,8 \text{ kN/m}^2$

Paredes externas – $2,2 \text{ kN/m}^2$

As cargas lineares, resultado da multiplicação da carga por metro quadrado pela altura da parede, correspondentes às paredes sobre lajes e vigas estão indicadas na figura a seguir (figura 3.8).

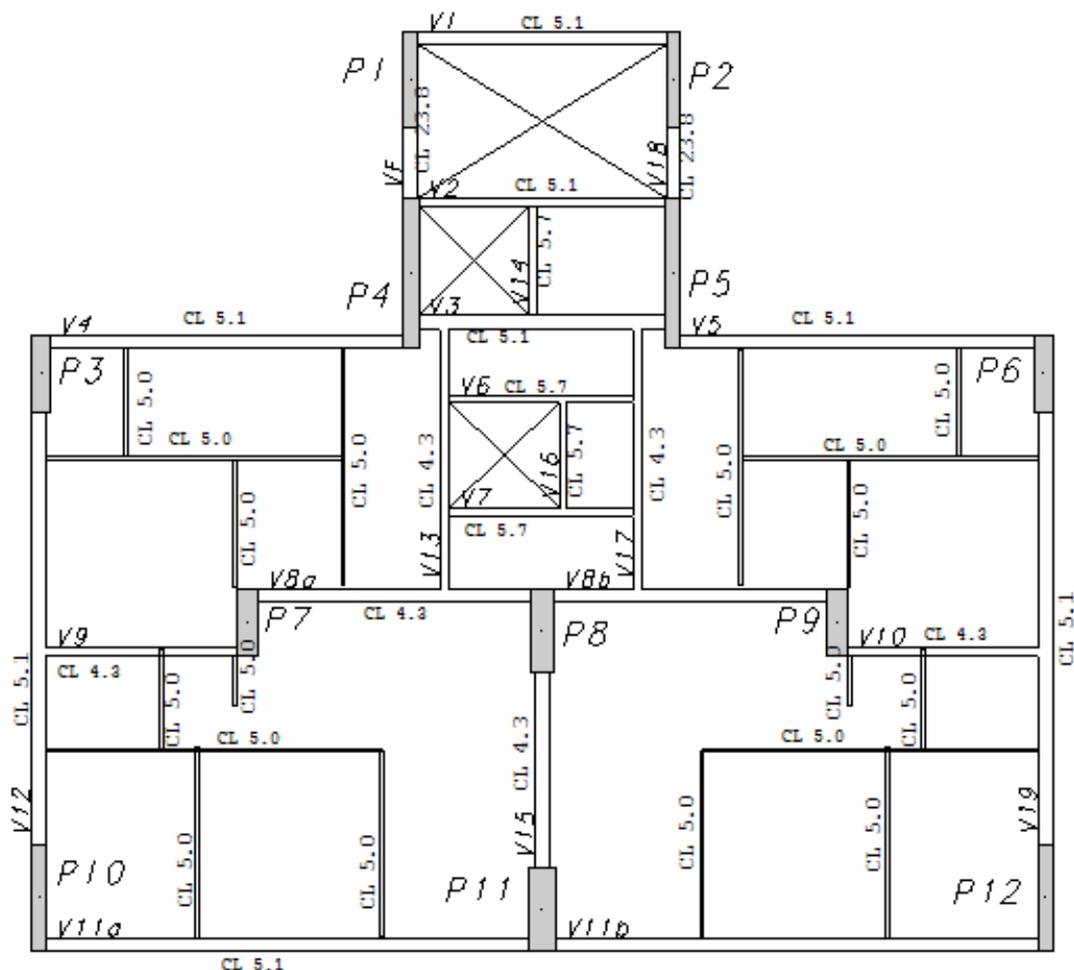


Figura 3.8 - Cargas distribuídas sobre lajes e vigas

3.4.1 – Ações horizontais

Para as cargas horizontais provenientes do vento foram considerados os esforços nos nós em cada pavimento, para o vento aplicado em cada uma das quatro faces do edifício. Os parâmetros utilizados para o cálculo dessas forças, segundo a NBR 6123 (1988), foram:

- Velocidade básica do vento – 30 m/s
- Fator topográfico: $S1=1,00$ (terreno plano)
- Rugosidade IV
- Classe da edificação - Classe C
- Fator estatístico: $S3 =1,00$
- Coeficiente de arrasto na direção 90° (Vento 1) e 270° (Vento 2) $C_{a1}=C_{a2}=1,44$
- Coeficiente de arrasto na direção 0° (Vento 3) e 180° (Vento 4) $C_{a3}=C_{a4}=1,40$

Para o carregamento de vento, as cargas foram introduzidas no modelo, teto a teto, de acordo com as tabelas indicadas no Apêndice 01.

3.5 – Casos de carregamento

Foram considerados sete casos de carregamentos: peso próprio, carga acidental, revestimento, vento 1 (90°), vento 2 (270°), vento 3 (0 °) e vento 4 (180°). Não foram consideradas, neste trabalho, todas as combinações de carregamentos exigidas por norma, pois conduziriam a um volume muito grande de operações, sem gerar conclusões relevantes. Para esses carregamentos foram consideradas algumas combinações, listadas na tabela abaixo (tabela 3.1):

TABELA 3.1 – Combinações de carregamentos

Combinação	Casos
permanentes	Peso próprio + revestimento
verticais	Permanentes + carga acidental
COMB1	Verticais + vento 1
COMB2	Verticais + vento 2
COMB3	Verticais + vento 3
COMB4	Verticais + vento 4
COMB11	Permanentes + vento 1
COMB22	Permanentes + vento 2
COMB33	Permanentes + vento 3
COMB44	Permanentes + vento 4

Para essas combinações é que serão comparados os resultados entre os modelos com e sem alvenaria.

A malha final apresentou os seguintes números:

Número de nós:.....28.659

Número de elementos de barra (frame):30.706

Número de elementos de casca (shell).....25.517

Número total de equações de equilíbrio.....171.660

Computador: Notebook com processador Intel Celeron 1.50GHz, memória RAM de 504 MB e HD de 80 G).

3.6 – Análise dos resultados

As reações de apoio e os deslocamentos no topo do edifício, para este modelo, encontram-se no quadro abaixo, seguindo a nomenclatura e sinal para as cargas, de acordo com o indicado na figura 3.9, abaixo:

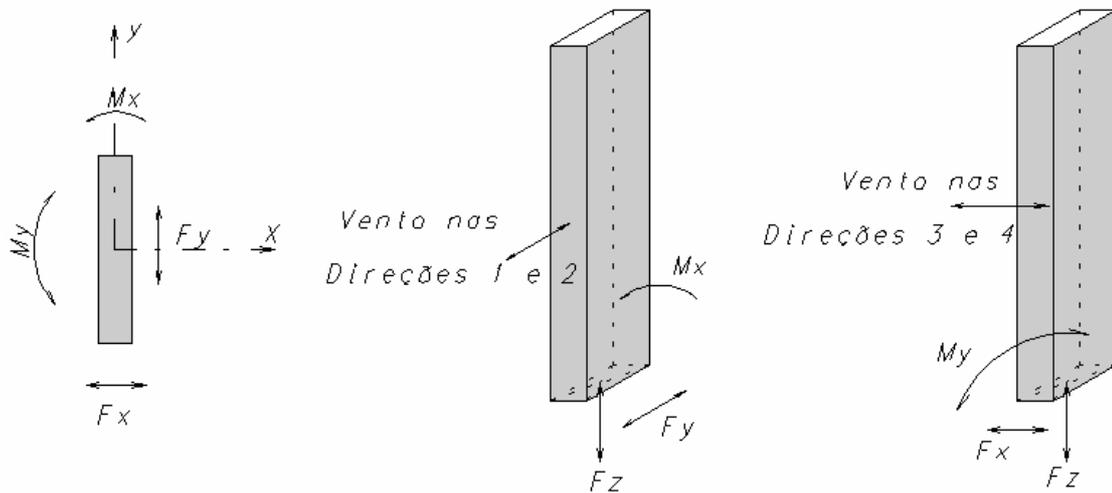


Figura 3.9 – Convenção de sinais para as reações de apoio

Estes resultados estão indicados na tabela 3.2, a seguir.

Pilar	Carregamento	Deslocamento no topo (cm)	Reações (tf)		
			Fz	Fx	Fy
P1	Verticais	-	208	-	-
	Vento 1	22.0	209	-	-9
	Vento 2	-18.2	-178	-	8
	Vento 3	20.5	-64	-4	-
	Vento 4	-20.6	65	4	-
P2	Verticais	-	215	-	-
	Vento 1	22.0	214	-	-9
	Vento 2	-18.2	-182	-	8
	Vento 3	20.5	61	-4	-
	Vento 4	-20.6	-61	4	-
P3	Verticais	-	454	-	-
	Vento 1	22.0	22	-	-4
	Vento 2	-18.2	-18	-	4
	Vento 3	19.2	-99	-4	-
	Vento 4	-19.3	100	4	-
P4	Verticais	-	736	-	-
	Vento 1	22.0	-36	-	-24
	Vento 2	-18.2	34	-	22
	Vento 3	19.2	-126	-11	-
	Vento 4	-19.3	126	11	-
P5	Verticais	-	758	-	-
	Vento 1	22.0	-42	-	-24
	Vento 2	-18.2	39	-	22
	Vento 3	19.2	126	-11	-
	Vento 4	-19.3	-127	11	-
P6	Verticais	-	468	-	-
	Vento 1	22.0	22	-	-
	Vento 2	-18.2	-18	-	3
	Vento 3	19.2	83	-4	-
	Vento 4	-19.3	-84	4	-
P7	Verticais	-	736	-	-
	Vento 1	22.0	-15	-	-3
	Vento 2	-18.2	12	-	3
	Vento 3	18.1	-73	-11	-
	Vento 4	-18.2	74	11	-
P8	Verticais	-	1162	-	-
	Vento 1	22.0	-34	-	-11
	Vento 2	-18.2	27	-	10
	Vento 3	18.1	6	-18	-
	Vento 4	-18.2	-6	18	-
P9	Verticais	-	746	-	-
	Vento 1	22.0	-24	-	-3
	Vento 2	-18.2	19	-	3
	Vento 3	18.1	106	-10	-
	Vento 4	-18.2	-107	10	-
P10	Verticais	-	828	-	-
	Vento 1	22.0	-98	-	-10
	Vento 2	-18.2	82	-	9
	Vento 3	16.6	-122	-6	-
	Vento 4	-16.7	123	6	-
P11	Verticais	-	606	-	-
	Vento 1	22.0	-124	-	-9
	Vento 2	-18.2	105	-	7
	Vento 3	16.6	1	-13	-
	Vento 4	-16.7	-1	13	-
P12	Verticais	-	826	-	-
	Vento 1	22.0	-93	-	-10
	Vento 2	-18.2	77	-	9
	Vento 3	16.6	100	-6	-
	Vento 4	-16.7	-100	6	-

Para análise dos resultados em algumas peças, os pórticos estão numerados de acordo com a convenção adotada na figura 3.10, abaixo.

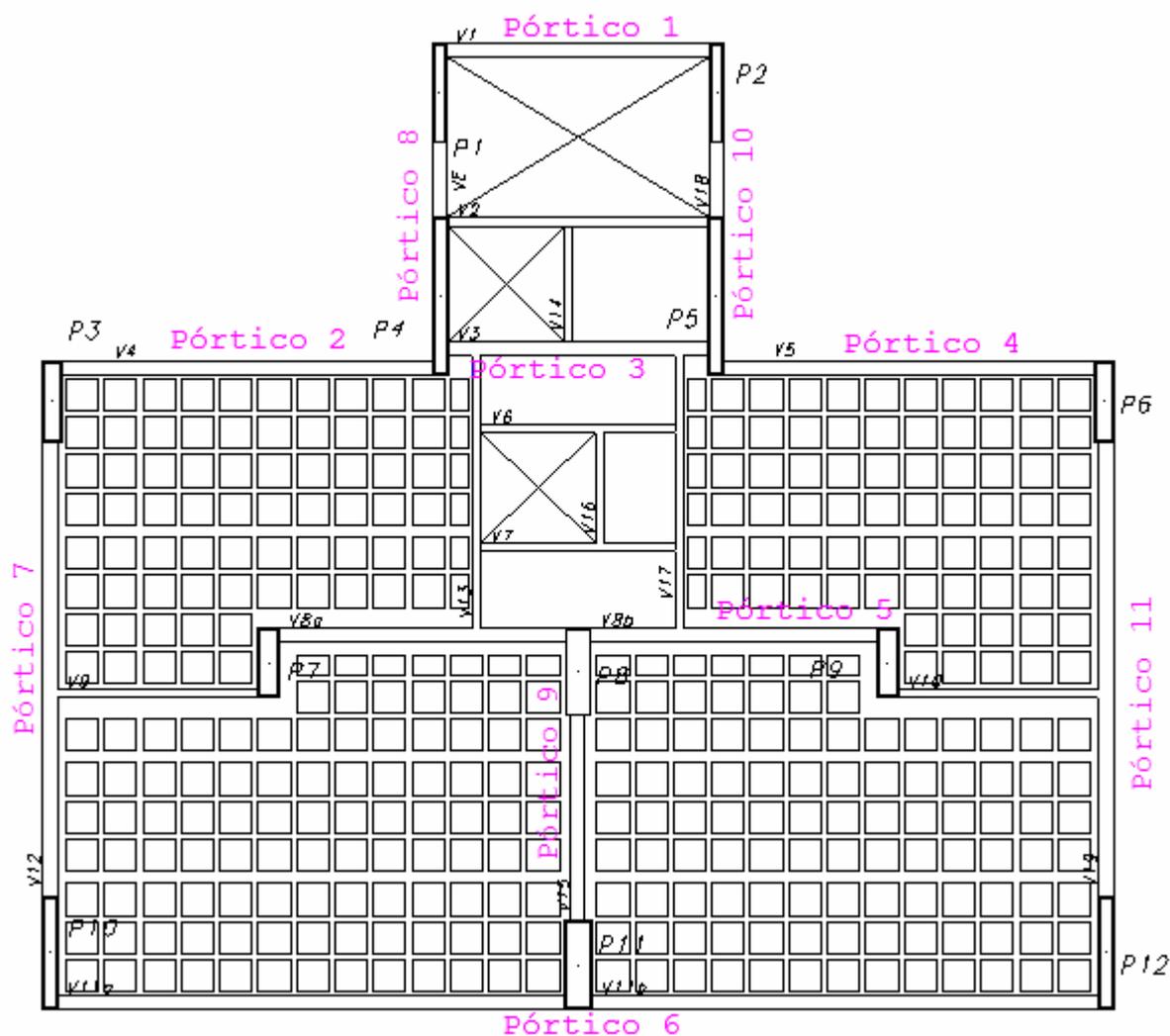


Figura 3.10 - Numeração dos pórticos para análise dos resultados

Foram analisados os esforços em alguns pórticos para os trechos entre o 1º e 2º pavimentos (denominado 1º trecho), o 15º e o 16º pavimentos (denominado 2º trecho) e o 31º e o 32º pavimentos (denominado 3º trecho). Os pórticos selecionados são o pórtico 2, o pórtico 6, o pórtico 7 e o pórtico 8. Estes mesmos elementos serão posteriormente analisados com a adoção do modelo de barras diagonais substituindo o efeito das alvenarias. Verificamos os esforços cortantes e os momentos fletores nas vigas que formam estss pórticos.

Para o pórtico 2, temos os seguintes diagramas de esforço cortante e momento fletor na viga V4, para a combinação de carregamentos COMB3, indicando os valores máximos em cada diagrama (figura 3.11, abaixo).

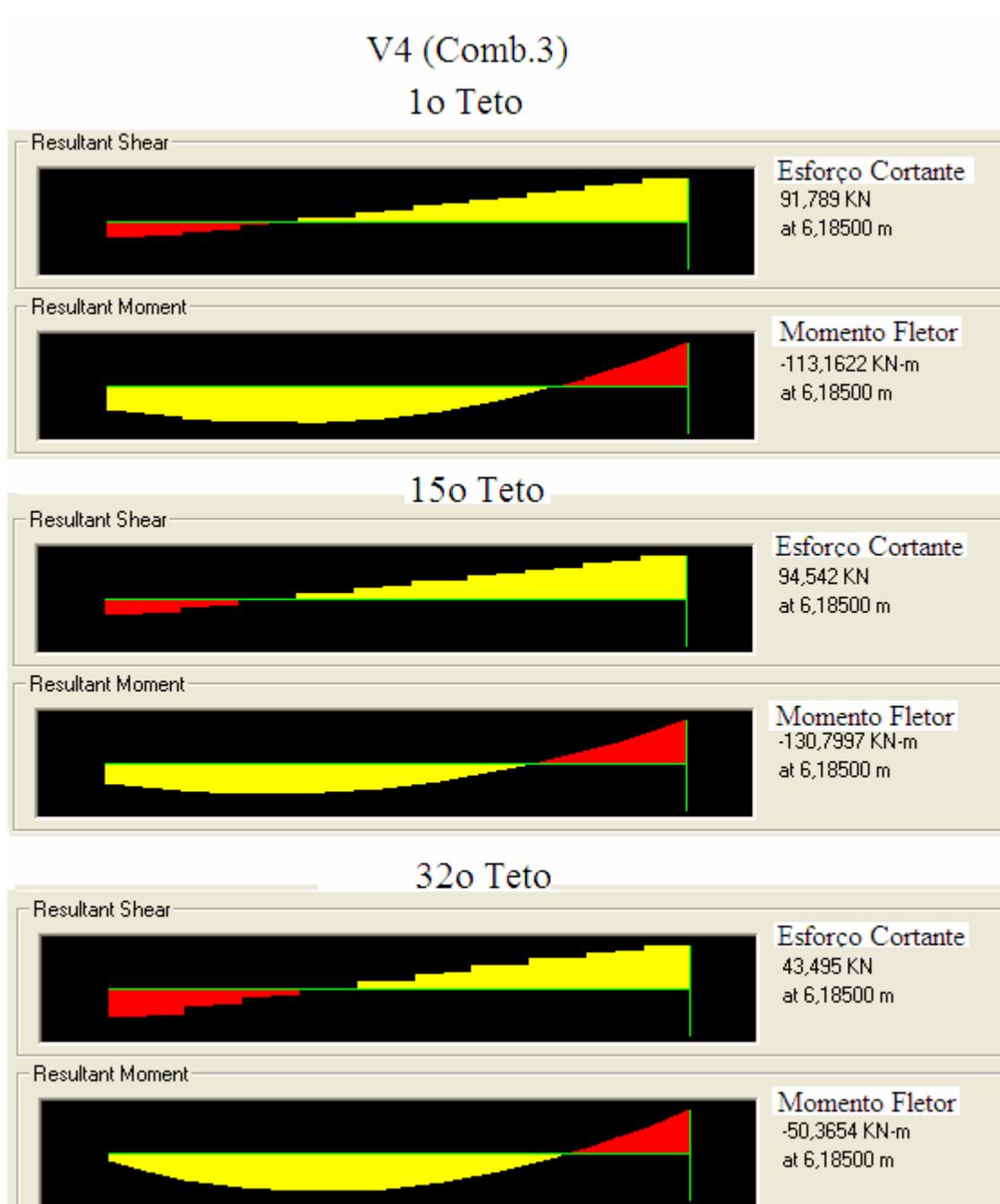


Figura 3.11 - Esforços na viga V4

No pórtico 6, temos os esforços máximos na viga V11, para a combinação de carregamentos COMB3, em cada um dos pavimentos (figura 3.12, abaixo).

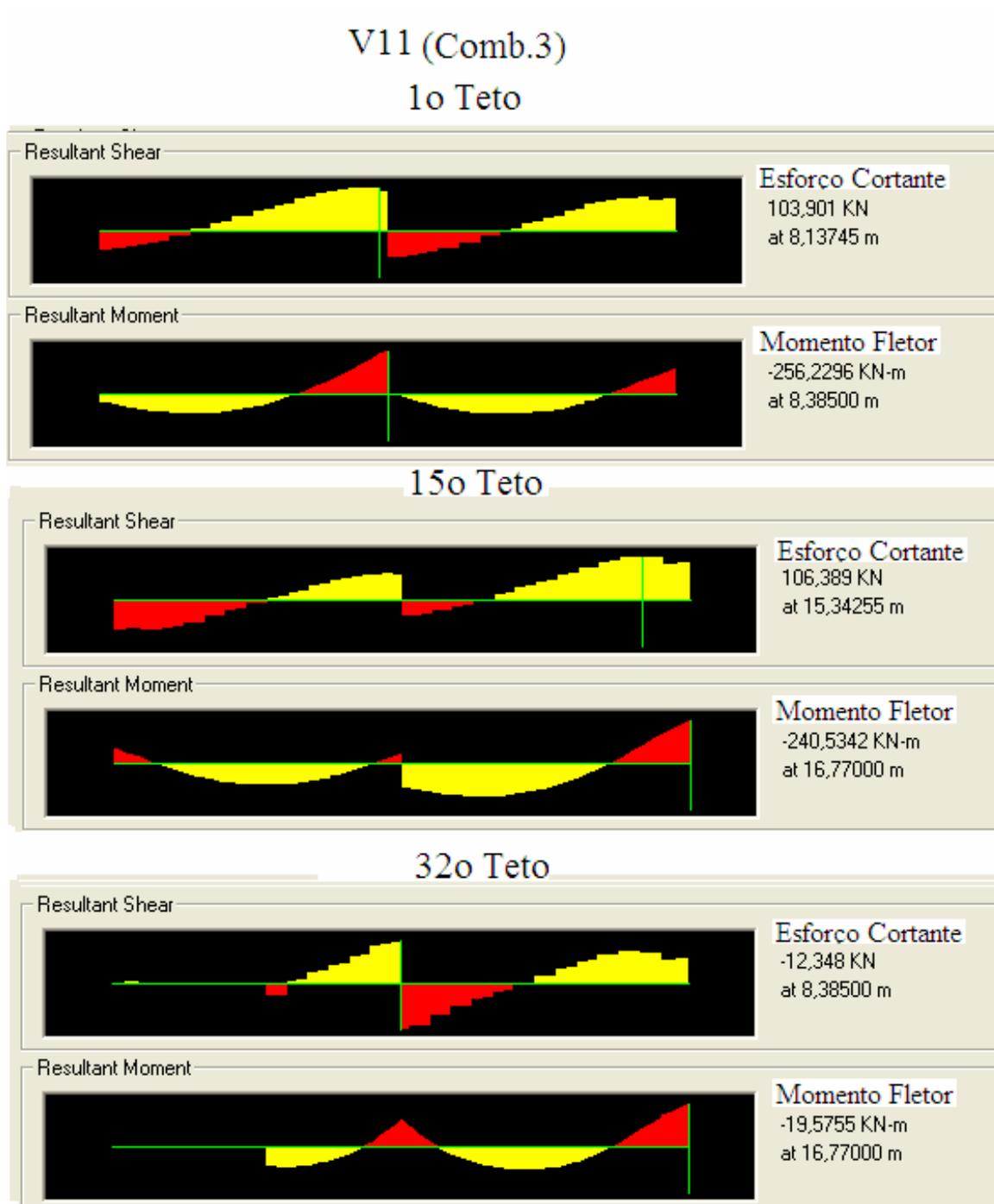


Figura 3.12 - Esforços na viga V11

No pórtico 7, temos os esforços máximos na viga V12, para a combinação de carregamentos COMB1, em cada um dos pavimentos (figura 3.13, abaixo).

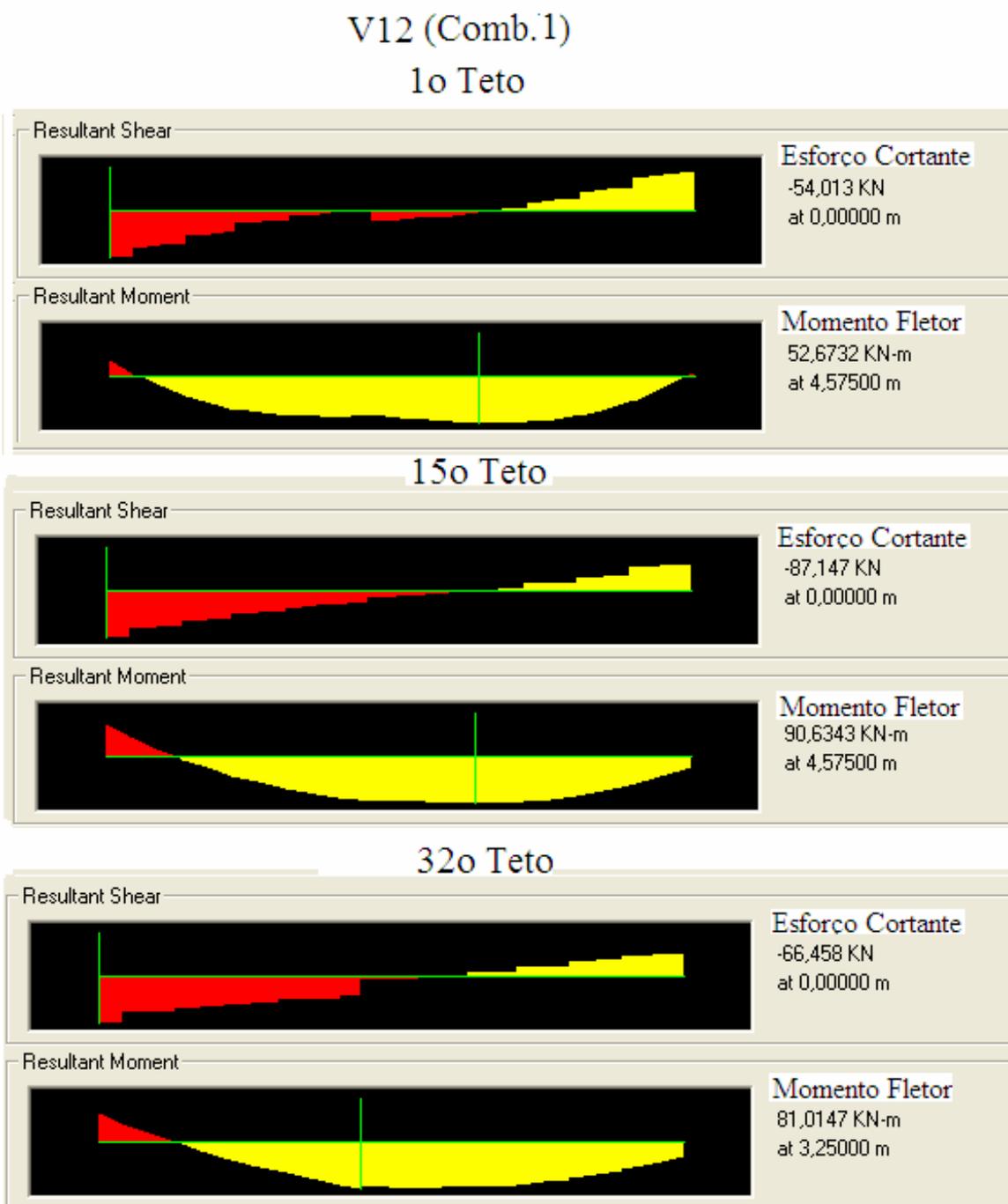


Figura 3.13 - Esforços na viga V12

No pórtico 8, temos os esforços máximos na viga VE, em cada um dos pavimentos (figura 3.14, abaixo).



Figura 3.14 - Esforços na viga VE

No comportamento do conjunto, verificamos os deslocamentos sofridos pela estrutura para o modelo de pórtico espacial, sem considerar o efeito de enrijecimento provocado pelas alvenarias. Este é um modelo teórico, em que só existe o carregamento de vento. Nesse modelo não é considerado o peso próprio. Para este carregamento a deformada da estrutura está indicada na figura 3.15, abaixo.

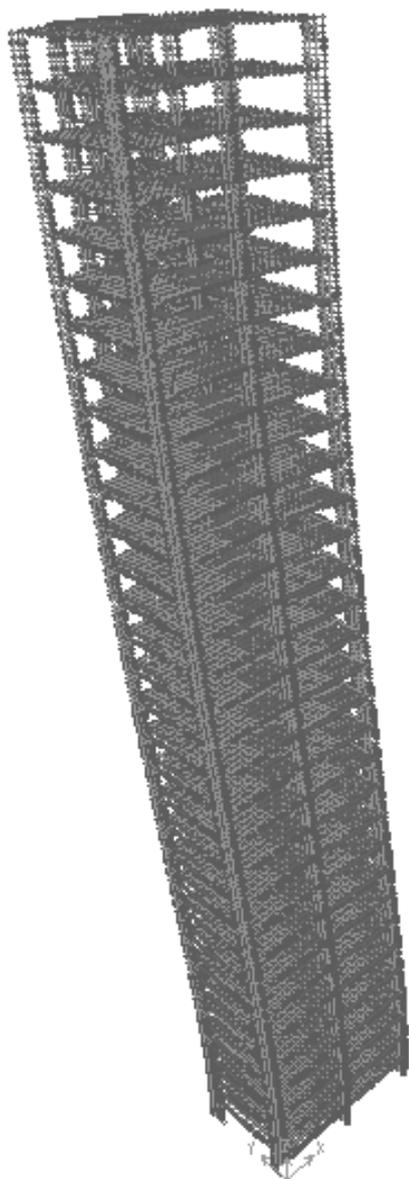


Figura 3.15-Deformada do pórtico espacial

CAPÍTULO 04

ANÁLISE NUMÉRICA DO EDIFÍCIO COM A CONTRIBUIÇÃO DAS ALVENARIAS

4.1 – Subestruturação do Modelo

Antes de prosseguir com os processamentos utilizando um dos modelos de barras diagonais equivalentes, fez-se necessário uma verificação da validade do modelo de subestruturação proposto neste trabalho. Esse modelo consiste em analisar os esforços no painel a partir dos deslocamentos provocados pelos esforços sofridos na estrutura que o contorna. Para verificar se isto é verdadeiro, precisamos comprovar se estes esforços são os mesmos, num determinado elemento, no caso da estrutura submetida a um carregamento, e, no mesmo elemento, para a hipótese do trecho da estrutura submetido apenas aos deslocamentos externos impostos pelo carregamento inicial. Para isso, submetemos um dos pórticos planos do modelo espacial, no caso, o Pórtico 9, a um dos casos de carregamento de vento, discretizando-o como um pórtico preenchido com painéis de alvenaria homogeneizados. Neste pórtico foram verificados os esforços e deslocamentos (tabela 4.1, a seguir) num determinado elemento (figura 4.2, a seguir) situado num pavimento, no caso, o 3º (Figura 4.1, abaixo).

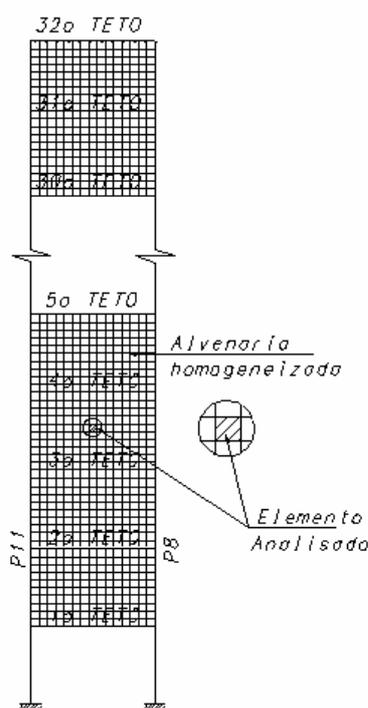


Figura 4.1 - Pórtico 9 preenchido com alvenaria

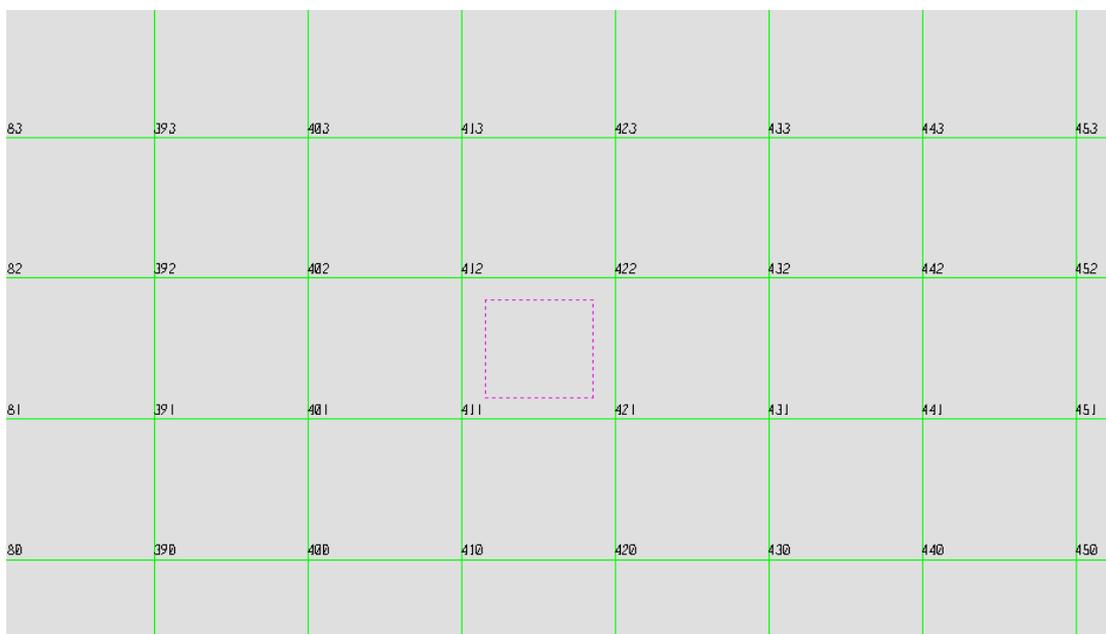


Figura 4.2 – Detalhe do elemento do Pórtico 9 preenchido com alvenaria

TABELA 4.1- Esforços para o elemento do Pórtico 9 para um caso de carregamento

Area	Joint	OutputCase	S11	S22	S12	SMax	SMin
Text	Text	Text	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2
376	411	VENTO_1	-1,28	-0,26	261,75	260,98	-262,53
376	421	VENTO_1	-1,28	-16,95	261,75	252,76	-270,99
376	422	VENTO_1	-1,28	-16,95	261,75	252,76	-270,99
376	412	VENTO_1	-1,28	-0,26	261,75	260,98	-262,52

A seguir, foi modelado um trecho desse pórtico, constando das vigas, pilares e a parede do 3º pavimento, submetidos aos deslocamentos nos nós do pórtico original, para que se analisasse o mesmo elemento (figura 4.3, a seguir), a fim de se comparar os resultados (Tabela 4.2, a seguir)

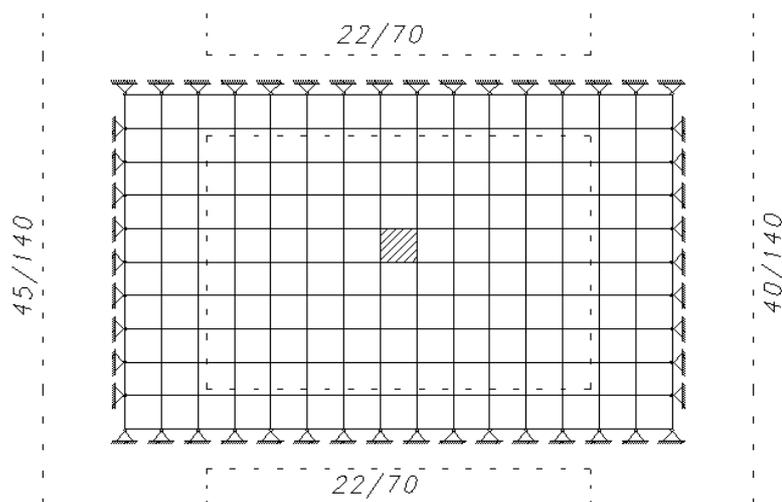


Figura 4.3 – Trecho do 3º pavimento com os elementos de concreto

TABELA 4.2- Esforços para um elemento do 3º pavimento, com os elementos de concreto

Area	Joint	OutputCase	S11	S22	S12	SMax	SMin
Text	Text	Text	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2
376	411	VENTO_1	-1,28	-0,28	261,7	260,92	-262,48
376	421	VENTO_1	-1,28	-17,02	261,7	252,67	-270,97
376	422	VENTO_1	-1,27	-17,02	261,7	252,67	-270,96
376	412	VENTO_1	-1,27	-0,28	261,7	260,92	-262,48

Em seguida isolamos o painel de alvenaria confinado entre os elementos da estrutura para analisar os esforços no mesmo elemento, quando o painel está sujeito aos mesmos deslocamentos que na situação anterior. Estes resultados estão apresentados na Tabela 4.3, a seguir:

TABELA 4.3- Esforços para um elemento do 3º pavimento, sem os elementos de concreto

Area	Joint	OutputCase	S11	S22	S12	SMax	SMin
Text	Text	Text	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2
376	411	VENTO_1	-1,28	-0,28	261,7	260,92	-262,48
376	421	VENTO_1	-1,28	-17,02	261,7	252,67	-270,97
376	422	VENTO_1	-1,27	-17,02	261,7	252,67	-270,96
376	412	VENTO_1	-1,27	-0,28	261,7	260,92	-262,48

Como se vê, os resultados são exatamente iguais, de onde se pode concluir que é válido o modelo de subestruturação para o pórtico espacial para o restante dos carregamentos e dos pórticos.

4.2 - Cálculo da diagonal equivalente

Vários métodos aproximados foram propostos para a resolução de pórticos preenchidos, sendo o mais simples e desenvolvido, o que se baseia no conceito de barras diagonais equivalentes, originalmente proposto por Polyakov (1960) e, posteriormente, desenvolvido por Smith (1962,1966,1967a,1967b), o qual determina os comprimentos de contato do painel com a viga (α_L) e do painel com o pilar (α_h).

Para o cálculo das larguras das barras diagonais equivalentes, usaremos os métodos de Smith, Hendry, Moreira e Holmes. Para Smith (1962), a largura da barra equivalente depende dos comprimentos de contato entre o painel e a estrutura, sendo em todos os pórticos as características físicas seguintes (figura 4.4, abaixo):

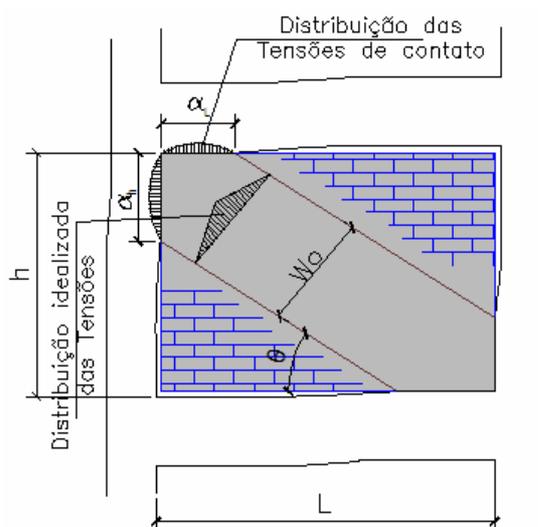


Figura 4.4- Comprimento de contato da diagonal equivalente (SMITH,1962)

$$\frac{\alpha_h}{L'} = \frac{\pi}{2} \frac{1}{\lambda_h L'}$$

$$\frac{\alpha_L}{L'} = \pi \frac{1}{\lambda_L L'}$$

Sendo:

$\alpha_h \rightarrow$ Comprimento de contato entre o painel e o pilar;

$\alpha_L \rightarrow$ Comprimento de contato entre o painel e a viga;

$L' \rightarrow$ Comprimento entre eixos de pilares;

$\lambda.L'$ → Parâmetro de rigidez relativa, dado por:

$$\lambda_h L' = L' \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} t}{4E_p I_p h} \text{sen}(2\theta)} \quad \lambda_L L' = L' \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} t}{4E_p I_v L} \text{sen}(2\theta)},$$

Onde:

E_p → Módulo de Elasticidade do pórtico=26.071.594 KN/m²;

E_{painel} → Módulo de Elasticidade do painel de alvenaria=1.750.000 KN/m²;

I_p → Momento de Inércia do pilar ;

I_v → Momento de Inércia da viga;

t → Espessura do painel=0,09m ;

h → Altura do painel=2,90m;

L → Comprimento do painel;

θ → Inclinação da biela;

$W_o = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}$ → Largura da diagonal, segundo Smith;

Hendry (1981), baseado nos estudos analíticos e experimentais de Kadir (1974), propôs uma relação semi-empírica para a largura do painel, que corresponde à metade da proposta por Smith (1966) (figura 4.5, abaixo):

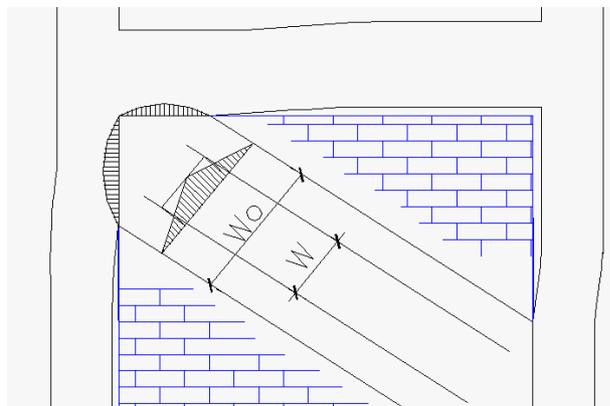


Figura 4.5- Largura da diagonal equivalente (HENDRY,1981)

$$W = \frac{\sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}}{2} \rightarrow \text{Largura da diagonal, segundo Hendry;}$$

Para Holmes (1961), o comprimento de contato considerado não deve ultrapassar 1/3 do comprimento da barra diagonal equivalente (figura 4.6, a seguir):

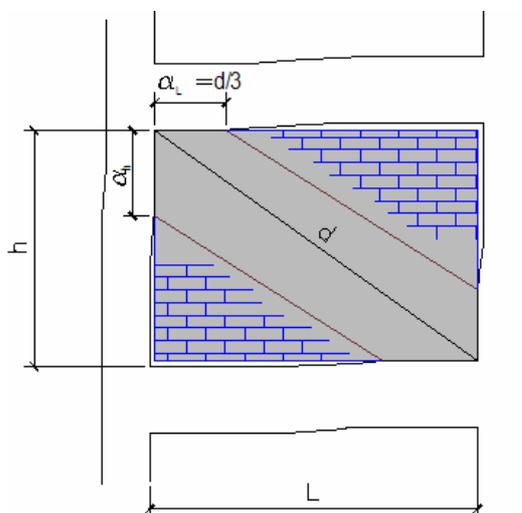


Figura 4.6- Comprimento de contato da diagonal equivalente (HOLMES,1961)

Para Moreira, as características físicas do painel é que determinam a largura da barra diagonal equivalente (figura 4.7), através das seguintes expressões:

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \times \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen } \alpha}{L + \cos \alpha} \right)}, \text{ onde:}$$

$$K_{diag} = G \frac{ae}{h}, \text{ sendo } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{1.750.000}{2(1+0,15)}$$

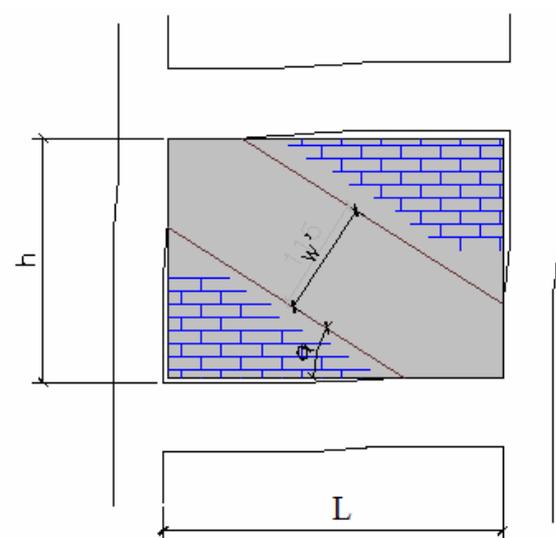


Figura 4.7- Largura da diagonal equivalente (MOREIRA,2002)

Para cada pórtico variam as características geométricas como largura do painel e inércias de pilares e vigas.

No presente trabalho, foram utilizados todos estes modelos de cálculo para a barra diagonal equivalente e, a seguir, escolhido um valor para a largura da barra diagonal equivalente.

Para o Pórtico 1, por exemplo, os valores desses comprimentos de contato encontrados foram os indicados na figura 4.8, abaixo.

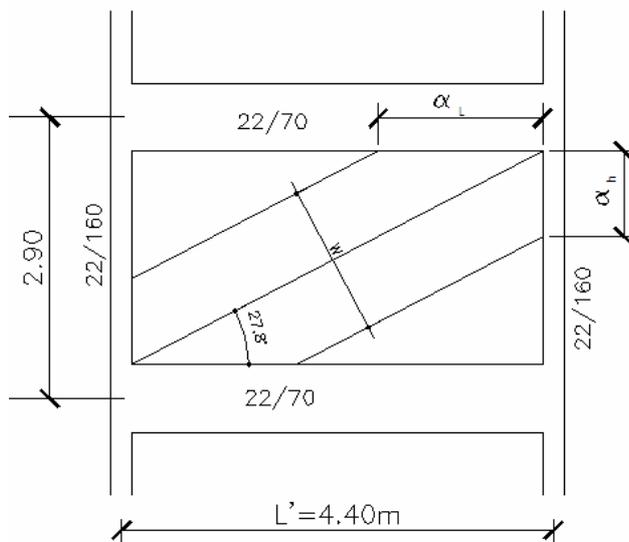


Figura 4.8- Pórtico 1(segundo proposta de Smith, 1966)

Onde:

$$\frac{\alpha_h}{L'} = \frac{\pi}{2} \frac{1}{\lambda_h L'}$$

$$\frac{\alpha_L}{L'} = \pi \frac{1}{\lambda_L L'}$$

Sendo:

α_h → Comprimento de contato entre o painel e o pilar;

α_L → Comprimento de contato entre o painel e a viga;

L' → Comprimento entre eixos de pilares = 4,40 m;

$\lambda.L'$ → Parâmetro de rigidez relativa, dado por:

$$\lambda_h.L' = L' \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} t}{4E_p I_p h} \text{sen}(2\theta)} \quad \lambda_L.L' = L' \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} t}{4E_p I_v L} \text{sen}(2\theta)},$$

Onde:

E_p → Módulo de Elasticidade do material do pórtico=26.071.594 KN/m²;

E_{painei} → Módulo de Elasticidade do painel de alvenaria=1.750.000 KN/m²;

I_p → Momento de Inércia do pilar $I_p = 1,42 \times 10^{-3} m^4$;

I_v → Momento de Inércia da viga $I_v = 6,28 \times 10^{-3} m^4$;

t → Espessura do painel=0,09m ;

h → Altura do painel=2,90m;

L → Comprimento do painel=4,18m;

$\theta = \arctan(2,20 / 4,18) = 27,76^\circ$ → Inclinação da biela;

$W_o = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}$ → Largura da diagonal, segundo Smith;

$W = \frac{\sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}}{2}$ → Largura da diagonal, segundo Hendry;

$$\lambda_h.L' = 4,40 \sqrt{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,824}{4 \times 26.071.594 \times 1,42 \times 10^{-3} \times 2,90}} = 3,26 \text{ (estrutura rígida)}$$

$$\frac{\alpha_h}{4,40} = \frac{\pi}{2 \times 3,26} \Rightarrow \boxed{\alpha_h = 2,12 \text{ m}}$$

$$\lambda_L.L' = 4,40 \sqrt{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,824}{4 \times 26.071.594 \times 6,28 \times 10^{-3} \times 4,18}} = 2,05$$

$$\frac{\alpha_L}{4,40} = \frac{\pi}{2,05} \Rightarrow \boxed{\alpha_L = 6,74 \text{ m}}$$

$$W_o = \sqrt{6,74^2 + 2,12^2} \Rightarrow \boxed{W = 7,06 \text{ m}} \text{ (SMITH)}$$

$$W = \frac{\sqrt{6,74^2 + 2,12^2}}{2} \Rightarrow \boxed{W = 3,53 \text{ m}} \text{ (HENDRY)}$$

O comprimento da barra diagonal é $d = \sqrt{4,40^2 + 2,90^2} = 5,27 \text{ m}$. Drysdale (2004) sugere que a largura esperada para esta barra diagonal equivalente situa-se entre 1/4 e 1/10 do comprimento da barra diagonal. Segundo Holmes (1961), o comprimento de contato da barra diagonal equivalente não deve ultrapassar um terço da diagonal, ou seja, 1,76m, sendo a largura da barra igual a 2,48m.

Não há unanimidade entre os pesquisadores em relação a esses valores. Moreira (2002) utiliza uma expressão que relaciona as características físicas da barra diagonal equivalente (espessura e largura) com a rigidez cisalhante da alvenaria, independentemente das propriedades geométricas do pórtico que envolve o painel. Neste caso, as expressões para o cálculo da largura da barra são as seguintes (figura 4.9, abaixo).

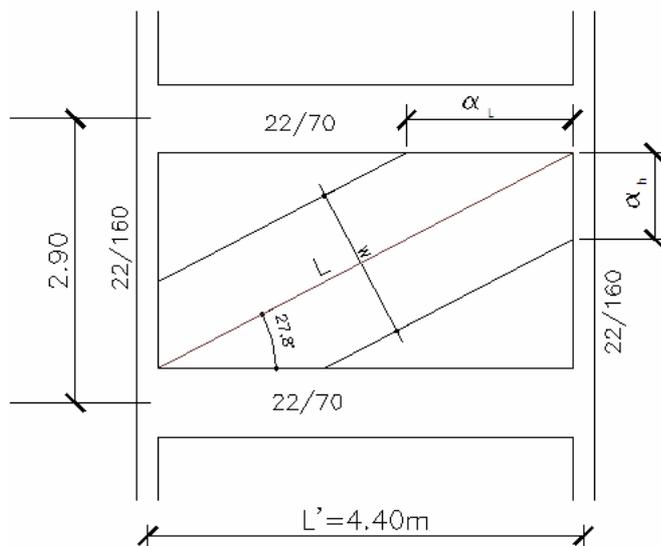


Figura 4.9 - Pórtico 1(segundo proposta de Moreira,2002)

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \times \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen } \alpha}{L + \cos \alpha} \right)}, \text{ onde:}$$

$$K_{diag} = G \frac{ae}{h}, \text{ sendo } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{1.750.000}{2(1+0,15)} = 760.869,57 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$K_{diag} = 760.869,57 \frac{4,18 \times 0,09}{2,20} = 130.108,70$$

$$A = \frac{130.108,70}{26.071.594} \times \frac{4,72}{\cos^2 \left(27,76 - \frac{\text{sen } 27,76}{4,72 + \cos 27,76} \right)} = 0,03 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{0,03}{0,09} = 0,33 \text{ m} \quad (\text{MOREIRA})$$

Nota-se uma discrepância nestes resultados bastante elevada, conforme se pode observar na Tabela 4.4, a seguir. O detalhamento destes cálculos está indicado no apêndice 02.

TABELA 4.4- Largura da barra diagonal equivalente

Pórtico	Comprimento da diagonal (m)	Largura W da barra equivalente (m)				
		SMITH	HENDRY	MOREIRA	HOLMES	DRYSDALE (min-máx.)
Pórtico 1	5,27	7,06	3,53	0,33	2,48	0,53-1,32
Pórtico 2= Pórtico 4	6,35	7,88	3,94	0,55	2,98	0,64-1,59
Pórtico 3	4,22	7,28	3,64	0,33	1,99	0,42-1,06
Pórtico 5	5,20	7,71	3,85	0,37	2,45	0,52-1,30
Pórtico 6	8,31	9,70	4,85	0,95	3,92	0,83-2,08
Pórtico 7= Pórtico 11	7,60	10,87	5,44	0,80	3,58	0,76-1,90
Pórtico 8= Pórtico 10	2,51	11,78	5,89	0,17	1,19	0,25-0,63
Pórtico 9	3,96	14,30	7,15	0,25	1,87	0,4-0,99

Para adotar um modelo simplificado de barras diagonais equivalentes, entre todos os apresentados, foi adotado o seguinte procedimento: Modelou-se um pórtico do edifício, no caso, o pórtico 9, como um pórtico plano, sujeito às mesmas cargas que o pórtico equivalente componente do modelo pórtico espacial. Neste pórtico, foram modeladas as paredes, do 1º pavimento ao 32º. No térreo, como já foi dito, não há paredes, pois será o estacionamento. Este pórtico foi calculado e as reações de apoio, os deslocamentos no topo e os esforços nos elementos do 3º pavimento foram analisados (figura 4.10, a seguir).

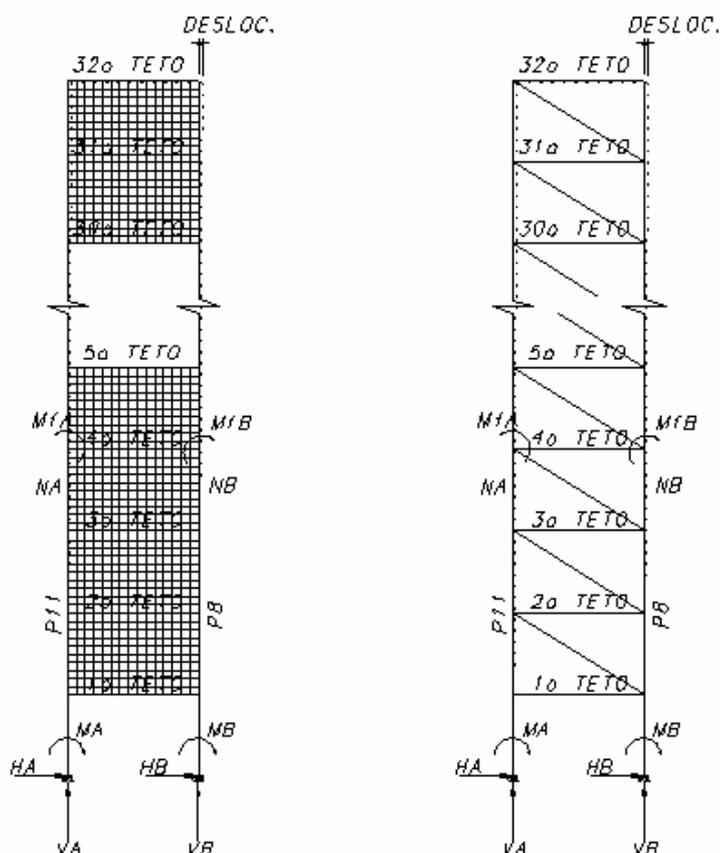


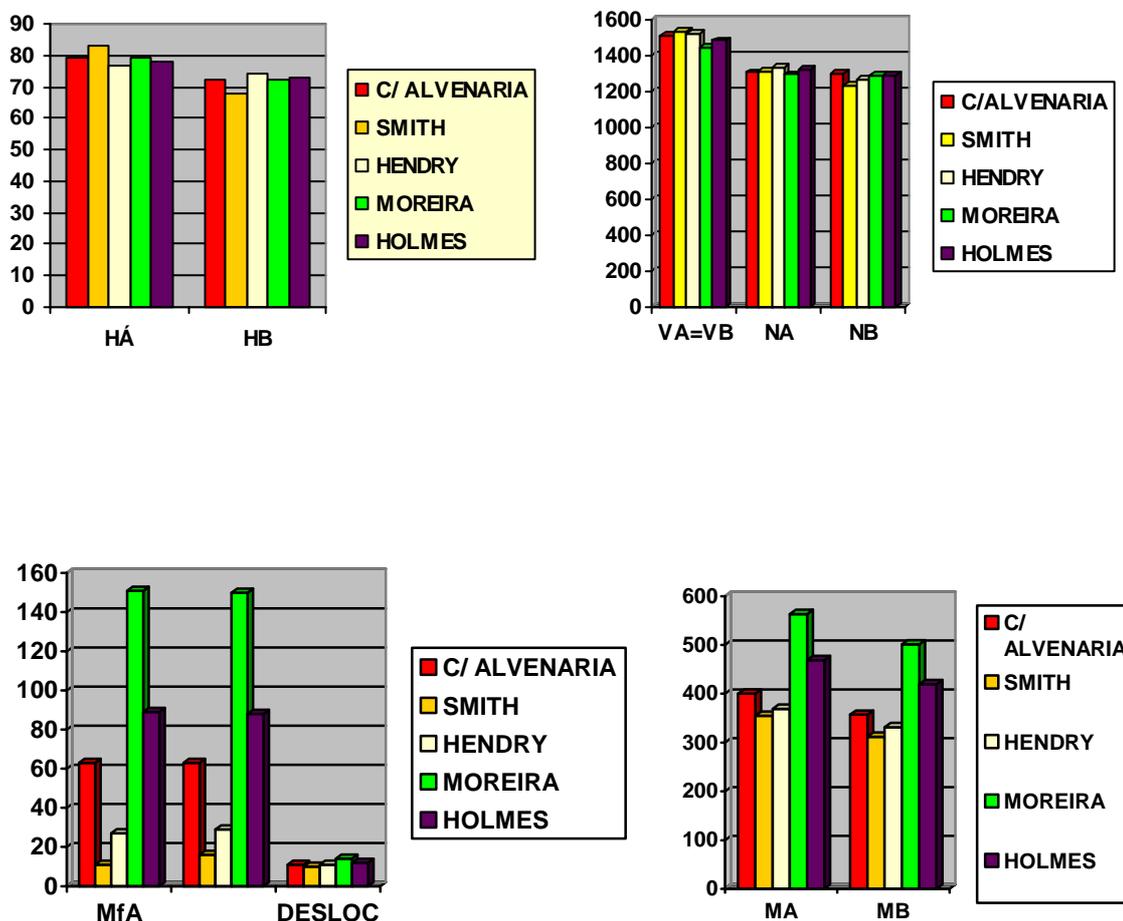
Figura 4.10 - Pórtico 9- com alvenaria e barras diagonais equivalentes

A seguir, foi realizado o processamento para o mesmo pórtico utilizando as barras diagonais equivalentes obtidas através dos modelos de Smith, Hendry, Moreira e Holmes. Estes resultados foram comparados com o do modelo com as alvenarias a fim de verificar qual modelo mais se aproxima dele.

Estes resultados, em KN, KNm e cm, estão na tabela abaixo:

TABELA 4.5- Comparação entre modelos de barras diagonais equivalentes

	c/ alvenaria	SMITH	HENDRY	MOREIRA	HOLMES
H_A	79,243	82,705	77,335	79,166	77,916
H_B	71,757	68,295	73,665	71,834	73,084
V_A	1507,90	1527,21	1520,06	1442,48	1480,11
V_B	1507,90	1527,21	1520,06	1442,48	1480,11
M_A	400,43	354,71	368,99	562,82	468,57
M_B	356,78	311,94	331,16	501,22	418,97
N_A	1304,69	1309,54	1334,96	1292,88	1323,99
N_B	1301,05	1230,46	1263,01	1285,76	1284,69
Mf_A	62,58	11,19	27,17	150,56	88,65
Mf_B	62,61	15,72	28,51	150,27	88,40
Deslocamento	11,34	10,04	10,70	14,45	12,49



Neste caso, optou-se por usar a recomendação de Holmes (1961), por apresentar os resultados mais parecidos com os obtidos com o uso do preenchimento do pórtico com alvenaria. A faixa de resultados esperados por Drysdale é válida em pórticos metálicos, não sendo verificada no caso deste edifício, por ser em concreto armado.

4.3 – Casos de carregamento

Foram considerados os mesmos sete casos de carregamentos da hipótese anterior, a saber: peso próprio, carga acidental, revestimento, vento 1(90°), vento 2(270°), vento 3(0 °) e vento 4(180°). Para esses carregamentos, foram consideradas as mesmas combinações do capítulo anterior (tabela 4.6, a seguir).

TABELA 4.6- Combinações de carregamento

Combinação	Casos
permanentes	Peso próprio + revestimento
verticais	Permanentes + carga acidental
COMB1	Verticais + vento 1
COMB2	Verticais + vento 2
COMB3	Verticais + vento 3
COMB4	Verticais + vento 4
COMB11	Permanentes + vento 1
COMB22	Permanentes + vento 2
COMB33	Permanentes + vento 3
COMB44	Permanentes + vento 4

4.4 – Análise dos resultados

As barras diagonais foram colocadas a partir do 1º pavimento, pois não há alvenaria no pavimento térreo. Na análise dos resultados, é importante verificar as diferenças de comportamento entre a estrutura sujeita apenas a cargas horizontais e com a combinação de carregamentos verticais e horizontais. Nota-se um comportamento semelhante a uma treliça apoiada no topo e engastada na base, quando se considera o peso próprio e o revestimento, que são cargas permanentes, as quais atuam sempre junto com as cargas horizontais. Estes dois modelos de carregamento são comparados a seguir (figura 4.11):

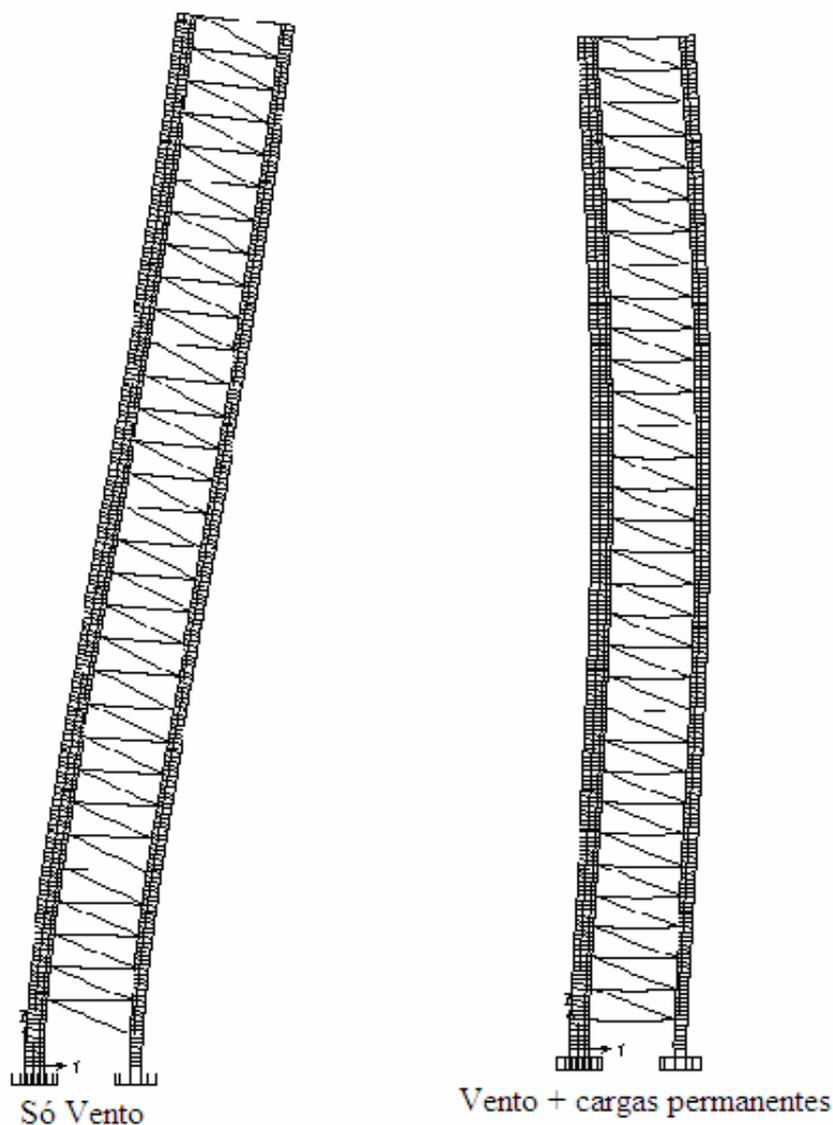


Figura 4.11 Pórtico 7=Pórtico 11(Comparação de casos de carregamento)

Na 1ª figura aparece a deformada do pórtico 7, quando se aplica apenas o carregamento horizontal proveniente do vento. Este é um carregamento teórico, para efeito de cálculo de reações de apoio e para verificação de deslocamento máximo no topo do edifício, conforme prescrição da Norma NBR 6118. Mas o que ocorre na prática é uma situação em que o peso próprio e o revestimento sempre estarão atuando, independentemente de haver ou não o vento. Essas cargas verticais provocam um efeito semelhante a um apoio na parte superior do pórtico, causado pela ação da gravidade “puxando” o prédio para baixo, enquanto o vento “empurra-o” para o lado. Os deslocamentos laterais nas estruturas consideradas nesta segunda situação são menores do que se houvesse só a ação do vento.

O modelo de pórticos preenchidos aplica-se apenas para o caso de cargas horizontais. Assim não se considerou o efeito das cargas verticais sobre as paredes, sendo estas absorvidas apenas pelo pórtico de concreto. Neste caso, para análise das tensões nas paredes, teremos que considerar a condição de carregamento em que atua somente o vento. Para isso, cada pórtico foi calculado com a barra diagonal equivalente inicialmente inclinada na direção do esforço e, a seguir, analisados os esforços para verificar quais delas estavam submetidas a esforços de tração. Como se sabe, a resistência à tração da alvenaria é muito baixa, podendo por isso mesmo ser desprezada. Tivemos então que analisar as barras do pórtico, para inverter as que estavam submetidas a tração (em amarelo), e reprocessar a estrutura até que não existissem mais barras equivalentes tracionadas. A figura 4.12, adiante exposta, mostra os diagramas de esforço normal para as condições de carregamento em que só atua o vento na direção 1. Os diagramas em amarelo representam esforços de tração e os em vermelho, compressão. Para essa condição de carregamento podemos notar que não há tração nos Pórticos 7 e 11. Nos Pórticos 8 e 10, aparece tração nos 4 últimos pavimentos, assim como no Pórtico 9.

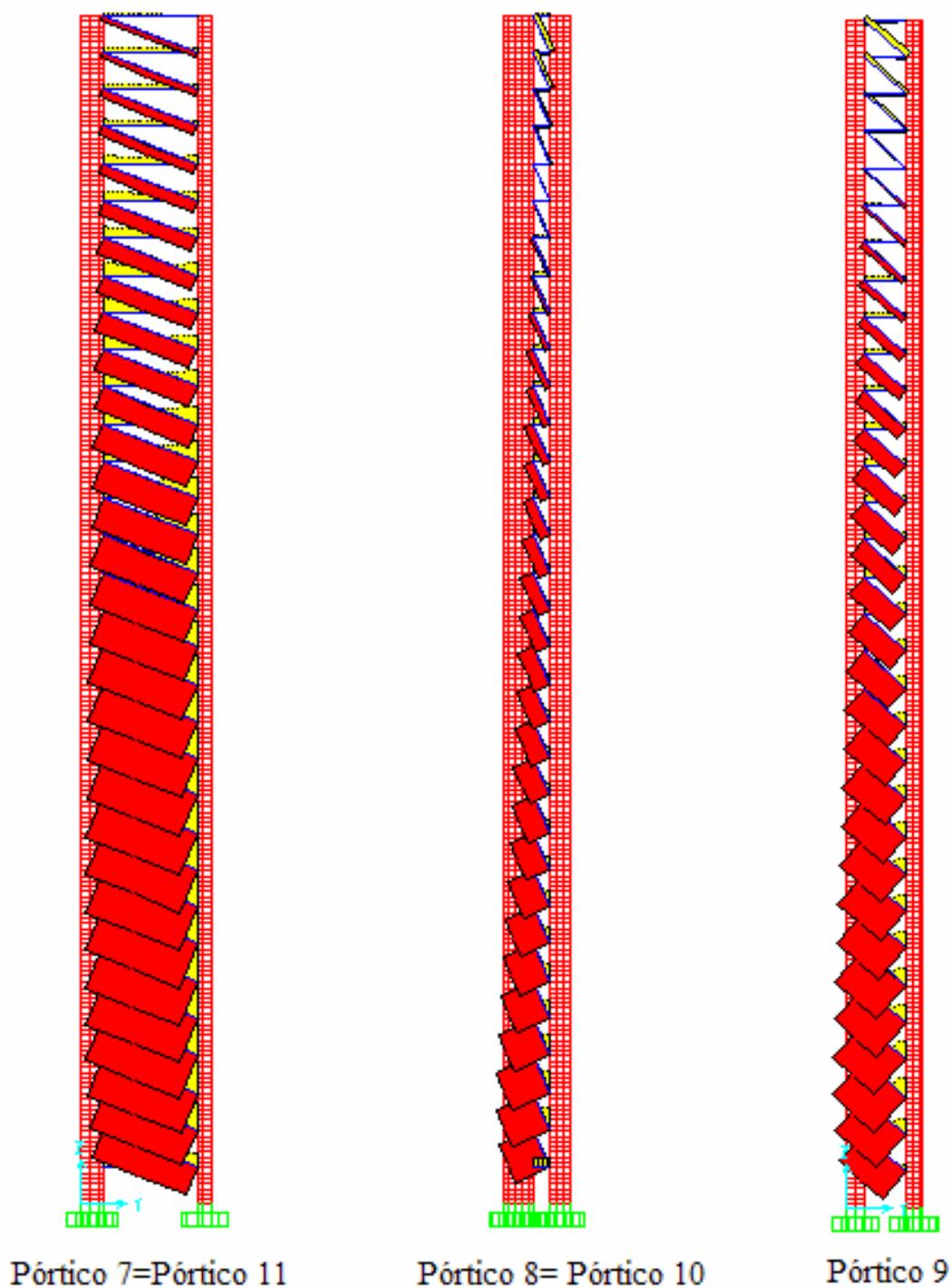


Figura 4.12- Diagramas de esforço normal nos pórticos (direção 1)

Este caso de carregamento foi reprocessado, com as barras invertidas, a fim de verificar os novos diagramas, até que não haja mais barras tracionadas (figura 4.13, a seguir).

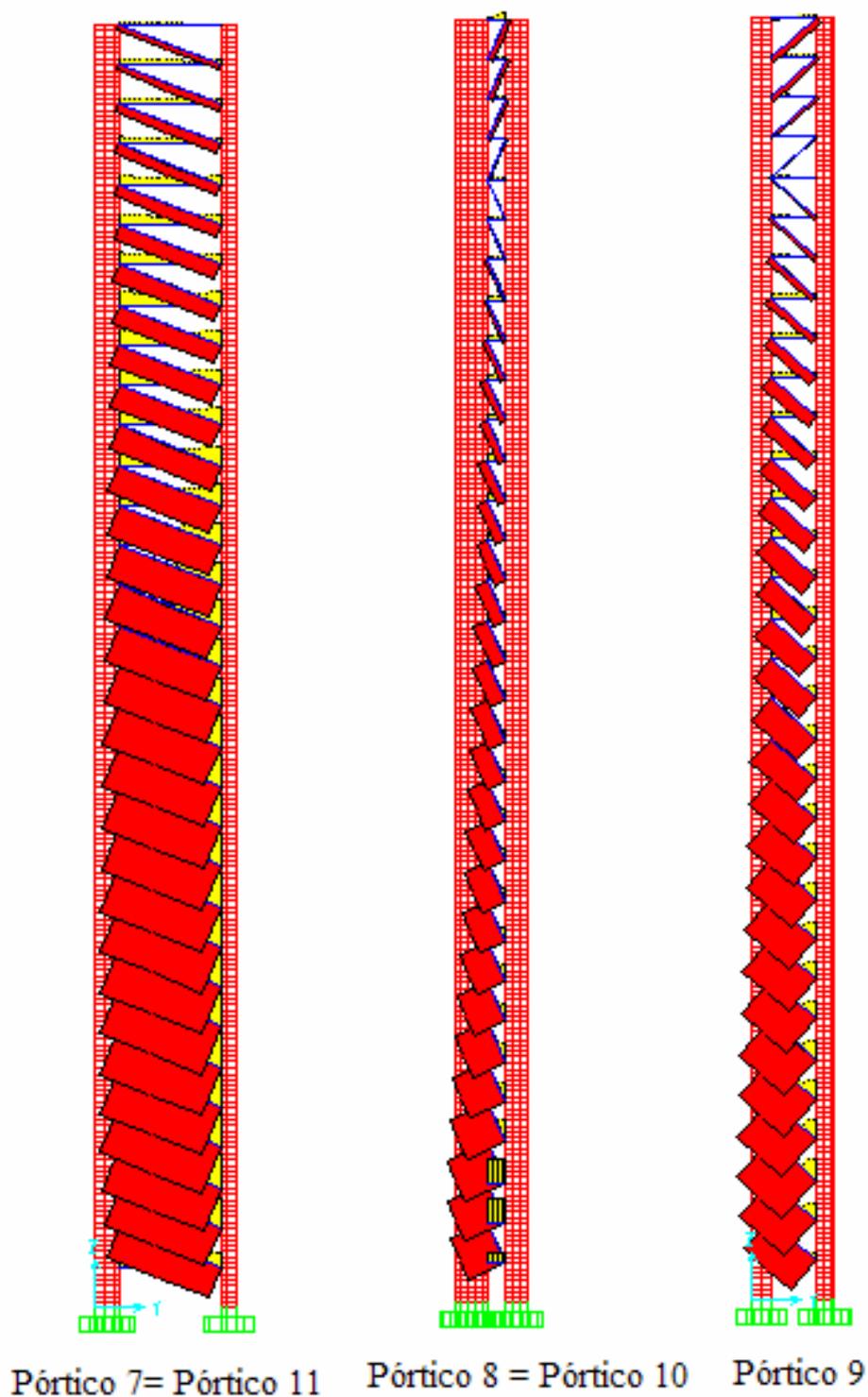


Figura 4.13 - Diagramas de esforço normal nos pórticos modificados (direção 1)

É para esta conformação de barras que foram estudados os esforços nos painéis de alvenaria, no caso de carregamento de vento na direção 1.

Para a direção 2, adotamos o mesmo processo, começando pelo diagrama de esforços normais nas barras dos pórticos para o caso de carregamento de vento na direção 1 (figura 4.14, abaixo).

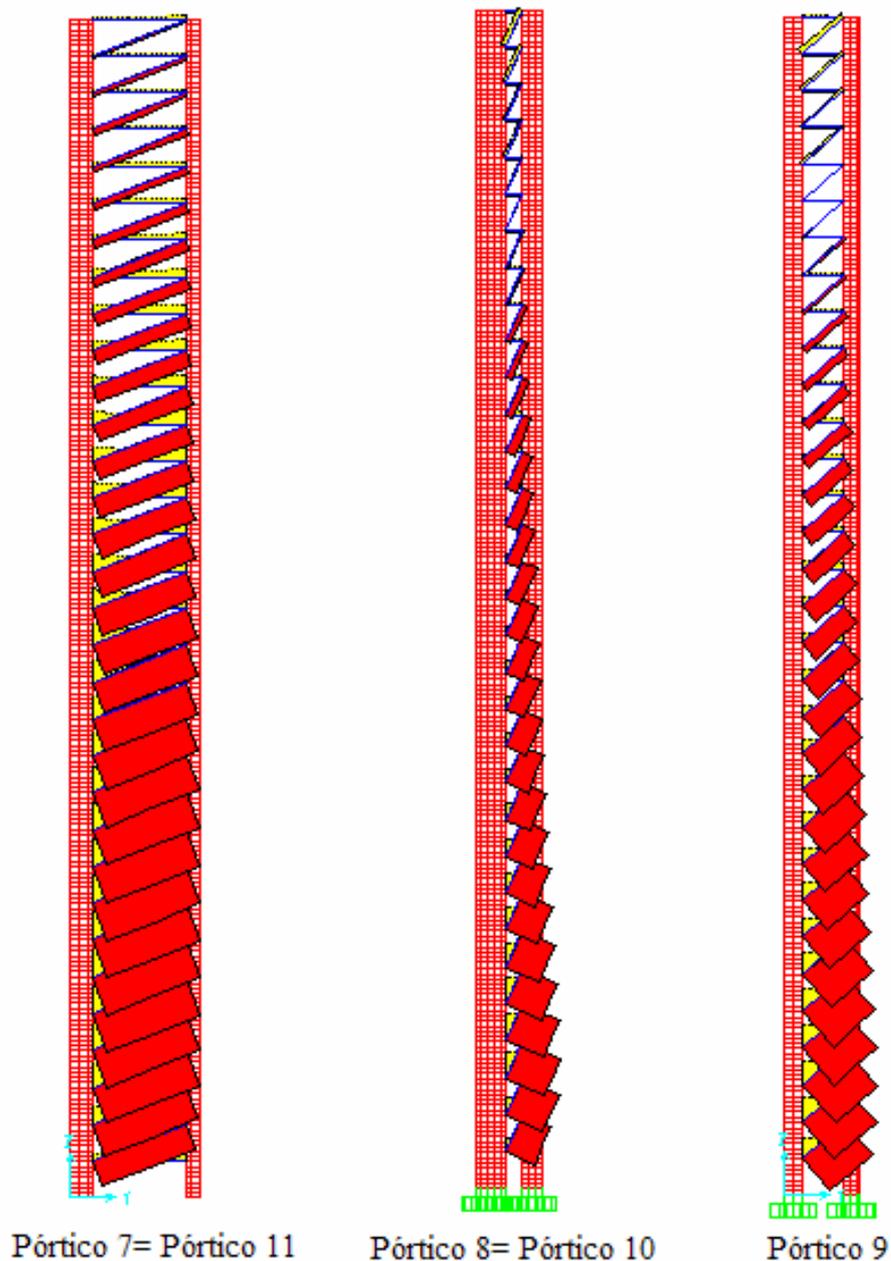


Figura 4.14 - Diagramas de esforço normal nos pórticos (direção 2)

Para este carregamento, nota-se um comportamento semelhante ao apresentado na direção 1, com os Pórticos 7 e 11 apresentando apenas barras comprimidas, e os demais pórticos apresentando tração nos últimos 5 pavimentos.

No novo modelo, já com as barras que estavam tracionadas de forma invertidas, não se apresenta nenhuma barra diagonal equivalente submetida a esforço de tração. As alvenarias confinadas nesses pórticos serão analisadas para estas configurações de barras e de carregamentos. Os diagramas de esforços normais para esta situação estão representados na figura 4.15, abaixo.

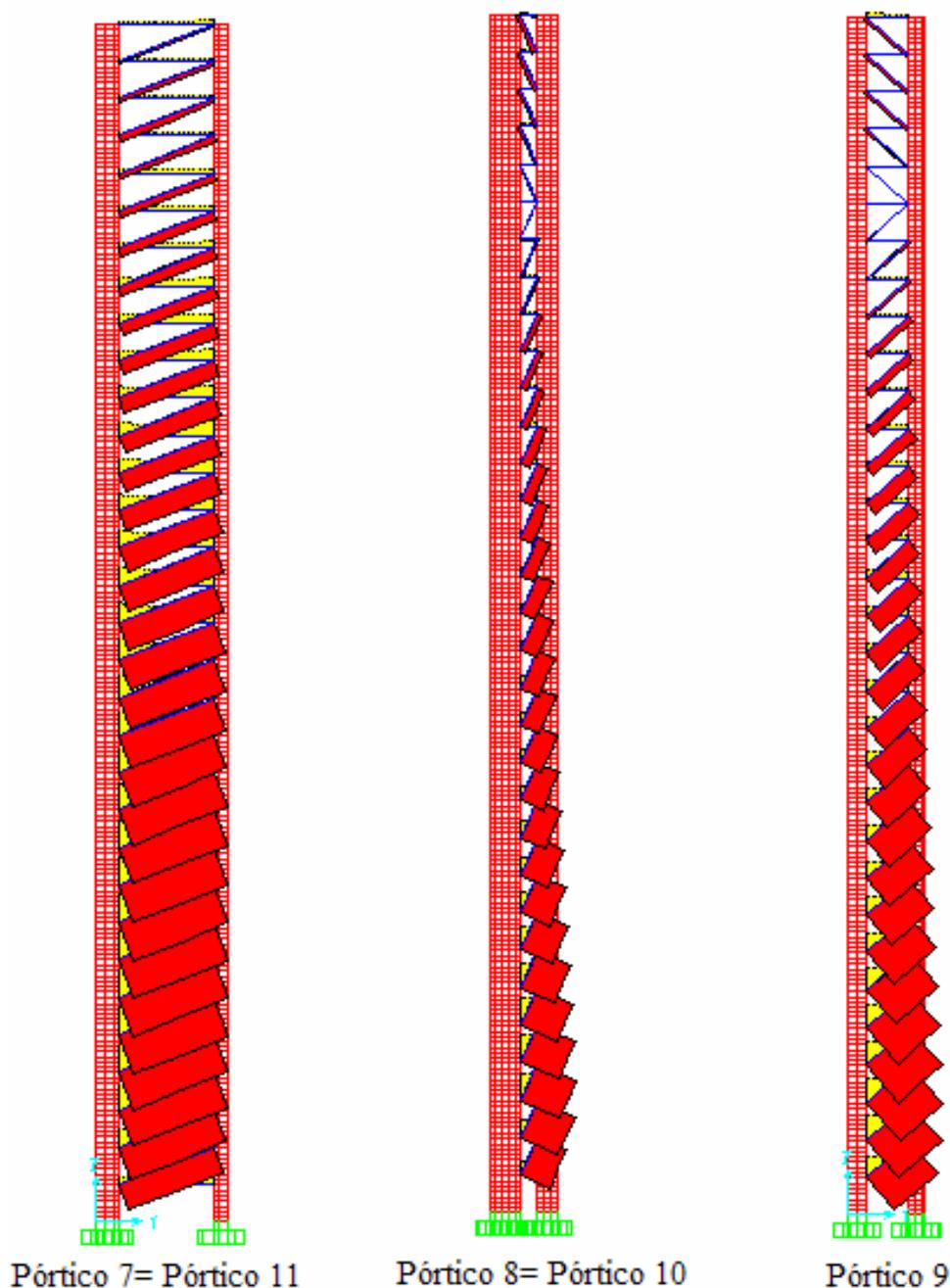


Figura 4.15 - Diagramas de esforço normal nos pórticos modificados (direção 2)

De igual forma foram analisadas as barras dos pórticos em que atua o vento na direção 3. Quanto a esses pórticos, os que apresentaram barras tracionadas foram o Pórtico 1 (nos 2 últimos pavimentos) , o Pórtico 3 (no último pavimento) e o Pórtico 5 (no último pavimento e no 2º tramo do penúltimo pavimento). Estas serão as barras invertidas para o reprocessamento. A figura 4.16, abaixo, mostra os diagramas de esforço normal para os pórticos que atuam nesta direção.

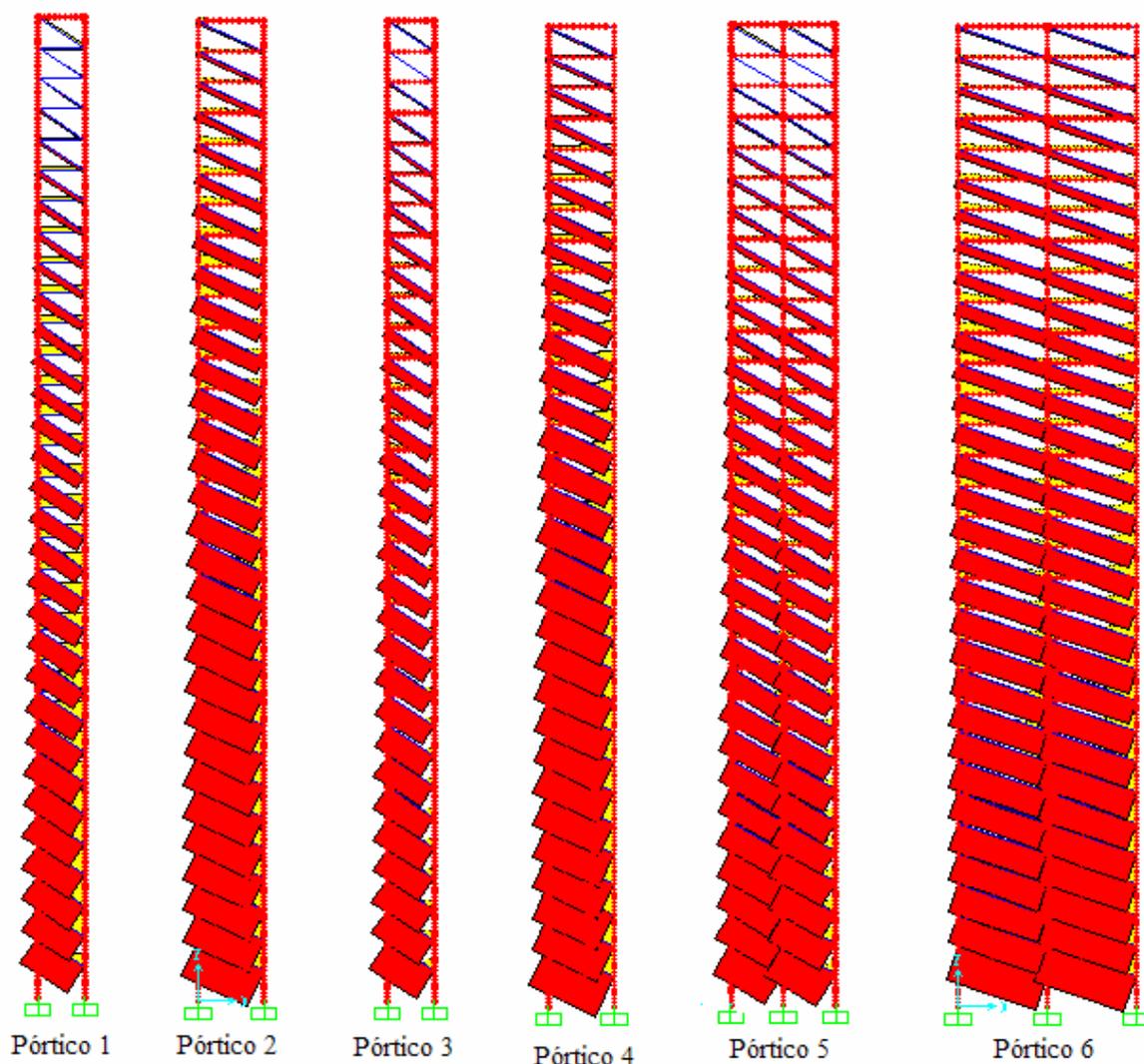


Figura 4.16 - Diagramas de esforço normal nos pórticos (direção 3)

Após o reprocessamento do edifício, com estas barras invertidas, teremos todas as barras dos pórticos comprimidas (ver figura 4.17, a seguir). Note-se que apenas as barras comprimidas podem representar as alvenarias, pois estas não resistem à tração.

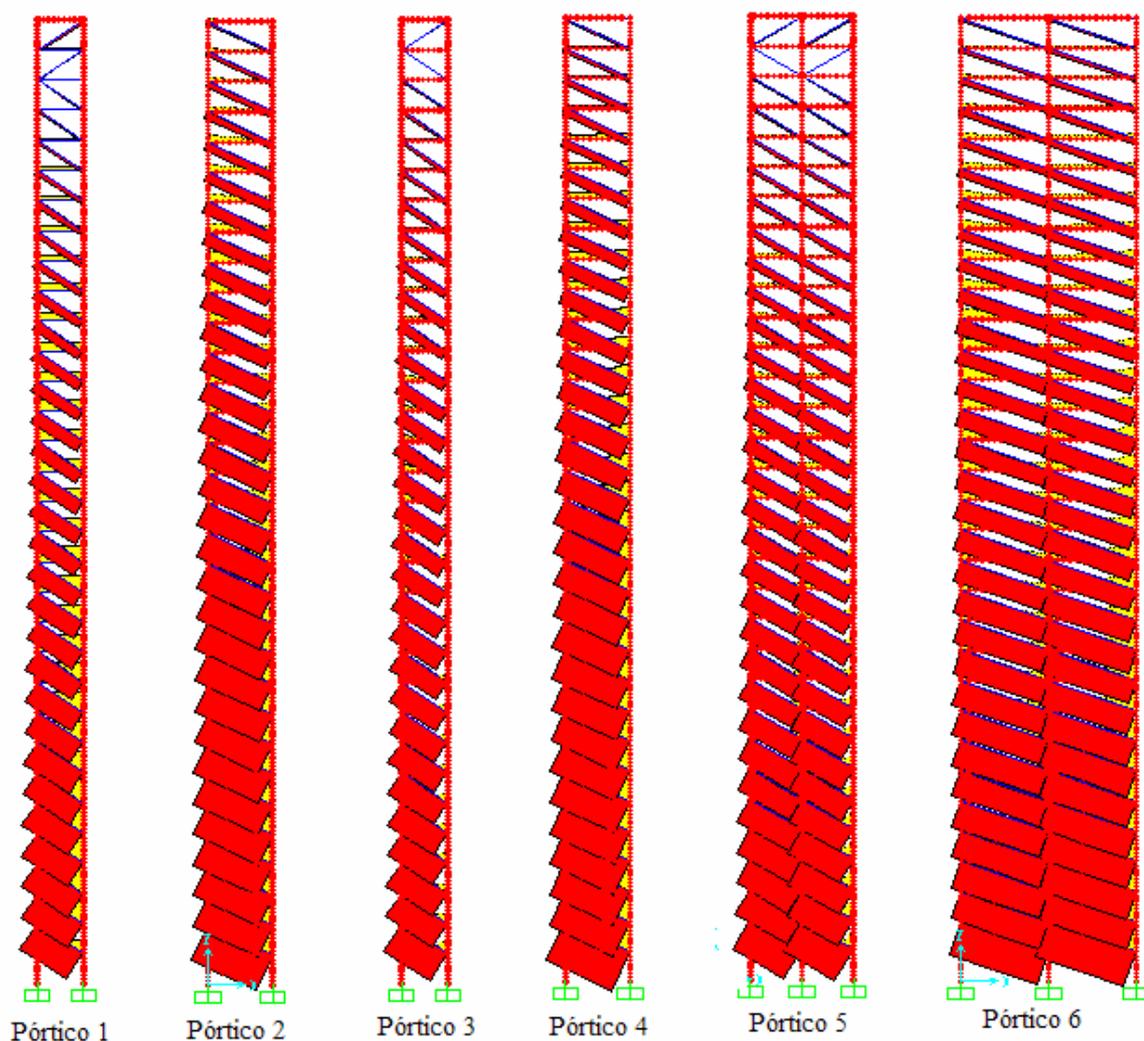


Figura 4.17 - Diagramas de esforço normal nos pórticos modificados (direção 3)

Para o vento na direção 4, foram analisadas as barras dos pórticos. Neste caso, os que apresentaram barras tracionadas foram os mesmos do vento na direção 3. Com estas barras invertidas para o reprocessamento, temos os novos diagramas de esforço normal para esses pórticos, conforme se vê na figura 4.18, a seguir.

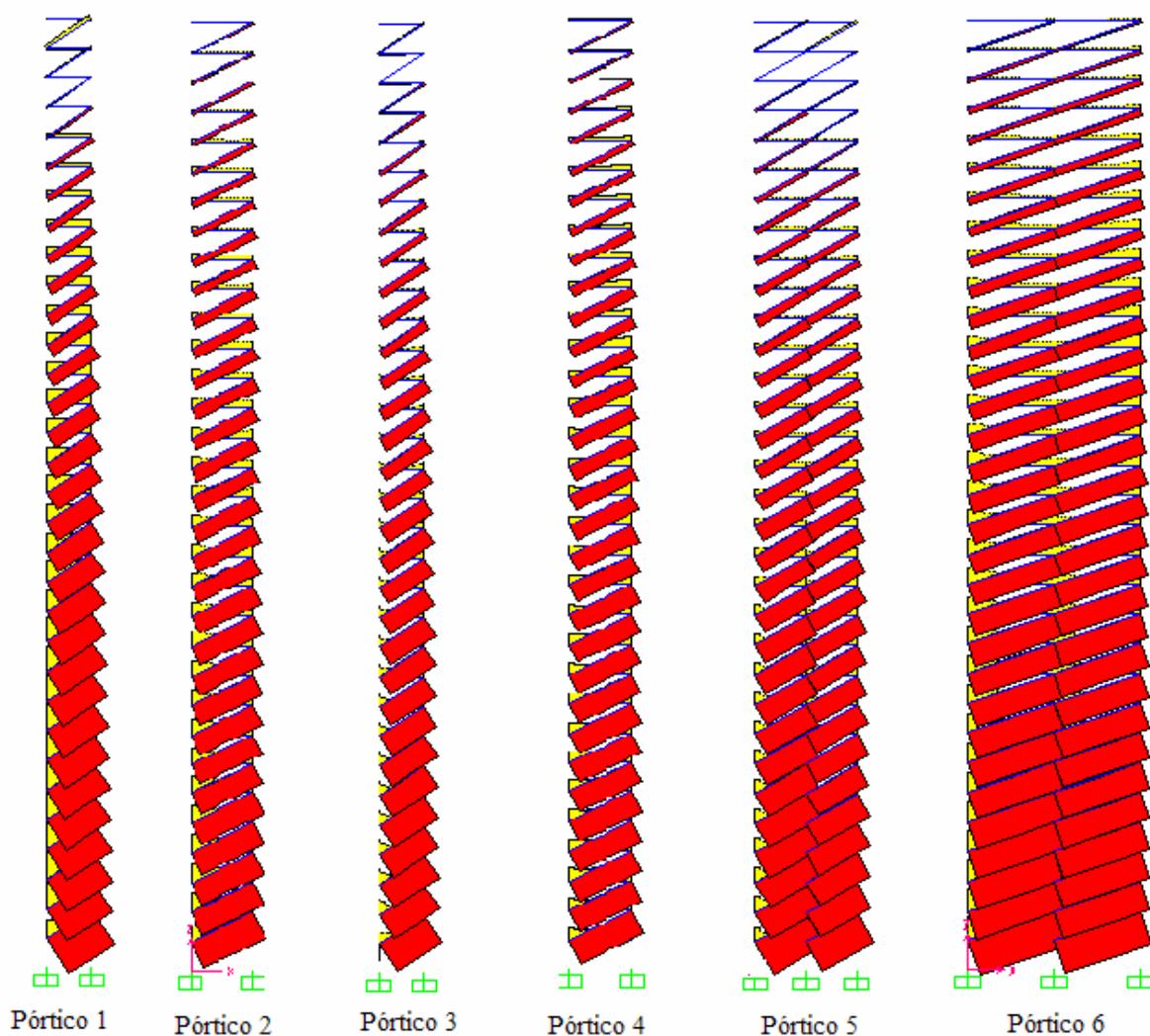


Figura 4.18 - Diagramas de esforço normal nos pórticos (direção 4)

Após o reprocessamento do edifício, com estas barras invertidas, têm-se todas as barras dos pórticos comprimidas. Esta configuração de barras se encontra representada na figura 4.19, a seguir

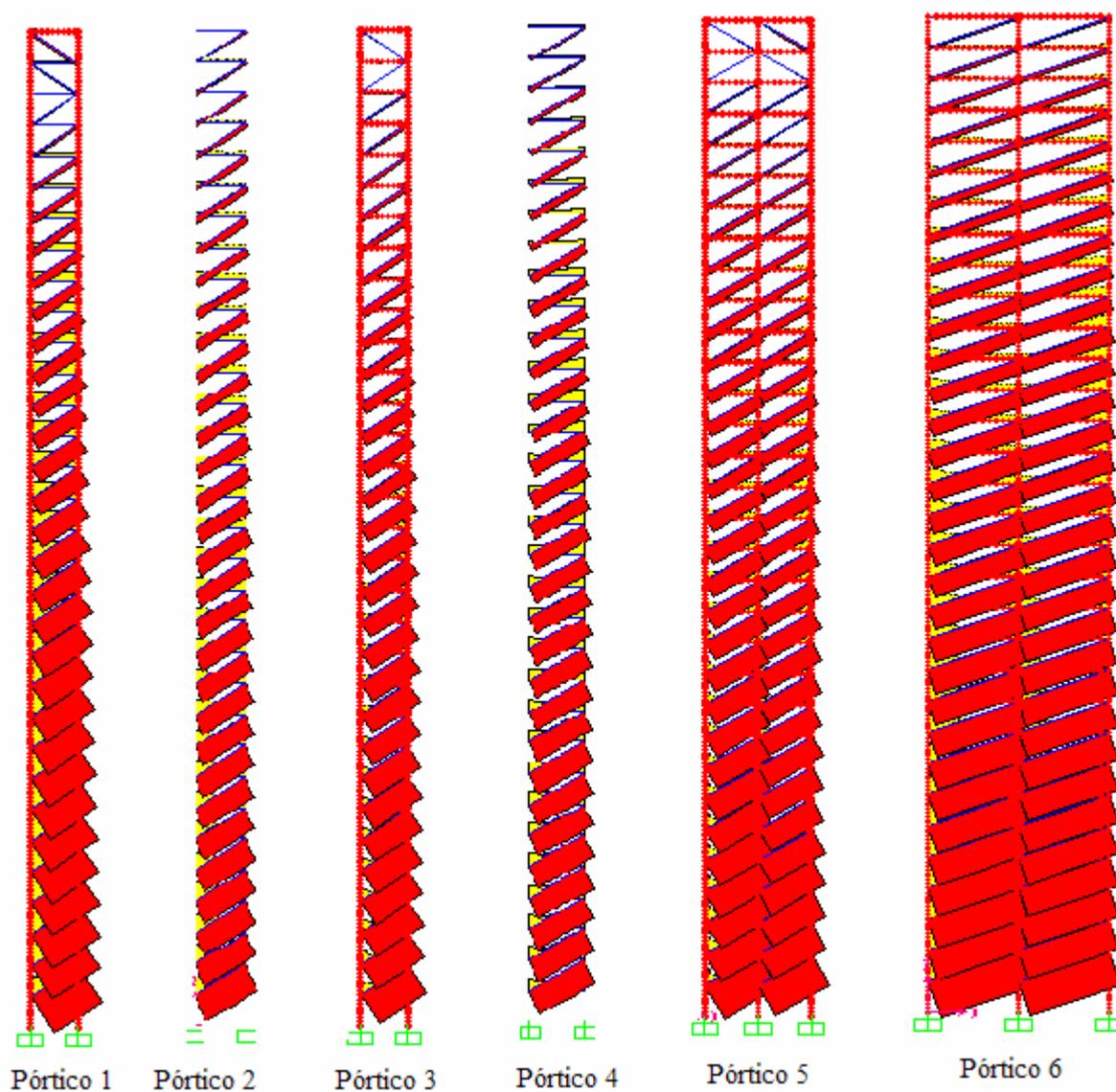
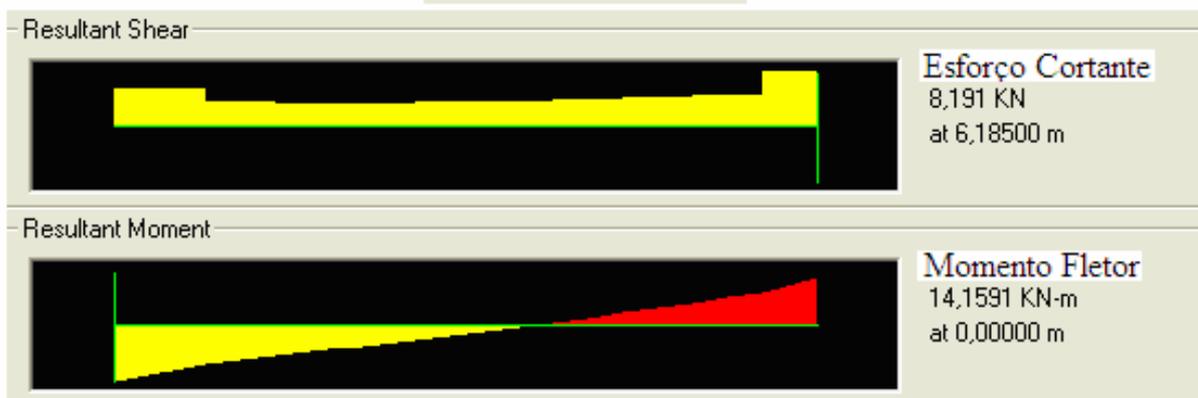


Figura 4.19 - Diagramas de esforço normal nos pórticos modificados (direção 4)

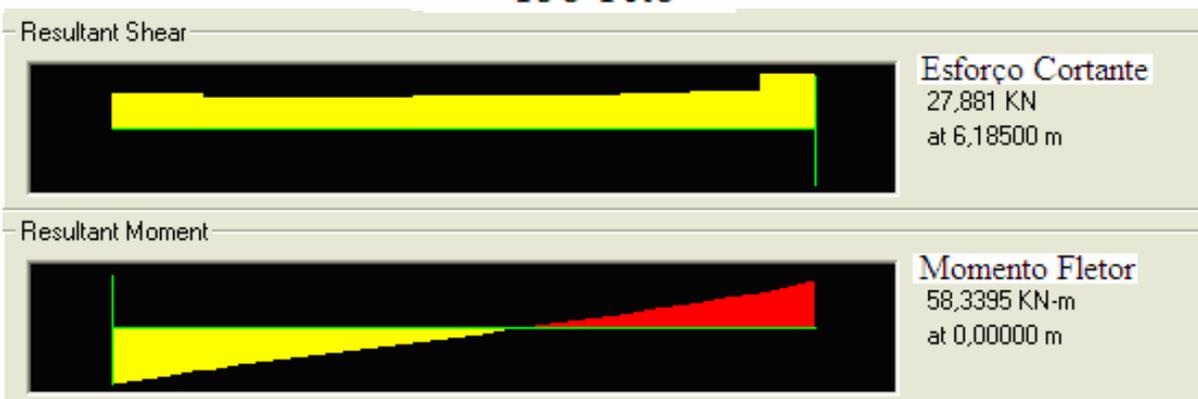
A partir de agora, serão analisadas as mesmas vigas que já haviam sido analisadas no capítulo 3.

Para o pórtico 2, na viga V4, teremos os seguintes esforços para o caso de carregamento em que atua apenas o vento na direção 3 (figura 4.20, abaixo):

V4 (Vento 3)c/ barras 1o Teto



15o Teto



32o Teto



Figura 4.20 - Esforços na viga V4, no pórtico com barras equivalentes

No pórtico 6, temos os esforços máximos na viga V11, nos mesmos pavimentos analisados no capítulo anterior, para o caso de carregamento em que atua apenas o vento na direção 3 (figura 4.21, abaixo):

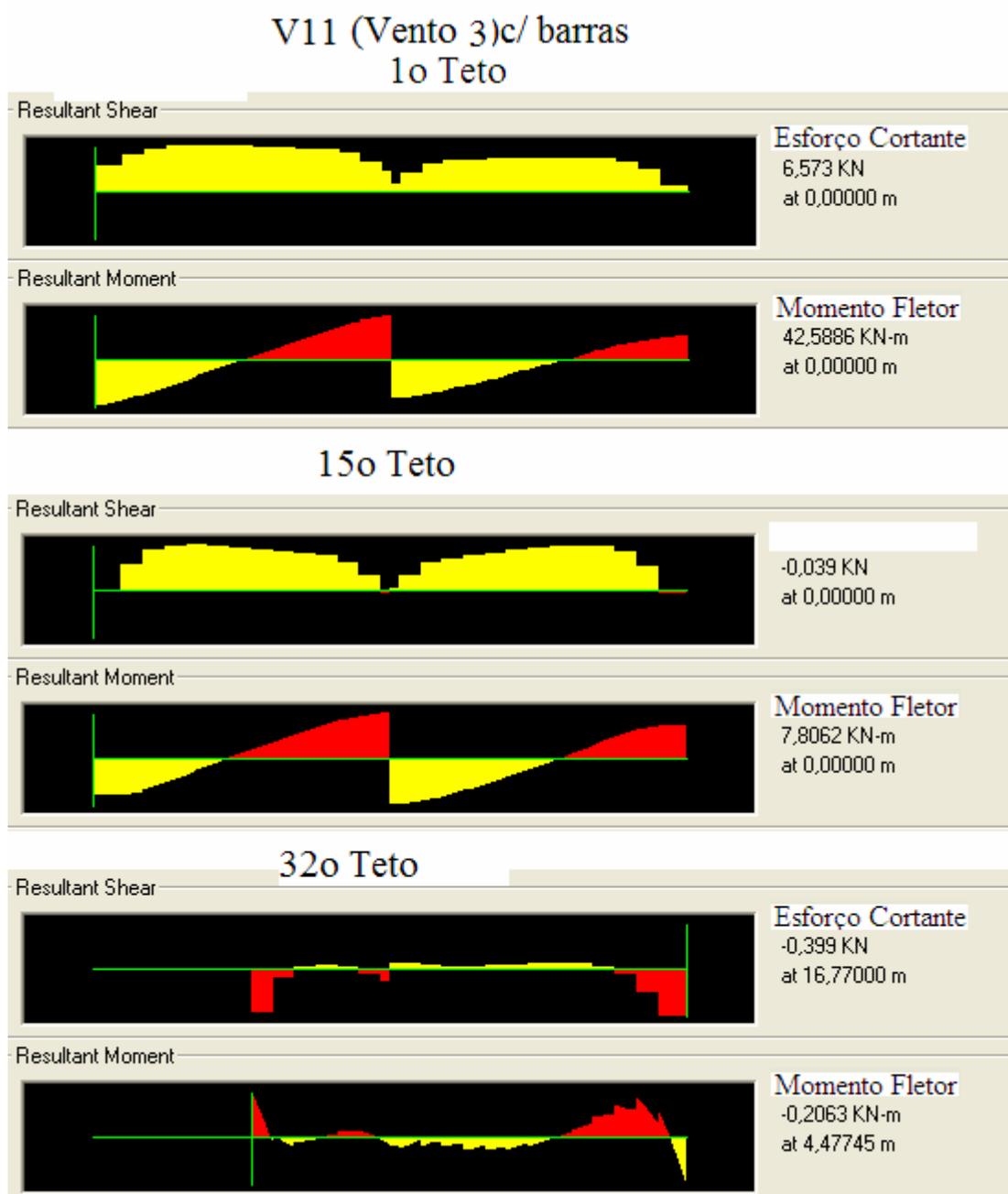


Figura 4.21 - Esforços na viga V11, no pórtico com barras equivalentes

Para o pórtico 7, na viga V12, teremos os seguintes esforços para o caso de carregamento em que atua apenas o vento na direção 1 (figura 4.22, abaixo):



Figura 4.22 - Esforços na viga V12, no pórtico com barras equivalentes

Para o pórtico 8, na viga VE, teremos os seguintes esforços para o caso de carregamento do vento na direção 1 (figura 4.23, abaixo):



Figura 4.23 - Esforços na viga VE, no pórtico com barras equivalentes

As reações e deslocamentos encontrados para esta hipótese estão indicados na tabela a seguir (Tabela 4.7) (note-se que não foram analisadas as reações para cargas verticais, pois não se considera o efeito das alvenarias na transmissão de carregamentos verticais):

TABELA 4.7- Reações de apoio do edifício

Pilar	Carregamento	Deslocamento	Reação (tf)		
			Fz	Fx	Fy
P1	Vento 1	12,1	160	-	-8
	Vento 2	-10,0	-129	-	6
	Vento 3	8,1	-59	-5	-
	Vento 4	-8,1	59	5	-
P2	Vento 1	12,1	161	-	-8
	Vento 2	-10,0	-130	-	6
	Vento 3	8,1	58	-5	-
	Vento 4	-8,1	-58	4	-
P3	Vento 1	12,1	108	-	-8
	Vento 2	-10,0	-90	-	6
	Vento 3	7,5	-126	-9	-
	Vento 4	-7,5	130	9	-
P4	Vento 1	12,1	-36	-	-20
	Vento 2	-10,0	27	-	19
	Vento 3	7,5	-60	-9	-
	Vento 4	-7,5	58	9	-
P5	Vento 1	12,1	-37	-	-21
	Vento 2	-10,0	28	-	19
	Vento 3	7,5	58	-9	-
	Vento 4	-7,5	-60	9	-
P6	Vento 1	12,1	108	-	-8
	Vento 2	-10,0	-90	-	5
	Vento 3	7,5	125	-8	-
	Vento 4	-7,5	-123	8	-
P7	Vento 1	12,1	-13	-	-3
	Vento 2	-10,0	7	-	3
	Vento 3	6,8	-78	-9	-
	Vento 4	-6,8	80	9	-
P8	Vento 1	12,1	4	-	-10
	Vento 2	-10,0	-12	-	8
	Vento 3	6,8	1	-17	-
	Vento 4	-6,8	-4	17	-
P9	Vento 1	12,1	-15	-	-3
	Vento 2	-10,0	10	-	3
	Vento 3	6,8	89	-9	-
	Vento 4	-6,8	-88	8	-
P10	Vento 1	12,1	-166	-	-11
	Vento 2	-10,0	140	-	11
	Vento 3	6,0	-103	-6	-
	Vento 4	-6,0	103	6	-
P11	Vento 1	12,1	-109	-	-7
	Vento 2	-10,0	102	-	7
	Vento 3	6,0	1	-12	-
	Vento 4	-6,0	-1	12	-
P12	Vento 1	12,1	-164	-	-11
	Vento 2	-10,0	138	-	11
	Vento 3	6,0	96	-6	-
	Vento 4	-6,0	-98	6	-

Verifica-se que, com a colocação das barras diagonais simulando o efeito das alvenarias, as reações de apoio diferem bastante, sendo necessário analisar a envoltória de casos de carregamento para que não haja subdimensionamento da fundação e dos pilares. No próximo capítulo serão comparados os resultados entre os dois processos.

CAPÍTULO 05

COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS ESTRUTURAIS COM E SEM ALVENARIA

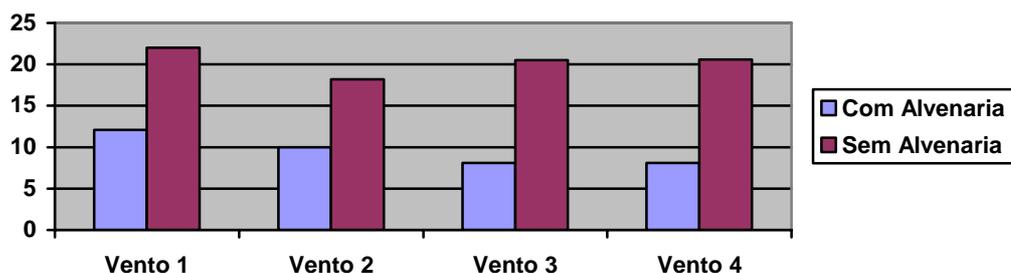
5.1 – Deslocamentos do topo do edifício

Para o modelo de cálculo sem a consideração das alvenarias, o deslocamento máximo no topo do edifício apresentou o valor máximo de 22,0cm. Para o modelo considerando a alvenaria este valor ficou em 12,1cm, confirmando a influência que a alvenaria exerce no papel de travamento da estrutura. A redução nos deslocamentos no modelo com alvenaria foi verificada em todos os pórticos, apresentando uma redução no deslocamento da ordem de 45% (tabela 5.1 e figura 5.1, abaixo).

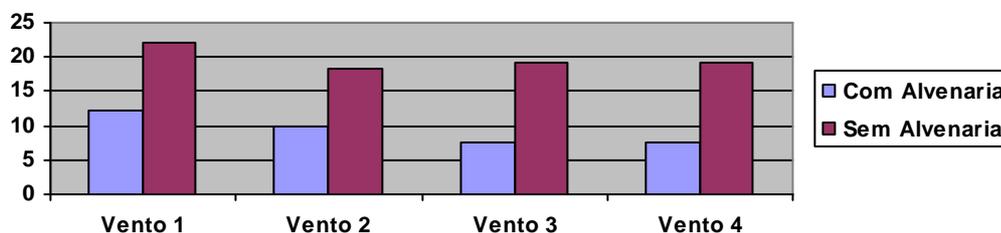
TABELA 5.1 – Deslocamento no topo do Edifício

Pilar	Carregamento	Deslocamento no topo (cm)	
		Sem alvenaria	Com alvenaria
P1=P2	Vento 1	22,0	12,1
	Vento 2	-18,2	-10,0
	Vento 3	20,5	8,1
	Vento 4	-20,6	-8,1
P3=P4=P5=P6	Vento 1	22,0	12,1
	Vento 2	-18,2	-10,0
	Vento 3	19,2	7,5
	Vento 4	-19,3	-7,5
P7=P8=P9	Vento 1	22,0	12,1
	Vento 2	-18,2	-10,0
	Vento 3	18,1	6,8
	Vento 4	-18,2	-6,8
P10=P11=P12	Vento 1	22,0	12,1
	Vento 2	-18,2	-10,0
	Vento 3	16,6	6,0
	Vento 4	-16,7	-6,0

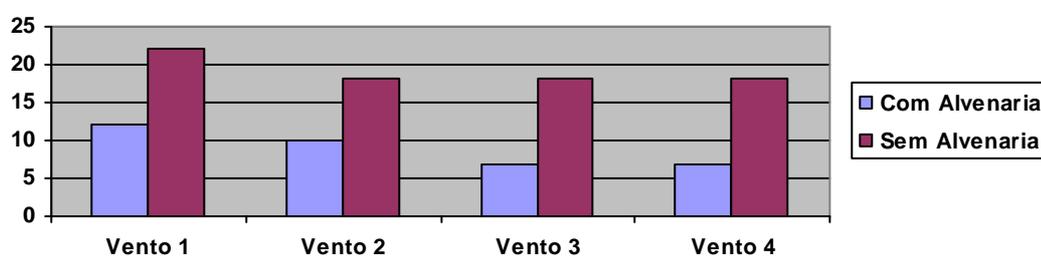
Deslocamento no topo P1=P2 (Módulo)



Deslocamento no topo P3aP6 (Módulo)



Deslocamento no topo P7aP9 (Módulo)



Deslocamento no topo P10aP12 (Módulo)

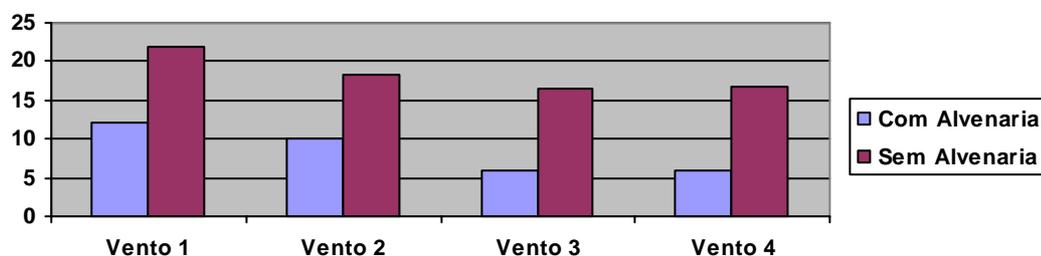


Figura 5.1- Comparação entre os resultados dos deslocamentos no topo do edifício

Estes valores de deslocamento referem-se ao provocado pelo vento agindo isoladamente na estrutura (sem cargas verticais). Este foi o caso de carregamento utilizado para o cálculo dos deslocamentos máximos no topo do edifício, para o cálculo das reações de apoio e para o cálculo das tensões nas paredes.

5.2 – Reações de apoio

Na tabela 5.2, a seguir, são apresentadas apenas as cargas verticais, para uma melhor visualização do efeito das paredes na redistribuição delas. Nota-se que nos pilares extremos, notadamente os pilares P3, P6, P10, P11 e P12, sofreram um acréscimo considerável de carga proveniente do vento. Nestes pilares, se não for considerado o efeito das paredes, haverá um subdimensionamento, tanto nos pilares quanto na fundação. Este efeito de redistribuição de cargas foi observado por todos os pesquisadores deste assunto.

Tabela 5.2 – Reações de apoio (Comparação entre os resultados)

Pilar	Carregamento	Reação (tf)	
		Sem alvenaria	Com alvenaria
P1	Vento 1	209	160
	Vento 2	-178	-129
	Vento 3	-64	-59
	Vento 4	65	59
P2	Vento 1	214	161
	Vento 2	-182	-130
	Vento 3	61	58
	Vento 4	-61	-58
P3	Vento 1	22	108
	Vento 2	-18	-90
	Vento 3	-99	-126
	Vento 4	100	130
P4	Vento 1	-36	-36
	Vento 2	34	27
	Vento 3	-126	-60
	Vento 4	126	58
P5	Vento 1	-42	-37
	Vento 2	39	28
	Vento 3	126	58
	Vento 4	-127	-60
P6	Vento 1	22	108
	Vento 2	-18	-90
	Vento 3	83	125
	Vento 4	-84	-123
P7	Vento 1	-15	-13
	Vento 2	12	7
	Vento 3	-73	-78
	Vento 4	74	80
P8	Vento 1	-34	4
	Vento 2	27	-12
	Vento 3	6	1
	Vento 4	-6	-4
P9	Vento 1	-24	-15
	Vento 2	19	10
	Vento 3	106	89
	Vento 4	-107	-88
P10	Vento 1	-98	-166
	Vento 2	82	140
	Vento 3	-122	-103
	Vento 4	123	103
P11	Vento 1	-124	-109
	Vento 2	105	102
	Vento 3	1	1
	Vento 4	-1	-1
P12	Vento 1	-93	-164
	Vento 2	77	138
	Vento 3	100	96
	Vento 4	-100	-98

5.3 – Esforços nas barras diagonais

Aqui, foram analisados os esforços nas barras diagonais equivalentes, as quais substituem as paredes. Observou-se em quais pavimentos, num mesmo pórtico, os esforços foram maiores. Verificaram-se as tensões médias aproximadas nas barras equivalentes, a fim de selecionar em que paredes se fará a discretização mais detalhada. A tensão máxima de compressão numa parede com resistência à compressão de 2,5 MPa é 0,2 fp, ou seja, 0,5 MPa. Para isto foi feita uma verificação simplificada, dividindo o esforço normal na diagonal equivalente ($N_{máx}$) por sua área ($W \times 0,09$), a fim de se estimar a tensão média (σ_{alv}) na barra que substitui a alvenaria (ver figura 5.2, abaixo).

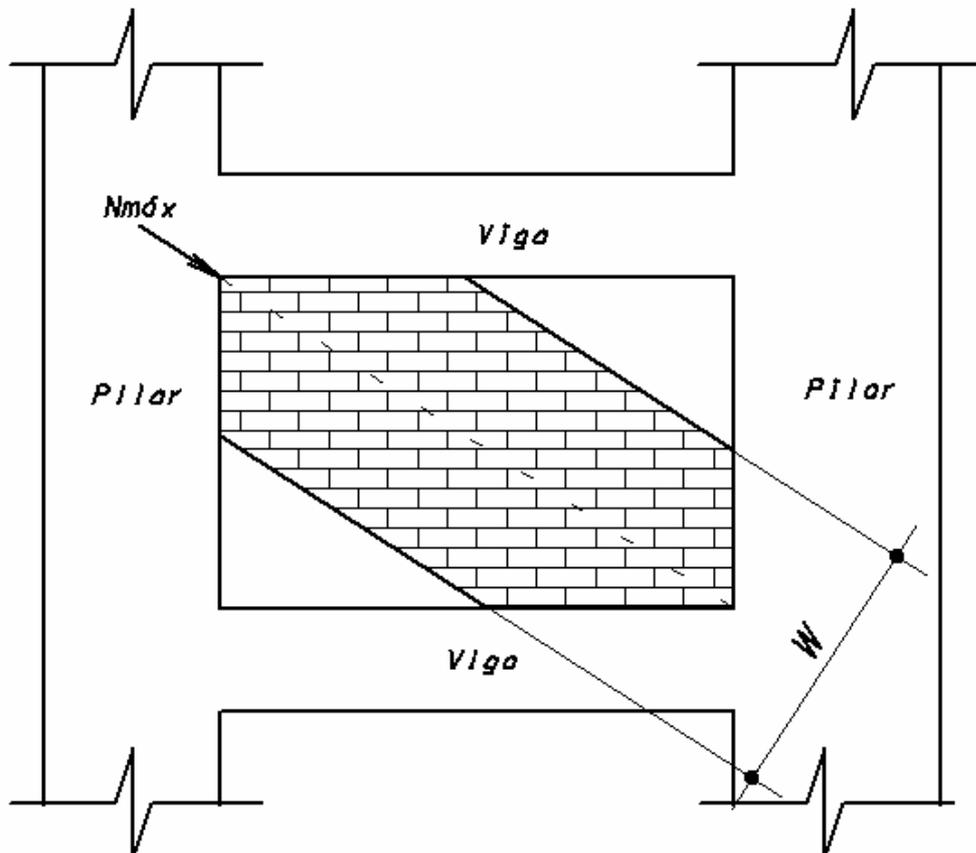


Figura 5.2- Esquema para o cálculo das tensões médias

Nas paredes em que estas tensões médias superarem o valor limite de 0,5 MPa, deveremos proceder a discretização, a fim de estudar o comportamento delas e prever o aparecimento de fissuras provenientes desses esforços.

Para o Pórtico 1, na direção de vento 3, os esforços normais estão indicados na figura 5.3, abaixo:



Figura 5.3- Pórtico 1(vento na direção 3)

Nota-se, neste pórtico, que os maiores esforços acontecem nos pavimentos inferiores. Para o 1º trecho, temos na barra diagonal o esforço normal de 10,2 tf de compressão. Para uma barra fictícia de 9cm x 248 cm, a tensão média é de 4,56 Kgf/cm². Nos Pórticos 1, 2 e 6, as tensões médias estão abaixo do valor de referência. Por esta razão não foi detalhada nenhuma parede nesses pórticos.

Neste trabalho foi restringido o estudo a apenas algumas paredes. Para cada pórtico, foram verificados os maiores esforços para cada caso de carregamento, identificando-

se os trechos de maiores tensões e os intervalos onde ocorrem tensões elevadas. Estes resultados encontram-se na tabela 5.3, abaixo:

TABELA 5.3 – Tensões médias nas barras diagonais equivalentes

Pórtico	Caso de Vento	$N_{máx}$ (Tf)	Ocorrência (pavimento)	W (m)	σ_{alv} (Kgf/cm ²)	Início	Fim
1	3	10,2	1°	2,48	4,57	-	-
2	3	12,7	1°	2,98	4,73	-	-
3	3	10,6	1°	1,99	5,92	1°	2°
4	3	14,2	1°	2,98	5,29	1°	1°
5	3	12,3	1°	2,45	5,58	1°	2°
6	3	12,6	1°	3,92	3,57	-	-
7=11	1	18,7	6°	3,58	5,80	3°	12°
8=10	1	9,0	3°	1,19	8,40	1°	8°
9	2	10,4	3°	1,87	6,18	1°	6°

Na análise desta tabela o que percebemos é que não há como prever onde os esforços nas alvenarias serão maiores sem um cálculo prévio, pois alguns pórticos apresentaram tensões máximas nos pavimentos inferiores, outros não. As maiores tensões foram nos Pórticos 8 e 10, os quais são curtos, com pilares com grande inércia, comportando-se como “*pilares sandwich*”, ou seja, pilares de grandes dimensões “recheados” por um elemento de menor resistência.

5.4 – Esforços nas paredes

As paredes que iremos modelar serão as que apresentaram as maiores tensões nos pórticos 7, 8 e 9. Nas paredes que fecham os pórticos 8 e 9, não há aberturas de portas e janelas, porém nas paredes que fecham os Pórticos 7 e 10, há algumas aberturas de janelas. Numa modelagem mais refinada, seria necessário incluir estas aberturas, pois aí haverá uma concentração de tensões. Não foi realizada, neste trabalho, esta modelagem com aberturas, portanto é de se esperar que as tensões reais na parede sejam um pouco mais elevadas que os resultados apresentados aqui.

As paredes analisadas possuem geometria bastante característica, sendo uma delas alongada (no Pórtico 7), uma quase quadrada (no Pórtico 8) e uma estreita (no Pórtico 9). As

barras diagonais equivalentes estão representadas em dimensões reais. O esquema dos pórticos e paredes está indicado abaixo, na figura 5.4

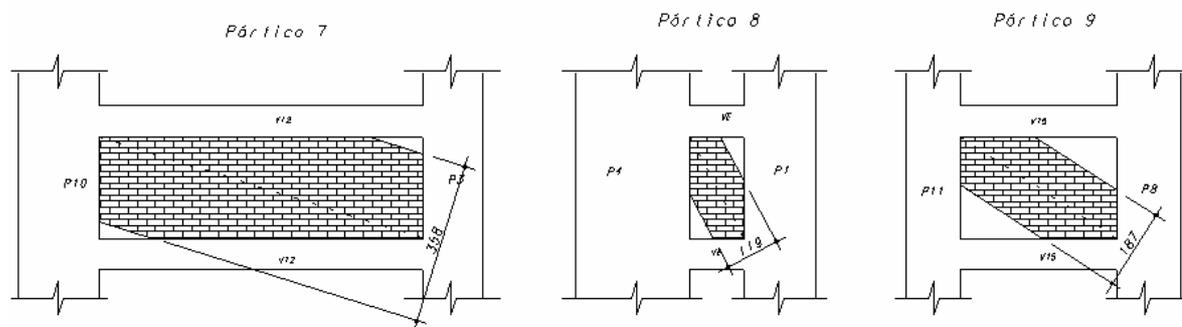


Figura 5.4- Esquema dos pórticos a serem estudados

Para o Pórtico 7, as paredes do 6º pavimento são as que estão sujeitas às maiores tensões. Na modelagem desta e das outras paredes, foram considerados os mesmos nós que no pórtico, subdividindo estes em trechos menores (Ver figura 5.5, abaixo). Os nós onde os deslocamentos são conhecidos foram discretizados como apoios de 2º gênero e estes foram impostos aos painéis, a fim de se verificar as tensões provocadas por estes deslocamentos.

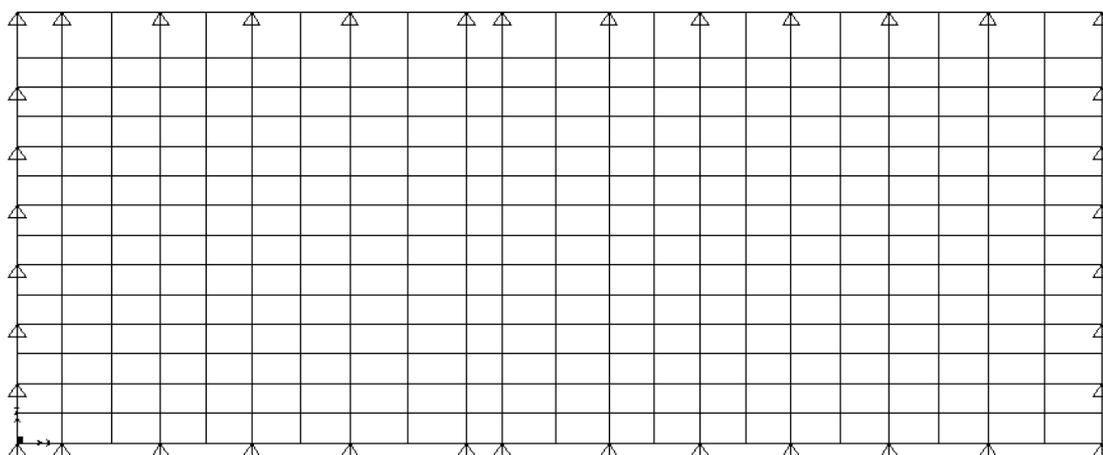


Figura 5.5- Esquema da parede de fechamento do Pórtico 7

As tensões máximas e mínimas na parede do Pórtico 7 são as indicadas na figura 5.6, a seguir.

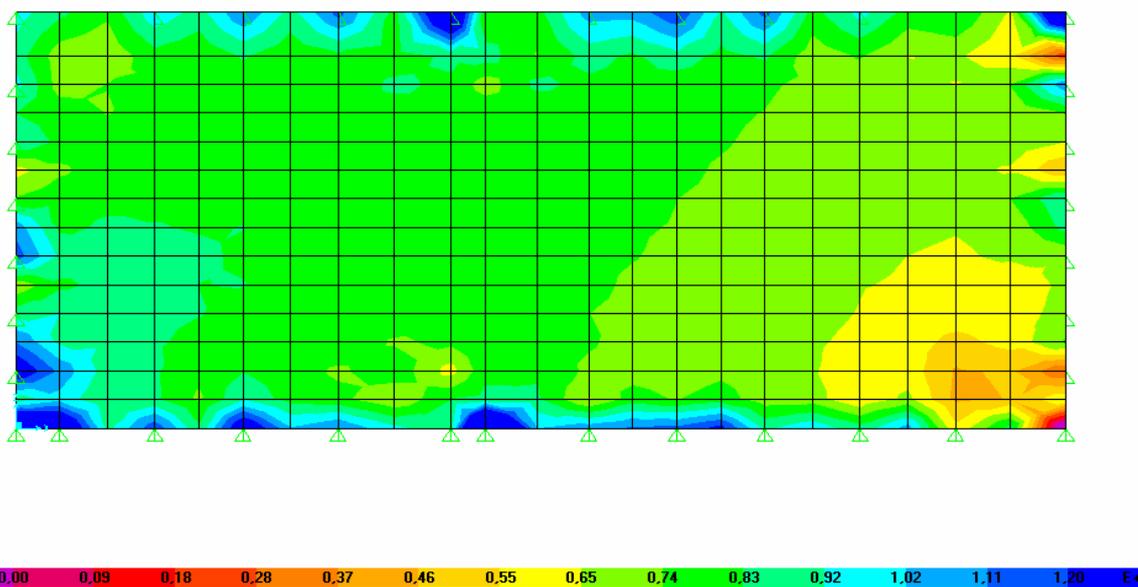


Figura 5.6- Esforços de tração na parede de fechamento do Pórtico 7

As maiores tensões de tração ocorrem, como esperado, nos contornos da parede, assumindo um valor máximo de $1,6 \text{ Kgf/cm}^2$, sendo este valor nos contornos. No painel, o valor de tração predominante é, aproximadamente, de $0,8 \text{ Kgf/cm}^2$. Para as tensões de compressão, os valores estão representados na figura 5.7, abaixo.

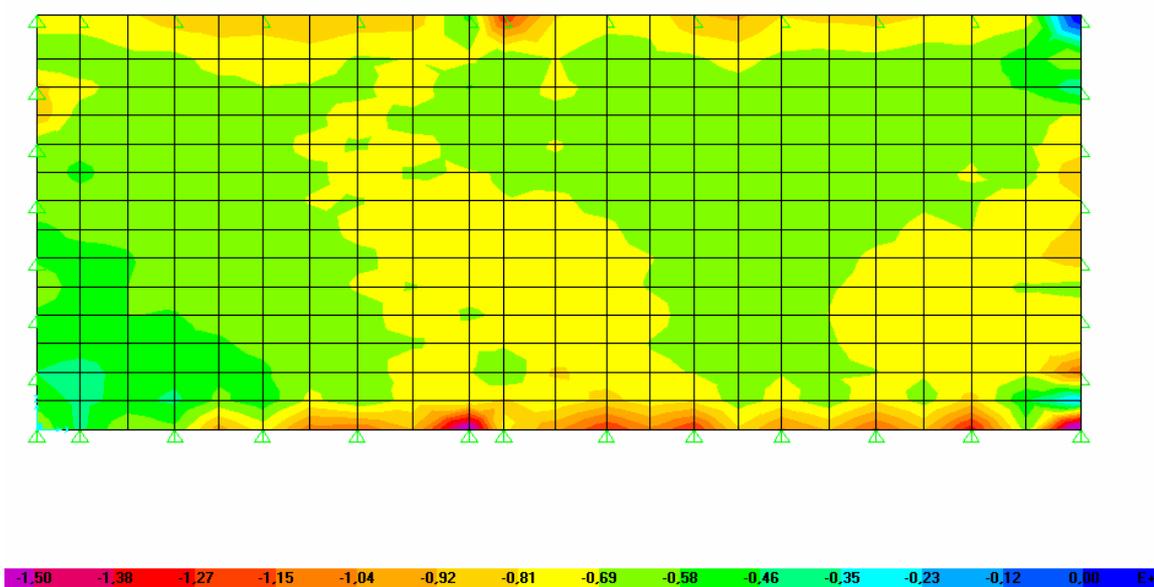


Figura 5.7- Esforços de compressão na parede de fechamento do Pórtico 7

Os valores máximos de compressão se situam na faixa dos 18 Kgf/cm², no canto inferior direito. No centro do painel, os valores médios de tensão de compressão são de aproximadamente, 7 Kgf/cm². Não se percebe claramente a formação de uma biela de compressão, como em outros modelos estudados anteriormente. Isto se deve ao fato de a modelagem não levar em conta as interfaces entre paredes e pórticos e entre o próprio painel de alvenaria e suas linhas de ruptura. Como os apoios estão discretizados em pontos discretos, e não como apoio contínuo, e pelas dimensões do painel, não se pode afirmar que o modelo de barra diagonal equivalente seria a melhor representação desse painel.

Na parede que fecha o Pórtico 8 as tensões de tração estão representadas na figura 5.8 .

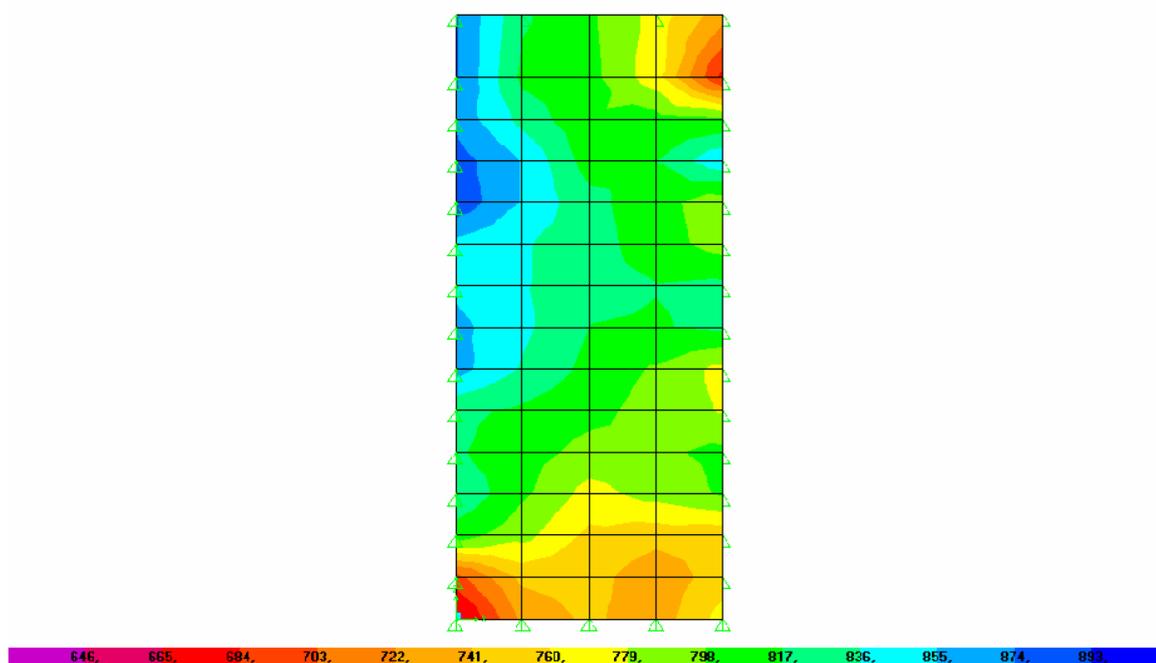


Figura 5.8- Esforços de tração na parede de fechamento do Pórtico 8

Os esforços médios no centro do painel situam-se na faixa dos 8,0 Kgf/cm². No canto superior direito, o que apresenta a maior tração, este valor chega a 8,9 Kgf/cm². Isto indica que, neste trecho, é de se esperar que haja um descolamento da parede entre o painel e o pórtico.

As tensões de compressão estão indicadas na figura 5.9, a seguir. Nesta parede já se percebe um comportamento mais parecido com o do modelo teórico verificado no modelo de barras equivalentes. Nos cantos comprimidos, a tensão máxima chega a 10,5 Kgf/cm².

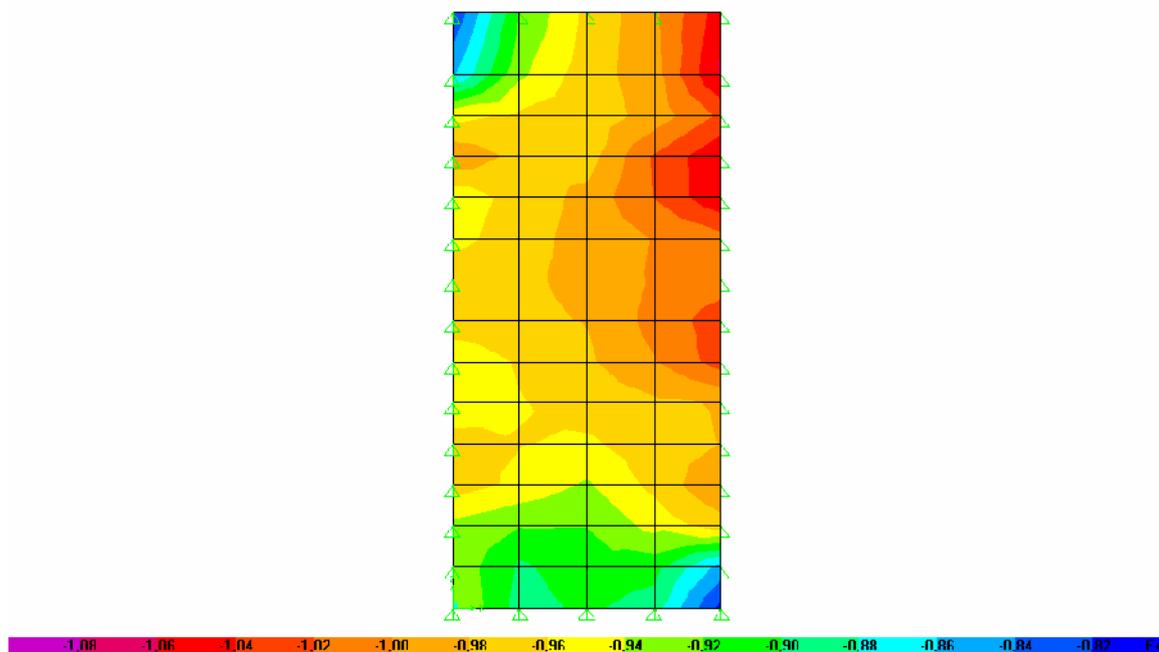


Figura 5.9- Esforços de compressão na parede de fechamento do Pórtico 8

Na parede que fecha o Pórtico 9, vemos as tensões de tração, conforme a figura 5.10, a seguir. Para este pórtico foi utilizado o caso de carregamento de vento na direção 2. Pode-se notar a concentração de tensões nos cantos contrários à barra diagonal equivalente, sugerindo o descolamento preferencial nesses pontos. A tensão máxima de tração nesta parede é da ordem de $5,58 \text{ Kgf/cm}^2$, sugerindo o descolamento dela nestes pontos.

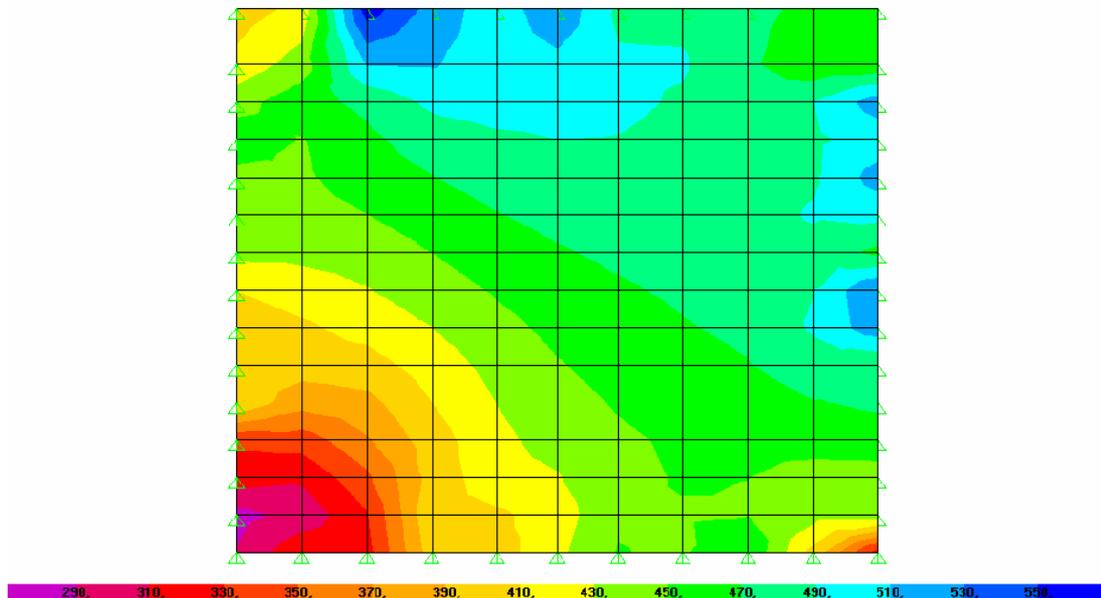


Figura 5.10 - Esforços de tração na parede de fechamento do Pórtico 9

Para os esforços de compressão, o diagrama de tensões aparece na figura 5.11, a seguir. Vemos que nos esforços mínimos ainda aparecem esforços de tração na direção oposta à diagonal comprimida. Nos cantos comprimidos, verifica-se que há uma forte concentração de tensões nos cantos, semelhante às fissuras relatadas nesses painéis (Ver capítulo 02, pág. 10), onde surgem as fissuras por esmagamento da diagonal comprimida.

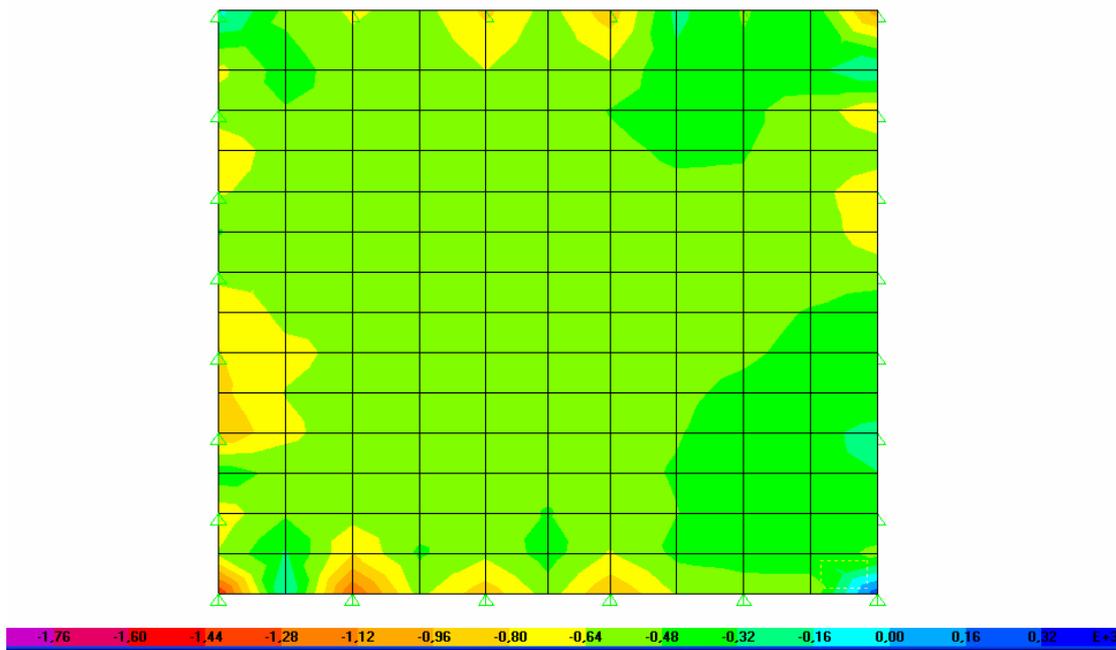


Figura 5.11- Esforços de compressão na parede de fechamento do Pórtico 9

As tensões máximas nos cantos comprimidos são da ordem de 13,8 Kg/cm², enquanto no centro desse painel as tensões de compressão são, em média, na ordem de 5,5 Kg/cm². Essas tensões estão acima das tensões admissíveis para as alvenarias, indicando que pode haver problemas futuros, principalmente se sobre elas for aplicado um revestimento rígido.

CAPÍTULO 06

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 – Conclusões

Neste trabalho, foram efetuadas análises numéricas a fim de comparar o cálculo convencional de um edifício de concreto armado, no qual não se considere as alvenarias como elemento estrutural, com o modelo em que as alvenarias sejam consideradas como barras diagonais comprimidas. Todas as conclusões se aplicam apenas a este edifício estudado.

Verificou-se que a estrutura contraventada pela alvenaria apresenta menores deformações que o modelo em que ela não é considerada. Isto explica, em parte, o pequeno deslocamento sofrido pelas edificações frente aos esforços provocados pelo vento. Nos modelos estudados por todos os pesquisadores, seja em estruturas de concreto, seja em estruturas metálicas, isto também foi verificado. Apesar disso não se pode considerar este contraventamento favorável ao comportamento da estrutura, pois este não é um procedimento normatizado.

Notou-se também que, nos pórticos mais rígidos, as alvenarias podem estar submetidas a tensões muito elevadas, por estarem bastante confinadas, devendo ser verificadas através de processos mais exatos. Nos pórticos mais flexíveis, cuja deformabilidade é maior, a alvenaria desempenha um papel bastante significativo no travamento dessas estruturas.

Quase sempre os esforços maiores aconteceram nas paredes dos pavimentos inferiores. Há casos em que também aconteceram esforços elevados nas paredes dos pavimentos superiores. Não há como prever como seria em outro edifício com geometria diferente. Há que se analisar um número maior de protótipos, a fim de se verificar se existe algum comportamento padrão que se possa generalizar para outros edifícios.

As reações de apoio são bastante influenciadas pela presença das alvenarias, sendo necessário proceder a uma envoltória de casos de carregamentos incluindo o caso de consideração do efeito das alvenarias. Isto porque os pilares das extremidades sofrem um acréscimo de carga proveniente do vento, enquanto os pilares centrais sofrem uma diminuição leve dessas cargas. Assim sendo, para o dimensionamento das fundações e pilares não deve ser desprezado este efeito.

Verifica-se que os esforços nas vigas que formam estes pórticos são alterados no modelo com barras diagonais, sugerindo que a distribuição dos esforços nas vigas também é influenciada pela presença da alvenaria no conjunto. Esta é mais uma condição de carregamento que deveria fazer parte de uma envoltória de casos de carregamentos no dimensionamento das vigas.

Em algumas paredes, verificam-se tensões bastante elevadas, sugerindo a possibilidade de problemas futuros, quando se aplica sobre elas um revestimento rígido, como gesso, porcelanato, entre outros, os quais não suportam deformações. Pode-se esperar, inclusive, o surgimento de fissuras que comprometam sua estanqueidade e aparência, prejudicando o revestimento.

Por fim, não se pode desconsiderar que as alvenarias absorvem parte dos esforços provocados pela movimentação da estrutura, até certo limite, e provocam nelas uma redistribuição. Principalmente no caso de edifícios altos, com elevada esbelteza, não se pode desprezar o efeito dessas paredes no comportamento global da estrutura, inclusive do ponto de vista da análise dinâmica, que é ainda mais sensível à rigidez do conjunto.

6.2 – Sugestões para trabalhos futuros

A partir deste trabalho, podemos verificar a imensa lacuna que existe quanto a uma padronização do modo de considerar as alvenarias no comportamento estrutural dos edifícios. Isto se deve, em parte, ao fato de haver muitas variáveis que influenciam os resultados. Desde o tipo de tijolo, a argamassa de assentamento, a espessura das juntas, a ligação entre paredes e estruturas, a forma do pórtico, entre outros aspectos.

É necessário estudar mais o comportamento desse tipo de paredes, modelando-as detalhadamente, para investigar os esforços que atuam nelas, a fim de observar se as tensões estão dentro dos limites suportados pelas alvenarias. Neste caso, há que se estudar também o efeito das aberturas de portas e janelas nessas paredes.

É necessário, também, aprofundar os estudos sobre as ligações entre paredes e estrutura, sempre realizada de forma empírica, sem uma compreensão do verdadeiro comportamento delas. Sem o conhecimento do problema, não há como prescrever uma solução adequada.

Como sugestão, também se pode indicar um estudo comparativo entre os modelos de barras diagonais relacionados neste trabalho com experiências em protótipos de concreto, para se verificar qual método mais se aproxima do real.

Pode-se, ainda, realizar outras modelagens semelhantes em outros edifícios de grande porte, para se buscar algum padrão de comportamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES FILHO, A. (2000), **Elementos Finitos: A Base da Tecnologia CAE**. Ed. Érica, São Paulo, SP. pág. 11.

ALVES, F.S. (2006), **Análise do comportamento estrutural de um conjunto de edifícios construídos com alvenaria resistente submetidos à ação de recalques**. Dissertação (Mestrado)- Universidade Federal de Pernambuco. Recife, PE.

ALVARENGA, R.C.S.S. (2002), **Análise teórico experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado**. Dissertação (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos- Universidade de São Paulo

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS,1980, NBR-6120/1980 – **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**, Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS,2003, NBR-6118/2003 – **Projeto de estruturas de concreto armado**, Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS,1988, NBR-6123/1988 – **Forças devidas ao vento em edificações**, Rio de Janeiro, ABNT.

BENJAMIN, J. R.; WILLIAMS, H.A. (1957), **The behavior of one-storey reinforced Concrete Shear Walls**. Proc. American Society Civil Engineers, v.83- N. ST3 – p.1-49.

BENJAMIN, J. R.; WILLIAMS, H.A. (1958), **The behavior of one-storey brick shear walls**. ASCE Journal of the Structural Division, vol.84- N. ST4.

BRAGUIM, J. R. (1989), **Contribuições ao estudo do enrijecimento de estruturas de aço em edifícios de múltiplos pavimentos**. Dissertação (Mestrado)- Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

BRAGUIM, J. R. (1993), **Painel de Alvenaria: Um fator de Enrijecimento das Estruturas. Encarte Técnico Instituto de Pesquisas Tecnológicas/ Divisão de Construção Civil- PINI, IPT.43, p.19-22.São Paulo-SP.**

BUILDING CODE REQUERIMENTS FOR MANSONRY STRUCTURES, 1999, ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99.

DAWE, J. L.; SEAH, C. K. (1989), **Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads. Proceedings, 5th Canadian Masonry Symposium. University of British Columbia, Vancouver, Canada. pp 329-340.**

DIAS, E.M.B.; OLIVEIRA, R.A. (2005), **Influência das alvenarias de vedação no comportamento de edifícios com estrutura em concreto armado.** Congresso de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro - RJ

DHANASEKAR, M.; PAGE, A.W. (1986), **The influence of brick masonry infill properties obn the behavior of infilled frames. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, v.81, p.593-605.**

DRYSDALE, R.G.; HAMID,A.A. & BAKER, L.R. (1964), **Masonry Structures – Behavior and Design**, p.482,483 Prentice-Hall, New Jersey;

FONTE, A.O.C.; FONTE, F.L.F.; CASTILHO, A.A.H.E.; PEDROSA, A.V.A.C. (2005), **Características e parâmetros estruturais de edifícios de múltiplos andares em concreto armado construídos na cidade do Recife**, 47º Congresso Brasileiro do Concreto, Olinda, PE.

FONSECA, G.M. (1999), **Análise numérico experimental da interação conjunta pórtico-alvenaria.** Belo Horizonte. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

HENDRY, A. (1981), **Structural brickwork**, Macmillan, Londres.

HOLMES, M. (1961), **Steel frames with Brickwork and concrete infilling**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers., v-19.

HOLMES, M. (1963), **Combined Loading on Infilled Frames**. ICE Proceedings , v-25, p. 31-38.

LIAWM, T.C.; LEE, S.W. (1977), **On the behavior and the analysis of multi-storey infilled frames subjected to lateral loading**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers., Part 2, v-63. p. 641-657.

LIAWM, T.C.; LO, C.Q. (1990), **Large scale model tests and plastic analysis of multibay infilled frames**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers., Part 2, v-89. p. 261-277.

MAINSTONE, R. J. (1971), **Supplementary Note on the Stiffness and Strength of Infilled Frames**. CPI374, Build. Res. Establishment. Londres. Inglaterra.

MAINSTONE, R. J. (1979), **On the Stiffness and Strength of Infilled Frames**. Proceedings Supplement (IV), paper 7360S, Institute of Civil Engineers. Londres, Inglaterra.

MEDEIROS, J.S.; FRANCO, L.S. (1999), **Prevenção de trincas em alvenarias através do emprego de telas soldadas como armadura e ancoragem** (Texto técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo : EPUSP, 1999. p78 . - TT/PCC/22)

MEDEIROS, H. (2005), **Alerta! Deformações excessivas** (Texto técnico da Revista Técnica 97), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP.

MEHRABI, A.B.; SHING, P.B. (1997), **Finite Element Modeling of Masonry Infilled Frames**. Journal of Structural Engineering, v. 123, n.5, p. 604-613.

MOREIRA, T.V. (2002), **Análise da Sensibilidade Dinâmica de Edifícios com Estruturas Esbeltas**, Tese (Doutorado) COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. p78 . - TT/PCC/22)

POLYAKOV, S. V. (1956), **Masonry in framed buildings** (Godsudarstvenoe Isdatel'stvo Literaturny po Stroitel'stvo i Arhitektura. Moscow,1956). Traduzido por G. L. Cairns, 1963. National Lending Library for Science and Technology, Boston.

POLYAKOV, S. V. (1960), **On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall**. Earthquake Engineering. Earthquake Engineering Research Institute, San Francisco, CA, pp. 36-42

RAMALHO, M.A. ; CORRÊA, M.R.S. (2003), **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**, 1ª Edição, Editora PINI Ltda, São Paulo,SP.

SABBATINI, F. H. (1998), **As fissuras com origem na interação vedação estrutura. Seminário Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios: Vedações Verticais**. EPUSP/PCC São Paulo, 1998b.308p.

SANEINEJAD, A.; HOBBS, B. (1995), **Inelastic design of infilled frames**. ASCE Journal of Structural Division., v-121, n. ST4, p.634-650.

STAFFORD-SMITH,B. (1962), **Lateral stiffness of infilled frames**. ASCE Journal of the Structural Division, v.88, n. ST6, p. 183-199.

STAFFORD-SMITH,B. (1966), **Behavior of square infilled frames**. ASCE Journal of the Structural Division, v.92, n. ST1.

STAFFORD-SMITH,B. (1967a), **The composite behavior of square infilled frames**. Tall Buildings. Pergamon Press, Londres.

STAFFORD-SMITH,B. (1967b), **Methods of predicting the lateral stiffness and strength of multi-storey infilled frames**. Building Science, v.2.

STAFFORD-SMITH,B.; CARTER, C. (1969), **A Methods of analysis for infilled frames**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.44

STAFFORD-SMITH,B.;RIDDINGTON,J.R. (1977), **Analysis of Infilled Frames Subject to Racking with design Recommendations**. The Structural Engineer, n.6, v.55.

STAFFORD-SMITH,B.;RIDDINGTON,J.R. (1978), **The design of masonry infilled steel frames for bracing structures**. The Structural Engineer, n.1, v.56B.

THOMAS, F.G. (1953), **The strength of brickwork**. The structural Engineer, Part 2, v.36, p. 35-41.

WHITNEY, C.S.; ANDERSON B.G.; COHEN E. (1955), **Design of Blast Resistant Construction for Atomic Explosions**. Journal, Amer. Concrete Institute, p655-673.

WOOD, R. H. (1958), **The Stability of Tall Buildings**. Proceedings Society Civil Engineer, v.11, p.60-101, Londres, Inglaterra.

WOOD, R. H. (1978), **Plastic Composite Actions and Collapse Design of Unreinforced Shear Walls Panel in Frames**. Proceedings Society Civil Engineering, part 2, p.381-411. Londres, Inglaterra.

Pilar		Vento 1 (KN)	Vento 2 (KN)	Vento 3 (KN)	Vento 4 (KN)
P1	1º Teto	2,0	2,0	1,2	2,3
	2º Teto	1,7	1,7	1,0	2,0
	3º Teto	1,9	1,9	1,1	2,3
	4º Teto	3,1	3,1	1,2	2,5
	5º Teto	2,3	2,3	1,3	2,6
	6º Teto	2,4	2,4	1,4	2,7
	7º Teto	2,5	2,5	2,9	1,4
	8º Teto	2,6	2,6	3,0	1,4
	9º Teto	2,6	2,6	3,1	1,5
	10º Teto	2,7	2,7	1,6	3,2
	11º Teto	2,8	2,8	1,6	3,2
	12º Teto	2,8	2,8	1,6	3,3
	13º Teto	2,9	2,9	3,4	1,6
	14º Teto	3,0	3,0	1,7	3,4
	15º Teto	3,0	3,0	1,8	3,5
	16º Teto	3,1	3,1	1,8	3,6
	17º Teto	3,2	3,2	1,8	3,6
	18º Teto	3,2	3,2	1,8	3,7
	19º Teto	3,2	3,2	1,8	3,8
	20º Teto	3,3	3,3	1,8	3,8
	21º Teto	3,4	3,4	1,8	3,8
	22º Teto	3,4	3,4	1,9	3,9
	23º Teto	3,4	3,4	2,0	4,0
	24º Teto	3,4	3,4	2,0	4,0
	25º Teto	3,4	3,4	2,0	4,0
	26º Teto	3,5	3,5	2,0	4,0
	27º Teto	3,6	3,6	2,0	4,1
	28º Teto	3,6	3,6	2,0	4,2
	29º Teto	3,6	3,6	2,0	4,2
	30º Teto	3,6	3,6	2,0	4,2
	31º Teto	3,7	3,7	2,2	4,3
	32º Teto	1,9	1,9	1,1	2,2

Pilar		Vento 1 (KN)	Vento 2 (KN)	Vento 3 (KN)	Vento 4 (KN)
P2	1º Teto	2,0	2,0	2,3	1,2
	2º Teto	1,7	1,7	2,0	1,0
	3º Teto	1,9	1,9	2,3	1,1
	4º Teto	3,1	3,1	2,5	1,2
	5º Teto	2,3	2,3	2,6	1,3
	6º Teto	2,4	2,4	2,7	1,4
	7º Teto	2,5	2,5	1,4	2,9
	8º Teto	2,6	2,6	1,4	3,0
	9º Teto	2,6	2,6	1,5	3,1
	10º Teto	2,7	2,7	3,2	1,6
	11º Teto	2,8	2,8	3,2	1,6
	12º Teto	2,8	2,8	3,3	1,6
	13º Teto	2,9	2,9	1,6	3,4
	14º Teto	3,0	3,0	3,4	1,7
	15º Teto	3,0	3,0	3,5	1,8
	16º Teto	3,1	3,1	3,6	1,8
	17º Teto	3,2	3,2	3,6	1,8
	18º Teto	3,2	3,2	3,7	1,8
	19º Teto	3,2	3,2	3,8	1,8
	20º Teto	3,3	3,3	3,8	1,8
	21º Teto	3,4	3,4	3,8	1,8
	22º Teto	3,4	3,4	3,9	1,9
	23º Teto	3,4	3,4	4,0	2,0
	24º Teto	3,4	3,4	4,0	2,0
	25º Teto	3,4	3,4	4,0	2,0
	26º Teto	3,5	3,5	4,0	2,0
	27º Teto	3,6	3,6	4,1	2,0
	28º Teto	3,6	3,6	4,2	2,0
	29º Teto	3,6	3,6	4,2	2,0
	30º Teto	3,6	3,6	4,2	2,0
	31º Teto	3,7	3,7	4,3	2,2
	32º Teto	1,9	1,9	2,2	1,1

Pilar	Vento 1 (KN)	Vento 2 (KN)	Vento 3 (KN)	Vento 4 (KN)	
P3	1º Teto	2,5	2,5	1,2	1,2
	2º Teto	2,2	2,2	1,1	1,1
	3º Teto	2,5	2,5	1,2	1,2
	4º Teto	2,7	2,7	1,3	1,3
	5º Teto	2,9	2,9	1,4	1,4
	6º Teto	3,0	3,0	1,4	1,4
	7º Teto	3,1	3,1	1,5	1,5
	8º Teto	3,3	3,3	1,6	1,6
	9º Teto	3,4	3,4	1,6	1,6
	10º Teto	3,4	3,4	1,6	1,6
	11º Teto	3,5	3,5	1,7	1,7
	12º Teto	3,6	3,6	1,8	1,8
	13º Teto	3,7	3,7	1,8	1,8
	14º Teto	3,8	3,8	1,8	1,8
	15º Teto	3,8	3,8	1,8	1,8
	16º Teto	3,9	3,9	1,8	1,8
	17º Teto	4,0	4,0	1,8	1,8
	18º Teto	4,0	4,0	1,9	1,9
	19º Teto	4,1	4,1	2,0	2,0
	20º Teto	4,2	4,2	2,0	2,0
	21º Teto	4,2	4,2	2,0	2,0
	22º Teto	4,3	4,3	2,0	2,0
	23º Teto	4,4	4,4	2,0	2,0
	24º Teto	4,4	4,4	2,0	2,0
	25º Teto	4,4	4,4	2,0	2,0
	26º Teto	4,4	4,4	2,1	2,1
	27º Teto	4,5	4,5	2,2	2,2
	28º Teto	4,6	4,6	2,2	2,2
	29º Teto	4,6	4,6	2,2	2,2
	30º Teto	4,6	4,6	2,2	2,2
	31º Teto	4,7	4,7	2,2	2,2
	32º Teto	2,4	2,4	1,1	1,1

Pilar	Vento 1 (KN)	Vento 2 (KN)	Vento 3 (KN)	Vento 4 (KN)	
P4	1º Teto	1,7	1,7	2,3	1,2
	2º Teto	1,5	1,5	2,0	1,1
	3º Teto	1,6	1,6	2,4	1,2
	4º Teto	2,7	2,7	2,5	1,3
	5º Teto	2,9	2,9	2,6	1,4
	6º Teto	1,9	1,9	2,7	1,4
	7º Teto	2,0	2,0	2,9	1,5
	8º Teto	2,0	2,0	3,0	1,6
	9º Teto	2,1	2,1	3,1	1,6
	10º Teto	2,2	2,2	3,2	1,6
	11º Teto	2,2	2,2	3,2	1,7
	12º Teto	2,3	2,3	3,3	1,8
	13º Teto	2,4	2,4	3,4	1,8
	14º Teto	2,4	2,4	3,4	1,8
	15º Teto	2,4	2,4	3,5	1,8
	16º Teto	2,5	2,5	3,6	1,8
	17º Teto	2,6	2,6	3,6	1,8
	18º Teto	2,6	2,6	3,7	1,9
	19º Teto	2,6	2,6	3,8	2,0
	20º Teto	2,6	2,6	3,8	2,0
	21º Teto	2,7	2,7	3,8	1,8
	22º Teto	2,8	2,8	3,9	2,0
	23º Teto	2,8	2,8	4,0	2,0
	24º Teto	2,8	2,8	4,0	2,0
	25º Teto	2,8	2,8	4,0	2,0
	26º Teto	2,8	2,8	4,0	2,1
	27º Teto	2,8	2,8	4,1	2,2
	28º Teto	2,9	2,9	4,2	2,2
	29º Teto	3,0	3,0	4,2	2,2
	30º Teto	3,0	3,0	4,2	2,2
	31º Teto	3,0	3,0	4,3	2,2
	32º Teto	1,5	1,5	2,2	1,1

Pilar	Vento 1 (KN)	Vento 2 (KN)	Vento 3 (KN)	Vento 4 (KN)	
P5	1º Teto	1,7	1,7	1,2	2,3
	2º Teto	1,5	1,5	1,1	2,0
	3º Teto	1,6	1,6	1,2	2,4
	4º Teto	2,7	2,7	1,3	2,5
	5º Teto	2,9	2,9	1,4	2,6
	6º Teto	1,9	1,9	1,4	2,7
	7º Teto	2,0	2,0	1,5	2,9
	8º Teto	2,0	2,0	1,6	3,0
	9º Teto	2,1	2,1	1,6	3,1
	10º Teto	2,2	2,2	1,6	3,2
	11º Teto	2,2	2,2	1,7	3,2
	12º Teto	2,3	2,3	1,8	3,3
	13º Teto	2,4	2,4	1,8	3,4
	14º Teto	2,4	2,4	1,8	3,4
	15º Teto	2,4	2,4	1,8	3,5
	16º Teto	2,5	2,5	1,8	3,6
	17º Teto	2,6	2,6	1,8	3,6
	18º Teto	2,6	2,6	1,9	3,7
	19º Teto	2,6	2,6	2,0	3,8
	20º Teto	2,6	2,6	2,0	3,8
	21º Teto	2,7	2,7	1,8	3,8
	22º Teto	2,8	2,8	2,0	3,9
	23º Teto	2,8	2,8	2,0	4,0
	24º Teto	2,8	2,8	2,0	4,0
	25º Teto	2,8	2,8	2,0	4,0
	26º Teto	2,8	2,8	2,1	4,0
	27º Teto	2,8	2,8	2,2	4,1
	28º Teto	2,9	2,9	2,2	4,2
	29º Teto	3,0	3,0	2,2	4,2
	30º Teto	3,0	3,0	2,2	4,2
	31º Teto	3,0	3,0	2,2	4,3
	32º Teto	1,5	1,5	1,1	2,2

Pilar	Vento 1 (KN)	Vento 2 (KN)	Vento 3 (KN)	Vento 4 (KN)	
P6	1º Teto	2,5	2,5	3,0	3,0
	2º Teto	2,2	2,2	2,6	2,6
	3º Teto	2,5	2,5	2,9	2,9
	4º Teto	2,7	2,7	3,1	3,1
	5º Teto	2,9	2,9	3,3	3,3
	6º Teto	3,0	3,0	3,5	3,5
	7º Teto	3,1	3,1	3,7	3,7
	8º Teto	3,3	3,3	3,8	3,8
	9º Teto	3,4	3,4	3,9	3,9
	10º Teto	3,4	3,4	4,1	4,1
	11º Teto	3,5	3,5	4,2	4,2
	12º Teto	3,6	3,6	4,3	4,3
	13º Teto	3,7	3,7	4,4	4,4
	14º Teto	3,8	3,8	4,4	4,4
	15º Teto	3,8	3,8	4,5	4,5
	16º Teto	3,9	3,9	4,6	4,6
	17º Teto	4,0	4,0	4,7	4,7
	18º Teto	4,0	4,0	4,8	4,8
	19º Teto	4,1	4,1	4,8	4,8
	20º Teto	4,2	4,2	4,9	4,9
	21º Teto	4,2	4,2	5,0	5,0
	22º Teto	4,3	4,3	5,0	5,0
	23º Teto	4,4	4,4	5,0	5,0
	24º Teto	4,4	4,4	5,1	5,1
	25º Teto	4,4	4,4	5,2	5,2
	26º Teto	4,4	4,4	5,2	5,2
	27º Teto	4,5	4,5	5,3	5,3
	28º Teto	4,6	4,6	5,4	5,4
	29º Teto	4,6	4,6	5,4	5,4
	30º Teto	4,6	4,6	5,4	5,4
	31º Teto	4,7	4,7	5,5	5,5
	32º Teto	2,4	2,4	2,8	2,8

Pilar		Vento 1 (KN)	Vento 2 (KN)	Vento 3 (KN)	Vento 4 (KN)
P7	1º Teto	4,5	4,5	3,0	0,2
	2º Teto	3,9	3,9	2,6	0,0
	3º Teto	4,4	4,4	2,9	0,0
	4º Teto	4,8	4,8	3,1	0,1
	5º Teto	5,1	5,1	3,3	0,2
	6º Teto	5,3	5,3	3,5	0,2
	7º Teto	5,5	5,5	3,7	0,2
	8º Teto	5,7	5,7	3,8	0,2
	9º Teto	5,9	5,9	3,9	0,2
	10º Teto	6,1	6,1	4,1	0,2
	11º Teto	6,3	6,3	4,2	0,2
	12º Teto	6,4	6,4	4,3	0,2
	13º Teto	6,6	6,6	4,4	0,2
	14º Teto	6,7	6,7	4,4	0,2
	15º Teto	6,8	6,8	4,5	0,2
	16º Teto	6,9	6,9	4,6	0,2
	17º Teto	7,1	7,1	4,7	0,2
	18º Teto	7,2	7,2	4,8	0,2
	19º Teto	7,3	7,3	4,8	0,2
	20º Teto	7,4	7,4	4,9	0,2
	21º Teto	7,5	7,5	5,0	0,2
	22º Teto	7,6	7,6	5,0	0,2
	23º Teto	7,7	7,7	5,0	0,2
	24º Teto	7,8	7,8	5,1	0,2
	25º Teto	7,9	7,9	5,2	0,2
	26º Teto	8,0	8,0	5,2	0,2
	27º Teto	8,0	8,0	5,3	0,2
	28º Teto	8,1	8,1	5,4	0,2
	29º Teto	8,2	8,2	5,4	0,2
	30º Teto	8,2	8,2	5,4	0,2
	31º Teto	8,3	8,3	5,5	0,2
	32º Teto	4,2	4,2	2,8	0,2

Pilar	Vento 1 (KN)	Vento 2 (KN)	Vento 3 (KN)	Vento 4 (KN)	
P8	1º Teto	1,6	1,6	3,4	3,4
	2º Teto	1,4	1,4	3,0	3,0
	3º Teto	1,6	1,6	3,3	3,3
	4º Teto	1,7	1,7	2,5	2,5
	5º Teto	1,8	1,8	3,7	3,7
	6º Teto	1,9	1,9	3,9	3,9
	7º Teto	2,0	2,0	4,1	4,1
	8º Teto	2,0	2,0	4,3	4,3
	9º Teto	2,1	2,1	4,4	4,4
	10º Teto	2,2	2,2	4,5	4,5
	11º Teto	2,2	2,2	4,6	4,6
	12º Teto	2,3	2,3	4,7	4,7
	13º Teto	2,4	2,4	4,8	4,8
	14º Teto	2,4	2,4	4,9	4,9
	15º Teto	2,4	2,4	5,0	5,0
	16º Teto	2,5	2,5	5,1	5,1
	17º Teto	2,6	2,6	5,2	5,2
	18º Teto	2,6	2,6	5,2	5,2
	19º Teto	2,6	2,6	5,3	5,3
	20º Teto	2,6	2,6	5,4	5,4
	21º Teto	2,6	2,6	5,5	5,5
	22º Teto	2,7	2,7	5,6	5,6
	23º Teto	2,8	2,8	5,6	5,6
	24º Teto	2,8	2,8	5,7	5,7
	25º Teto	2,8	2,8	5,8	5,8
	26º Teto	2,8	2,8	5,8	5,8
	27º Teto	2,8	2,8	5,8	5,8
	28º Teto	2,8	2,8	5,9	5,9
	29º Teto	2,9	2,9	6,0	6,0
	30º Teto	3,0	3,0	6,0	6,0
	31º Teto	3,0	3,0	6,1	6,1
	32º Teto	1,5	1,5	3,1	3,1

Pilar		Vento 1 (KN)	Vento 2 (KN)	Vento 3 (KN)	Vento 4 (KN)
P9	1º Teto	4,5	4,5	0,2	3,0
	2º Teto	3,9	3,9	0,0	2,6
	3º Teto	4,4	4,4	0,0	2,9
	4º Teto	4,8	4,8	0,1	3,1
	5º Teto	5,1	5,1	0,2	3,3
	6º Teto	5,3	5,3	0,2	3,5
	7º Teto	5,5	5,5	0,2	3,7
	8º Teto	5,7	5,7	0,2	3,8
	9º Teto	5,9	5,9	0,2	3,9
	10º Teto	6,1	6,1	0,2	4,1
	11º Teto	6,3	6,3	0,2	4,2
	12º Teto	6,4	6,4	0,2	4,3
	13º Teto	6,6	6,6	0,2	4,4
	14º Teto	6,7	6,7	0,2	4,4
	15º Teto	6,8	6,8	0,2	4,5
	16º Teto	6,9	6,9	0,2	4,6
	17º Teto	7,1	7,1	0,2	4,7
	18º Teto	7,2	7,2	0,2	4,8
	19º Teto	7,3	7,3	0,2	4,8
	20º Teto	7,4	7,4	0,2	4,9
	21º Teto	7,5	7,5	0,2	5,0
	23º Teto	7,6	7,6	0,2	5,0
	23º Teto	7,7	7,7	0,2	5,0
	24º Teto	7,8	7,8	0,2	5,1
	25º Teto	7,9	7,9	0,2	5,2
	26º Teto	8,0	8,0	0,2	5,2
	27º Teto	8,0	8,0	0,2	5,3
	28º Teto	8,1	8,1	0,2	5,4
	29º Teto	8,2	8,2	0,2	5,4
	30º Teto	8,2	8,2	0,2	5,4
	31º Teto	8,3	8,3	0,2	5,5
	32º Teto	4,2	4,2	0,2	2,8

Pilar	Vento 1 (KN)	Vento 2 (KN)	Vento 3 (KN)	Vento 4 (KN)	
P10	1º Teto	0,2	0,2	3,2	0,2
	2º Teto	0,2	0,2	2,8	0,2
	3º Teto	0,2	0,2	3,1	0,2
	4º Teto	0,2	0,2	3,3	0,2
	5º Teto	0,2	0,2	3,6	0,2
	6º Teto	0,2	0,2	3,8	0,2
	7º Teto	0,2	0,2	3,9	0,2
	8º Teto	0,2	0,2	4,1	0,2
	9º Teto	0,2	0,2	4,1	0,2
	10º Teto	0,2	0,2	4,4	0,2
	11º Teto	0,2	0,2	4,5	0,2
	12º Teto	0,2	0,2	4,6	0,2
	13º Teto	0,2	0,2	4,7	0,2
	14º Teto	0,3	0,3	4,8	0,2
	15º Teto	0,4	0,4	4,9	0,2
	16º Teto	0,4	0,4	5,0	0,2
	17º Teto	0,4	0,4	5,0	0,2
	18º Teto	0,4	0,4	5,1	0,2
	19º Teto	0,4	0,4	5,2	0,2
	20º Teto	0,4	0,4	5,2	0,2
	21º Teto	0,4	0,4	5,5	0,2
	22º Teto	0,4	0,4	5,4	0,2
	23º Teto	0,4	0,4	5,4	0,2
	24º Teto	0,4	0,4	5,5	0,2
	25º Teto	0,4	0,4	5,6	0,2
	26º Teto	0,4	0,4	5,6	0,2
	27º Teto	0,4	0,4	5,7	0,2
	28º Teto	0,4	0,4	5,8	0,2
	29º Teto	0,4	0,4	5,8	0,2
	30º Teto	0,4	0,4	5,8	0,2
	31º Teto	0,4	0,4	5,9	0,2
	32º Teto	0,2	0,2	3,0	0,1

Pilar	Vento 1 (KN)	Vento 2 (KN)	Vento 3 (KN)	Vento 4 (KN)	
P11	1º Teto	1,6	1,6	1,2	1,2
	2º Teto	1,6	1,6	1,0	1,0
	3º Teto	1,6	1,6	1,1	1,1
	4º Teto	1,7	1,7	1,2	1,2
	5º Teto	1,8	1,8	1,3	1,3
	6º Teto	1,9	1,9	1,4	1,4
	7º Teto	2,0	2,0	1,4	1,4
	8º Teto	2,0	2,0	1,4	1,4
	9º Teto	2,1	2,1	1,5	1,5
	10º Teto	2,2	2,2	1,6	1,6
	11º Teto	2,2	2,2	1,6	1,6
	12º Teto	2,3	2,3	1,6	1,6
	13º Teto	2,4	2,4	1,6	1,6
	14º Teto	2,4	2,4	1,7	1,7
	15º Teto	2,4	2,4	1,8	1,8
	16º Teto	2,5	2,5	1,8	1,8
	17º Teto	2,6	2,6	1,8	1,8
	18º Teto	2,6	2,6	1,8	1,8
	19º Teto	2,6	2,6	1,8	1,8
	20º Teto	2,6	2,6	1,8	1,8
	21º Teto	2,6	2,6	1,8	1,8
	22º Teto	2,7	2,7	1,9	1,9
	23º Teto	2,8	2,8	2,0	2,0
	24º Teto	2,8	2,8	2,0	2,0
	25º Teto	2,8	2,8	2,0	2,0
	26º Teto	2,8	2,8	2,0	2,0
	27º Teto	2,8	2,8	2,0	2,0
	28º Teto	2,8	2,8	2,0	2,0
	29º Teto	2,9	2,9	2,0	2,0
	30º Teto	3,0	3,0	2,0	2,0
	31º Teto	3,0	3,0	2,1	2,1
	32º Teto	1,5	1,5	1,1	1,1

Pilar	Vento 1 (KN)	Vento 2 (KN)	Vento 3 (KN)	Vento 4 (KN)	
P12	1º Teto	0,2	0,2	0,2	3,2
	2º Teto	0,2	0,2	0,2	2,8
	3º Teto	0,2	0,2	0,2	3,1
	4º Teto	0,2	0,2	0,2	3,3
	5º Teto	0,2	0,2	0,2	3,6
	6º Teto	0,2	0,2	0,2	3,8
	7º Teto	0,2	0,2	0,2	3,9
	8º Teto	0,2	0,2	0,2	4,1
	9º Teto	0,2	0,2	0,2	4,1
	10º Teto	0,2	0,2	0,2	4,4
	11º Teto	0,2	0,2	0,2	4,5
	12º Teto	0,2	0,2	0,2	4,6
	13º Teto	0,2	0,2	0,2	4,7
	14º Teto	0,3	0,3	0,2	4,8
	15º Teto	0,4	0,4	0,2	4,9
	16º Teto	0,4	0,4	0,2	5,0
	17º Teto	0,4	0,4	0,2	5,0
	18º Teto	0,4	0,4	0,2	5,1
	19º Teto	0,4	0,4	0,2	5,2
	20º Teto	0,4	0,4	0,2	5,2
	21º Teto	0,4	0,4	0,2	5,5
	22º Teto	0,4	0,4	0,2	5,4
	23º Teto	0,4	0,4	0,2	5,4
	24º Teto	0,4	0,4	0,2	5,5
	25º Teto	0,4	0,4	0,2	5,6
	26º Teto	0,4	0,4	0,2	5,6
	27º Teto	0,4	0,4	0,2	5,7
	28º Teto	0,4	0,4	0,2	5,8
	29º Teto	0,4	0,4	0,2	5,8
	30º Teto	0,4	0,4	0,2	5,8
	31º Teto	0,4	0,4	0,2	5,9
	32º Teto	0,2	0,2	0,1	3,0

2.1 Pórtico 1

Para o Pórtico 1 os valores destes comprimentos de contato encontrados foram (fig.A2.1, abaixo):

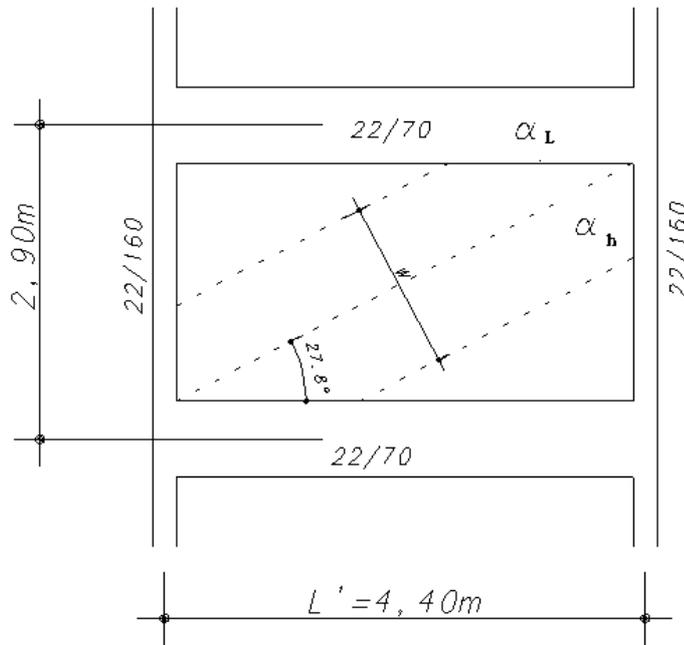


Figura A2.1- Pórtico 1(segundo proposta de Smith, 1966)

$L' \rightarrow$ Comprimento entre eixos de pilares=4,40m;

$I_p \rightarrow$ Momento de Inércia do pilar $I_p = 1,42 \times 10^{-3} m^4$;

$I_v \rightarrow$ Momento de Inércia da viga $I_v = 6,28 \times 10^{-3} m^4$;

$t \rightarrow$ Espessura do painel=0,09m ;

$h \rightarrow$ Altura do painel=2,90m;

$L \rightarrow$ Comprimento do painel=4,18m;

$\theta = \arctan(2,20 / 4,18) = 27,76^\circ \rightarrow$ Inclinação da biela;

$$\lambda_h \cdot L' = 4,40 \sqrt{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,824}{4 \times 26.071.594 \times 1,42 \times 10^{-3} \times 2,90}} = 3,26 \text{ (estrutura rígida)}$$

$$\frac{\alpha_h}{4,40} = \frac{\pi}{2 \times 3,26} \Rightarrow \alpha_h = 2,12 \text{ m}$$

$$\lambda_L \cdot L' = 4,40 \sqrt{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,824}{4 \times 26.071.594 \times 6,28 \times 10^{-3} \times 4,18}} = 2,05$$

$$\frac{\alpha_L}{4,40} = \frac{\pi}{2,05} \Rightarrow \alpha_L = 6,74 \text{ m}$$

APÊNDICE 02- Cálculo da largura das barras diagonais equivalentes

$$W_0 = \sqrt{6,74^2 + 2,12^2} \Rightarrow W = 7,06 m \quad \text{Largura da diagonal, segundo Smith;}$$

$$W = \frac{\sqrt{6,74^2 + 2,12^2}}{2} \Rightarrow W = 3,53 m \quad \text{Largura da diagonal, segundo Hendry.}$$

Segundo Moreira (2002), as expressões para o cálculo da espessura da barra encontram-se na figura A2.2, abaixo:

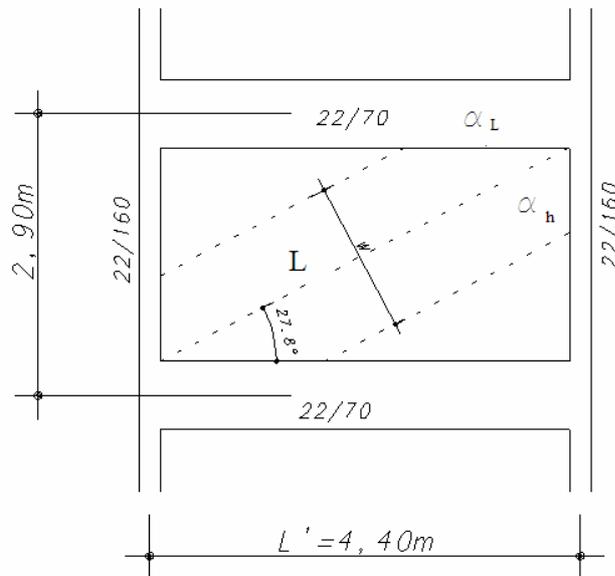


Figura A2.2- Pórtico 1(segundo proposta de Moreira,2002)

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \times \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen } \alpha}{L + \cos \alpha} \right)}, \text{ onde:}$$

$$K_{diag} = G \frac{ae}{h}, \text{ sendo } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{1.750.000}{2(1+0,15)} = 760.869,57 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$K_{diag} = 760.869,57 \frac{4,18 \times 0,09}{2,20} = 130.108,70$$

$$A = \frac{130.108,70}{26.071.594} \times \frac{4,72}{\cos^2 \left(27,76 - \frac{\text{sen } 27,76}{4,72 + \cos 27,76} \right)} = 0,03 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{0,03}{0,09} = 0,33 m \quad \text{Largura da diagonal, segundo Moreira.}$$

Segundo Holmes (1961), o comprimento de contato da barra diagonal equivalente não deve ultrapassar um terço da diagonal, ou seja, 1,76m, sendo a largura da barra igual a 2,48m.

O comprimento da barra diagonal é 5,27m. Drysdale (2004) sugere que a largura esperada para esta barra diagonal equivalente situe-se entre 1/4 e 1/10 do comprimento da barra diagonal.

2.2 Pórtico 2= Pórtico 4

Para os Pórtico 2 e 4 os valores destes comprimentos de contato encontrados foram, de acordo com o indicado na figura A2.3, abaixo:

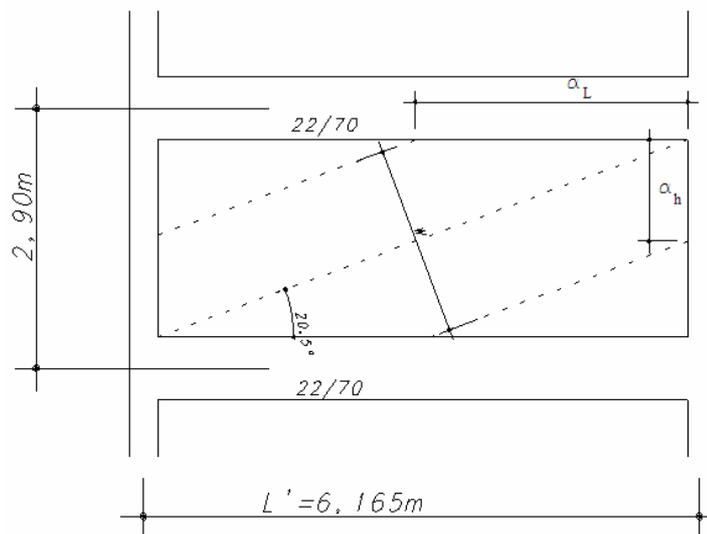


Figura A2.3- Pórtico 2= Pórtico 4(segundo proposta de Smith, 1966)

$L' \rightarrow$ Comprimento entre eixos de pilares=6,165m;

$I_p \rightarrow$ Momento de Inércia do pilar $I_p = 3,41 \times 10^{-3} m^4$;

$I_v \rightarrow$ Momento de Inércia da viga $I_v = 6,28 \times 10^{-3} m^4$;

$t \rightarrow$ Espessura do painel=0,09m ;

$h \rightarrow$ Altura do painel=2,90m;

$L \rightarrow$ Comprimento do painel=5,88m;

$\theta = \arctan(2,20 / 5,88) = 20,51^\circ \rightarrow$ Inclinação da biela;

$$\lambda_h \cdot L' = 6,165 \sqrt[4]{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,656}{4 \times 26.071.594 \times 3,41 \times 10^{-3} \times 2,90}} = 3,47 \text{ (estrutura rígida)}$$

$$\frac{\alpha_h}{6,165} = \frac{\pi}{2 \times 3,47} \Rightarrow \alpha_h = 2,79 \text{ m}$$

$$\lambda_L \cdot L' = 6,1654 \sqrt{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,824}{4 \times 26.071.594 \times 6,28 \times 10^{-3} \times 5,88}} = 2,61$$

$$\frac{\alpha_L}{4,40} = \frac{\pi}{2,61} \Rightarrow \boxed{\alpha_L = 7,37 \text{ m}}$$

$$W_0 = \sqrt{7,37^2 + 2,79^2} \Rightarrow \boxed{W = 7,88 \text{ m}} \text{ Largura da diagonal, segundo Smith;}$$

$$W = \frac{\sqrt{7,37^2 + 2,79^2}}{2} \Rightarrow \boxed{W = 3,94 \text{ m}} \text{ Largura da diagonal, segundo Hendry.}$$

Segundo Moreira (2002) as expressões para o cálculo da espessura da barra são as seguintes, baseadas nas variáveis indicadas na figura A2.4, abaixo:

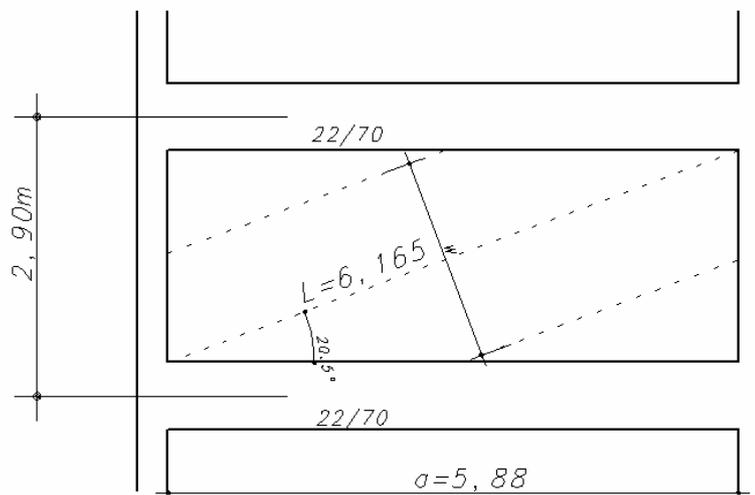


Figura A2.4- Pórtico 2= Pórtico 4(segundo proposta de Moreira,2002)

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \times \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen } \alpha}{L + \cos \alpha} \right)}, \text{ onde:}$$

$$K_{diag} = G \frac{ae}{h}, \text{ sendo } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{1.750.000}{2(1+0,15)} = 760.869,57 \text{ kN/m}^2$$

$$K_{diag} = 760.869,57 \frac{5,88 \times 0,09}{2,20} = 183.023,72$$

$$A = \frac{183.023,72}{26.071.594} \times \frac{6,165}{\cos^2 \left(20,51 - \frac{\text{sen } 20,51}{6,165 + \cos 20,51} \right)} = 0,05 \text{ m}^2$$

$$\boxed{W = \frac{0,05}{0,09} = 0,55 \text{ m}} \text{ Largura da diagonal, segundo Moreira.}$$

Segundo Holmes (1961), o comprimento de contato da barra diagonal equivalente não deve ultrapassar um terço da diagonal, ou seja, 2,21m, sendo a largura da barra igual a 2,98m.

O comprimento da barra diagonal é 6,35m. Drysdale (2004) sugere que a largura esperada para esta barra diagonal equivalente situe-se entre 1/4 e 1/10 do comprimento da barra diagonal.

2.3 Pórtico 3

Para o Pórtico 3, indicado na figura A2.5, abaixo, os valores destes comprimentos de contato encontrados foram:

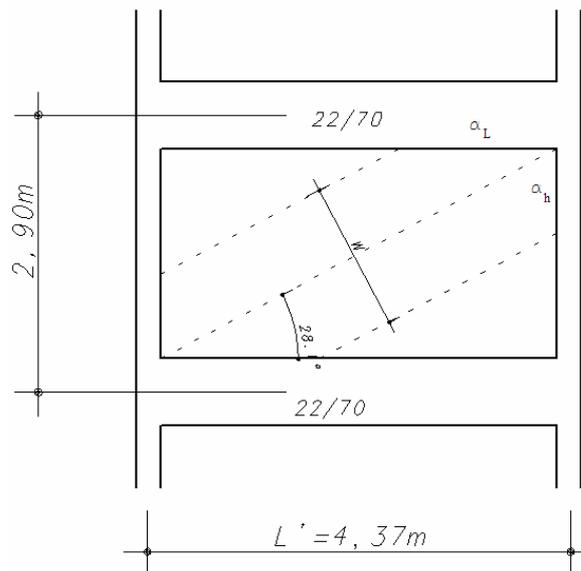


Figura A2.5- Pórtico 3(segundo proposta de Smith, 1966)

$L' \rightarrow$ Comprimento entre eixos de pilares=4,37m;

$I_p \rightarrow$ Momento de Inércia do pilar $I_p = 3,27 \times 10^{-3} m^4$;

$I_v \rightarrow$ Momento de Inércia da viga $I_v = 6,28 \times 10^{-3} m^4$;

$t \rightarrow$ Espessura do painel=0,09m ;

$h \rightarrow$ Altura do painel=2,90m;

$L \rightarrow$ Comprimento do painel=4,12m;

$\theta = \arctan(2,20 / 4,12) = 28,10^\circ \rightarrow$ Inclinação da biela;

$$\lambda_h \cdot L' = 4,374 \sqrt{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,831}{4 \times 26.071.594 \times 3,27 \times 10^{-3} \times 2,90}} = 2,63 \text{ (estrutura rígida)}$$

$$\frac{\alpha_h}{4,37} = \frac{\pi}{2 \times 2,63} \Rightarrow \boxed{\alpha_h = 2,61 \text{ m}}$$

$$\lambda_L \cdot L' = 4,374 \sqrt{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,831}{4 \times 26.071.594 \times 6,28 \times 10^{-3} \times 4,12}} = 2,02$$

$$\frac{\alpha_L}{4,37} = \frac{\pi}{2,02} \Rightarrow \boxed{\alpha_L = 6,80 \text{ m}}$$

$$W_0 = \sqrt{2,61^2 + 6,80^2} \Rightarrow \boxed{W = 7,28 \text{ m}} \text{ Largura da diagonal, segundo Smith;}$$

$$W = \frac{\sqrt{2,61^2 + 6,80^2}}{2} \Rightarrow \boxed{W = 3,64 \text{ m}} \text{ Largura da diagonal, segundo Hendry.}$$

Segundo Moreira (2002) as expressões para o cálculo da espessura da barra são as explicitadas a partir da figura A2.6, abaixo:

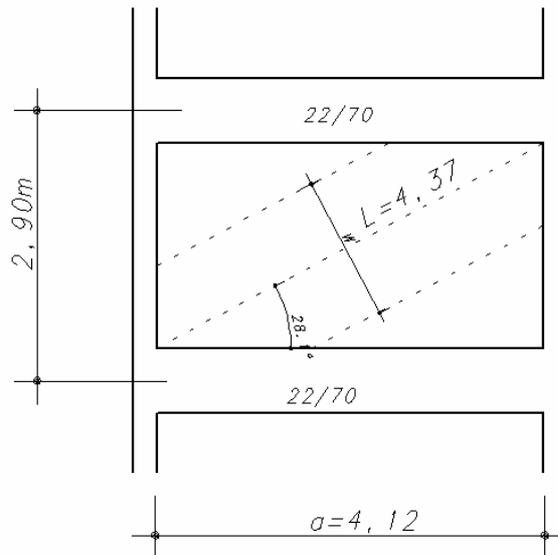


Figura A2.6- Pórtico 3(segundo proposta de Moreira,2002)

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \times \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\sin \alpha}{L + \cos \alpha} \right)}, \text{ onde:}$$

$$K_{diag} = G \frac{ae}{h}, \text{ sendo } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{1.750.000}{2(1+0,15)} = 760.869,57 \text{ kN / m}^2$$

$$K_{diag} = 760.869,57 \frac{4,12 \times 0,09}{2,20} = 128.241,11$$

$$A = \frac{128 \cdot 241,11}{26 \cdot 071 \cdot 594} \times \frac{4,37}{\cos^2 \left(28,1 - \frac{\text{sen } 28,1}{4,37 + \cos 28,1} \right)} = 0,03 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{0,03}{0,09} = 0,33 \text{ m} \quad \text{Largura da diagonal, segundo Moreira.}$$

Segundo Holmes (1961), o comprimento de contato da barra diagonal equivalente não deve ultrapassar um terço da diagonal, ou seja, 1,74m, sendo a largura da barra igual a 1,99m.

O comprimento da barra diagonal é 4,22m. Drysdale (2004) sugere que a largura esperada para esta barra diagonal equivalente situe-se entre 1/4 e 1/10 do comprimento da barra diagonal.

2.4 Pórtico 5

Para o Pórtico 5, indicado na figura A2.7, abaixo, os valores destes comprimentos de contato encontrados foram :

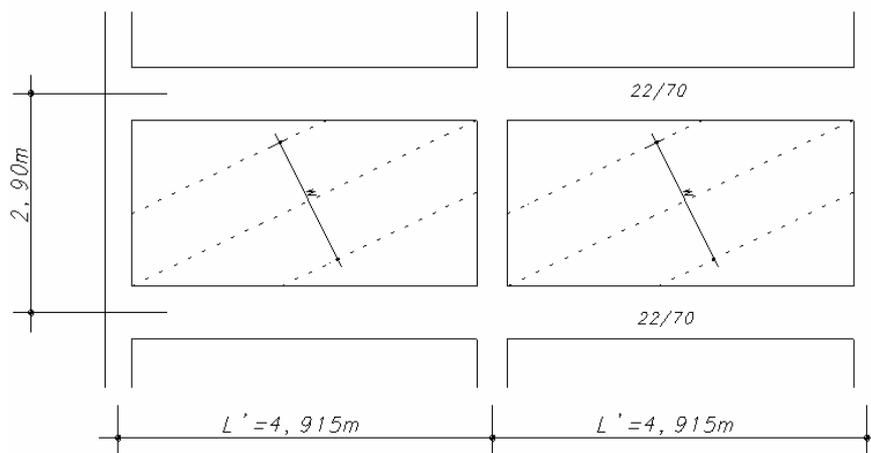


Figura A2.7- Pórtico 5(segundo proposta de Smith, 1966)

$L' \rightarrow$ Comprimento entre eixos de pilares=4,915m;

$I_p \rightarrow$ Momento de Inércia do pilar $I_p = 5,72 \times 10^{-3} \text{ m}^4$;

$I_v \rightarrow$ Momento de Inércia da viga $I_v = 6,28 \times 10^{-3} \text{ m}^4$;

$t \rightarrow$ Espessura do painel=0,09m ;

$h \rightarrow$ Altura do painel=2,90m;

$L \rightarrow$ Comprimento do painel=4,54m;

$\theta = \arctan(2,20 / 4,54) = 25,85^\circ \rightarrow$ Inclinação da biela;

$$\lambda_h.L' = 6,165^4 \sqrt{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,785}{4 \times 26.071.594 \times 5,72 \times 10^{-3} \times 2,90}} = 2,54 \text{ (estrutura rígida)}$$

$$\frac{\alpha_h}{4,915} = \frac{\pi}{2 \times 2,54} \Rightarrow \alpha_h = 3,04 \text{ m}$$

$$\lambda_L.L' = 4,915^4 \sqrt{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,785}{4 \times 26.071.594 \times 6,28 \times 10^{-3} \times 4,915}} = 2,18$$

$$\frac{\alpha_L}{4,915} = \frac{\pi}{2,18} \Rightarrow \alpha_L = 7,08 \text{ m}$$

$$W_0 = \sqrt{7,08^2 + 3,04^2} \Rightarrow W = 7,71 \text{ m} \text{ Largura da diagonal, segundo Smith;}$$

$$W = \frac{\sqrt{7,08^2 + 3,04^2}}{2} \Rightarrow W = 3,85 \text{ m} \text{ Largura da diagonal, segundo Hendry.}$$

Segundo Moreira (2002) as expressões para o cálculo da espessura da barra são as expostas a partir da figura A2.8, seguinte:

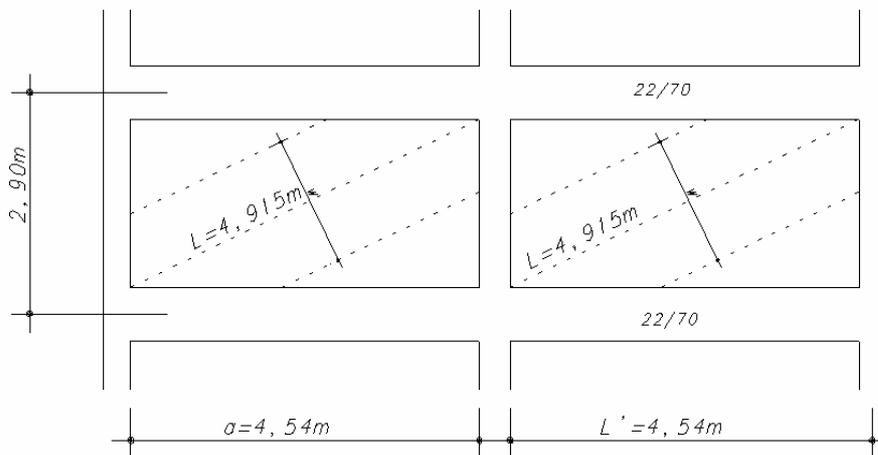


Figura A2.8- Pórtico 5(segundo proposta de Moreira,2002)

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \times \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\sin \alpha}{L + \cos \alpha} \right)}, \text{ onde:}$$

$$K_{diag} = G \frac{ae}{h}, \text{ sendo } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{1.750.000}{2(1+0,15)} = 760.869,57 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$K_{diag} = 760.869,57 \frac{4,54 \times 0,09}{2,20} = 141.314,23$$

$$A = \frac{141.314,23}{26.071.594} \times \frac{4,915}{\cos^2 \left(25,85 - \frac{\text{sen } 25,85}{4,915 + \cos 25,85} \right)} = 0,033 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{0,033}{0,09} = 0,37 \text{ m} \quad \text{Largura da diagonal, segundo Moreira.}$$

Segundo Holmes (1961), o comprimento de contato da barra diagonal equivalente não deve ultrapassar um terço da diagonal, ou seja, 1,90m, sendo a largura da barra igual a 2,45m.

O comprimento da barra diagonal é 5,20m. Drysdale (2004) sugere que a largura esperada para esta barra diagonal equivalente situe-se entre 1/4 e 1/10 do comprimento da barra diagonal.

2.5 Pórtico 6

Para o Pórtico 6, indicado na figura A2.9, abaixo, os valores destes comprimentos de contato encontrados foram:

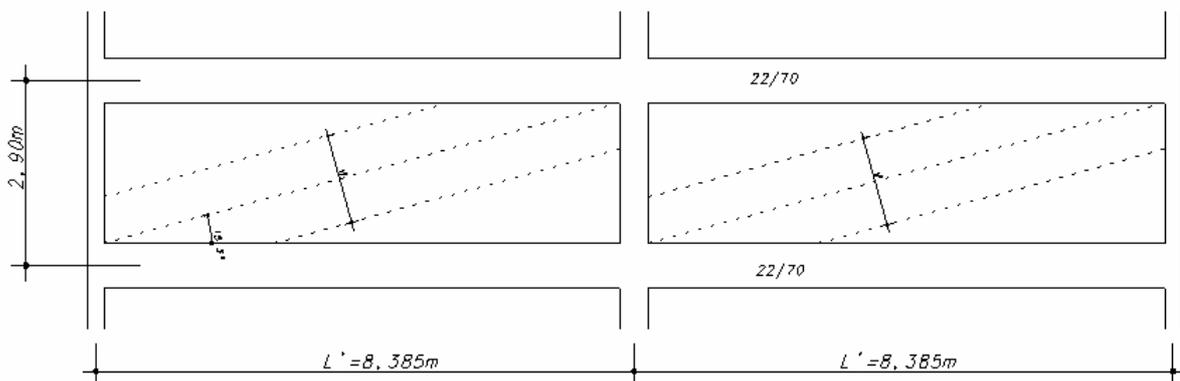


Figura A2.9- Pórtico 6(segundo proposta de Smith, 1966)

$L' \rightarrow$ Comprimento entre eixos de pilares=8,385m;

$I_p \rightarrow$ Momento de Inércia do pilar $I_p = 6,49 \times 10^{-3} \text{ m}^4$;

$I_v \rightarrow$ Momento de Inércia da viga $I_v = 6,28 \times 10^{-3} \text{ m}^4$;

$t \rightarrow$ Espessura do painel=0,09m ;

$h \rightarrow$ Altura do painel=2,90m;

$L \rightarrow$ Comprimento do painel=8,385m;

$\theta = \arctan(2,20 / 8,035) = 15,31^\circ \rightarrow$ Inclinação da biela;

$$\lambda_h \cdot L' = 8,385 \sqrt{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,509}{4 \times 26.071.594 \times 6,49 \times 10^{-3} \times 2,90}} = 3,77 \text{ (estrutura rígida)}$$

$$\frac{\alpha_h}{8,385} = \frac{\pi}{2 \times 3,77} \Rightarrow \alpha_h = 3,49 \text{ m}$$

$$\lambda_L \cdot L' = 8,385 \sqrt{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,509}{4 \times 26.071.594 \times 6,28 \times 10^{-3} \times 8,385}} = 2,91$$

$$\frac{\alpha_L}{8,385} = \frac{\pi}{2,91} \Rightarrow \alpha_L = 9,05 \text{ m}$$

$$W_0 = \sqrt{9,05^2 + 3,49^2} \Rightarrow W = 9,70 \text{ m} \text{ Largura da diagonal, segundo Smith;}$$

$$W = \frac{\sqrt{9,05^2 + 3,49^2}}{2} \Rightarrow W = 4,85 \text{ m} \text{ Largura da diagonal, segundo Hendry.}$$

Segundo Moreira (2002) as expressões para o cálculo da espessura da barra são as seguintes, expostas na figura A2.10, abaixo:

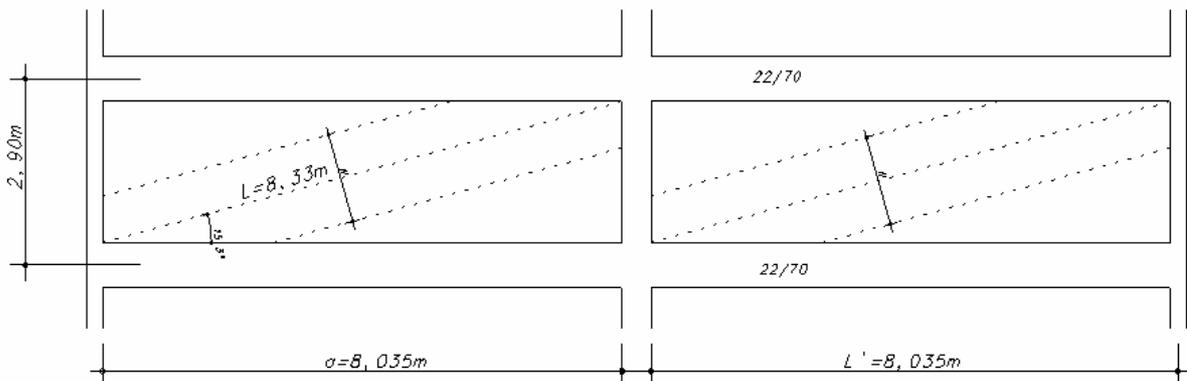


Figura A2.10- Pórtico 6(segundo proposta de Moreira,2002)

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \times \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen } \alpha}{L + \cos \alpha} \right)}, \text{ onde:}$$

$$K_{diag} = G \frac{ae}{h}, \text{ sendo } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{1.750.000}{2(1+0,15)} = 760.869,57 \text{ kN / m}^2$$

$$K_{diag} = 760.869,57 \frac{8,035 \times 0,09}{2,20} = 250.101,29$$

$$A = \frac{250 \cdot 101,29}{26 \cdot 071 \cdot 594} \times \frac{8,33}{\cos^2 \left(15,31 - \frac{\text{sen } 15,31}{8,33 + \cos 15,31} \right)} = 0,0858 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{0,0858}{0,09} = 0,954 \text{ m}$$

Largura da diagonal, segundo Moreira.

Segundo Holmes (1961), o comprimento de contato da barra diagonal equivalente não deve ultrapassar um terço da diagonal, ou seja, 2,77m, sendo a largura da barra igual a 3,92m.

O comprimento da barra diagonal é 8,31m. Drysdale (2004) sugere que a largura esperada para esta barra diagonal equivalente situe-se entre 1/4 e 1/10 do comprimento da barra diagonal.

2.6 Pórtico 7= Pórtico 11

Para os Pórticos 7 e 11 os valores desses comprimentos de contato encontrados foram estes da figura A2.11, abaixo:

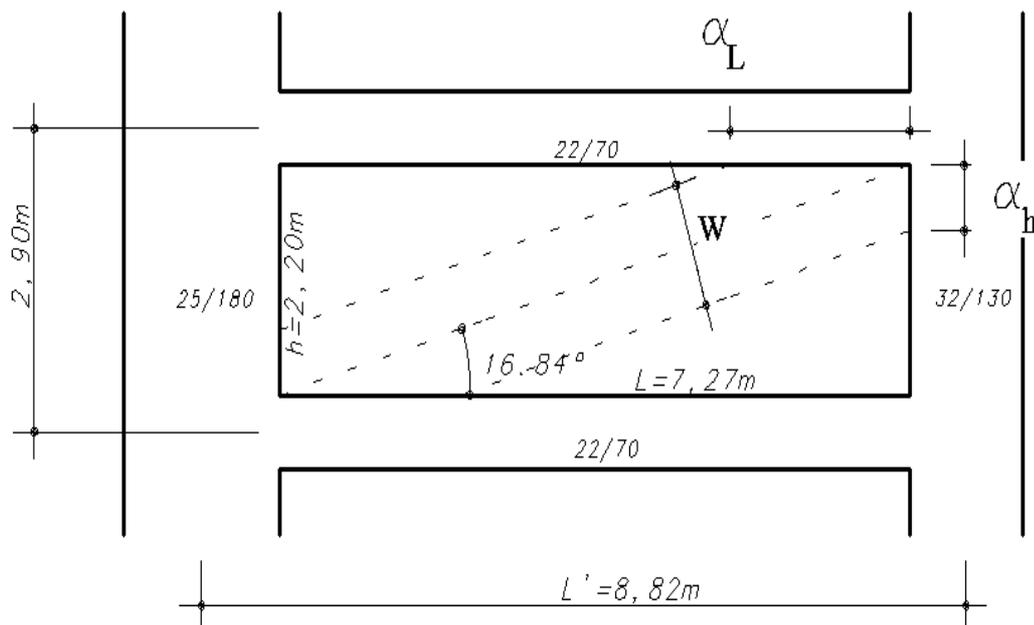


Figura A2.11- Pórtico 7=Pórtico 11(segundo proposta de Smith, 1966)

Onde:

$$\frac{\alpha_h}{L'} = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_h \cdot L'} \quad \frac{\alpha_L}{L'} = \frac{\pi}{\lambda_L \cdot L'}$$

Sendo:

α_h → Comprimento de contato entre o painel e o pilar;

α_L → Comprimento de contato entre o painel e a viga;

L' → Comprimento entre eixos de pilares=8,82m;

$\lambda.L'$ → Parâmetro de rigidez relativa, dado por:

$$\lambda_h.L' = L' \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h} \cdot \text{sen}(2\theta)} \quad \lambda_L.L' = L' \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_v \cdot L} \cdot \text{sen}(2\theta)}$$

Onde:

E_p → Módulo de Elasticidade do pórtico=26.071.594 KN/m²;

E_{painel} → Módulo de Elasticidade do painel de alvenaria=1.750.000 KN/m²;

I_p → Momento de Inércia do pilar $I_p = \frac{0,1215 + 0,05859}{2} = 0,09m^4$;

I_v → Momento de Inércia da viga $I_v = 6,28 \times 10^{-3} m^4$;

t → Espessura do painel=0,09m ;

h → Altura do painel=2,20m;

L → Comprimento do painel=7,27m;

$\theta = \arctan(2,20 / 7,27) = 16,84^\circ$ → Inclinação da biela;

$W_o = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}$ → Largura da diagonal;

$$\lambda_h.L' = 8,82 \sqrt[4]{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,555}{4 \times 26.071.594 \times 0,09 \times 2,20}} = 2,25 \text{ (estrutura rígida)}$$

$$\frac{\alpha_h}{8,82} = \frac{\pi}{2 \times 2,25} \Rightarrow \boxed{\alpha_h = 6,15 \text{ m}}$$

$$\lambda_L.L' = 8,82 \sqrt[4]{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,555}{4 \times 26.071.594 \times 6,28 \times 10^{-3} \times 8,82}} = 3,09$$

$$\frac{\alpha_L}{8,82} = \frac{\pi}{3,09} \Rightarrow \boxed{\alpha_L = 8,97 \text{ m}}$$

$$W_o = \sqrt{6,15^2 + 8,97^2} \Rightarrow \boxed{W = 10,87 \text{ m}} \text{ Largura da diagonal, segundo Smith;}$$

$$W = \frac{\sqrt{6,15^2 + 8,97^2}}{2} \Rightarrow \boxed{W = 5,44 \text{ m}} \text{ Largura da diagonal, segundo Hendry;}$$

Segundo Moreira (2002) as expressões para o cálculo da espessura da barra são as seguintes, expostas na figura A2.12, abaixo:

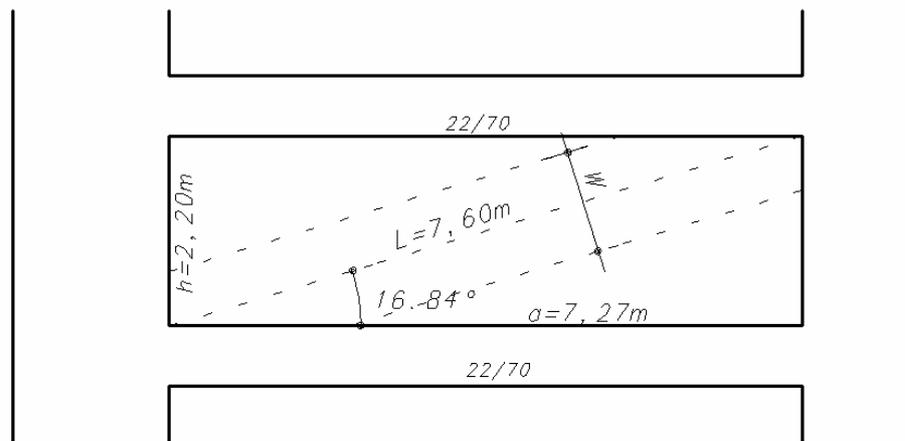


Figura A2.12- Pórtico 7=Pórtico 11(segundo proposta de Moreira,2002)

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} x \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen } \alpha}{L + \cos \alpha} \right)}, \text{ onde:}$$

$$K_{diag} = G \frac{ae}{h}, \text{ sendo } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{1.750.000}{2(1+0,15)} = 760.869,57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$K_{diag} = 760.869,57 \frac{7,27 x 0,09}{2,20} = 226.289,53$$

$$A = \frac{226.289,53}{26.071.594} x \frac{7,60}{\cos^2 \left(16,84 - \frac{\text{sen } 16,84}{7,60 + \cos 16,84} \right)} = 0,072 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{0,072}{0,09} \Rightarrow \boxed{W = 0,80 \text{ m}} \text{ Largura da diagonal, segundo Moreira.}$$

Segundo Holmes, o comprimento de contato da barra diagonal equivalente não deve ultrapassar um terço da diagonal, ou seja, 2,53m, portanto a barra deve ter uma largura de 3,58m.

2.7 Pórtico 8= Pórtico 10

Para os Pórticos 8 e 10, representados na figura A2.13, abaixo, os valores destes comprimentos de contato encontrados foram:

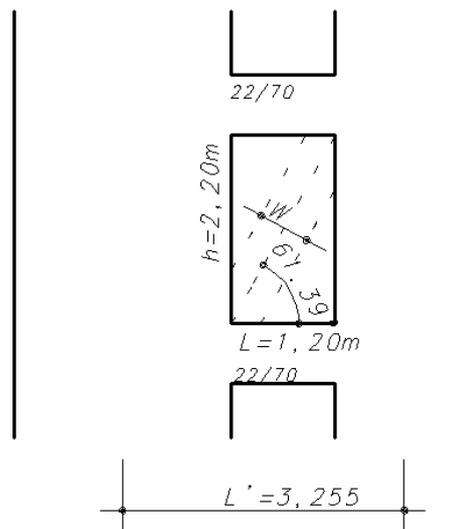


Figura A2.13- Pórtico 8=Pórtico 10(segundo proposta de Smith, 1966)

Sendo:

α_h → Comprimento de contato entre o painel e o pilar;

α_L → Comprimento de contato entre o painel e a viga;

L' → Comprimento entre eixos de pilares=3,255m;

$\lambda.L'$ → Parâmetro de rigidez relativa, dado por:

$$\lambda_h.L' = L' \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}}.t}{4.E_p.I_p.h} \text{sen}(2\theta)} \quad \lambda_L.L' = L' \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}}.t}{4.E_p.I_v.L} \text{sen}(2\theta)}$$

Onde:

E_p → Módulo de Elasticidade do pórtico=26.071.594 KN/m²;

E_{painel} → Módulo de Elasticidade do painel de alvenaria=1.750.000 KN/m²;

I_p → Momento de Inércia do pilar $I_p = 0,2023m^4$;

$I_v \rightarrow$ Momento de Inércia da viga $I_v = 6,28 \times 10^{-3} m^4$;

$t \rightarrow$ Espessura do painel = 0,09m ;

$h \rightarrow$ Altura do painel = 2,20m;

$L \rightarrow$ Comprimento do painel = 1,20m;

$\theta = \arctan(2,20 / 1,20) = 61,39^\circ \rightarrow$ Inclinação da biela;

$W_o = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \rightarrow$ Largura da diagonal;

$$\lambda_h \cdot L' = 3,2554 \sqrt{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,841}{4 \times 26.071.594 \times 0,2023 \times 2,20}} = 0,174 \text{ (estrutura rígida)}$$

$$\frac{\alpha_h}{1,20} = \frac{\pi}{2 \times 0,174} \Rightarrow \alpha_h = 10,83m$$

$$\lambda_L \cdot L' = 3,2554 \sqrt{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,841}{4 \times 26.071.594 \times 6,28 \times 10^{-3} \times 3,255}} = 0,813$$

$$\frac{\alpha_L}{1,20} = \frac{\pi}{0,813} \Rightarrow \alpha_L = 4,64m$$

$$W = \sqrt{10,83^2 + 4,64^2} \Rightarrow W = 11,78m \text{ Largura da diagonal, segundo Smith;}$$

$$W = \sqrt{\frac{10,83^2 + 4,64^2}{2}} \Rightarrow W = 5,89m \text{ Largura da diagonal, segundo Hendry;}$$

Segundo Moreira (2002) as expressões para o cálculo da espessura da barra são as seguintes, expostas na figura A2.14, abaixo:

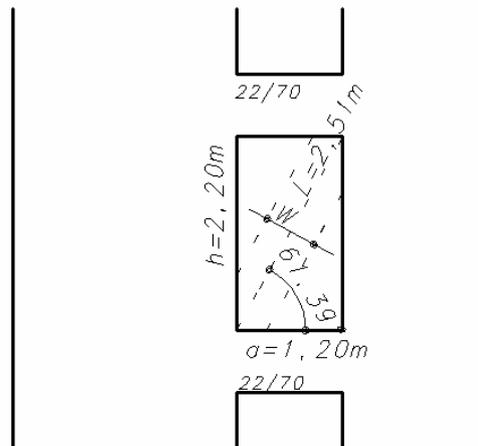


Figura A2.14- Pórtico 8=Pórtico10(segundo proposta de Moreira,2002)

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \times \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen } \alpha}{L + \cos \alpha} \right)}, \text{ onde:}$$

$$K_{diag} = G \frac{ae}{h}, \text{ sendo } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{1.750.000}{2(1+0,15)} = 760.869,57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$K_{diag} = 760.869,57 \frac{1,20 \times 0,09}{2,20} = 37.351,78$$

$$A = \frac{37.351,78}{26.071.594} \times \frac{2,51}{\cos^2 \left(61,39 - \frac{\text{sen } 61,39}{2,51 + \cos 61,39} \right)} = 0,01539 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{0,01539}{0,09} \Rightarrow \boxed{W = 0,17\text{m}} \text{ Largura da diagonal, segundo Moreira.}$$

Segundo Holmes, o comprimento de contato da barra diagonal equivalente não deve ultrapassar um terço da diagonal, ou seja, 1,19m.

2.8 Pórtico 9

Para o Pórticos 9, indicado na figura A2.15, abaixo, os valores destes comprimentos de contato encontrados foram:

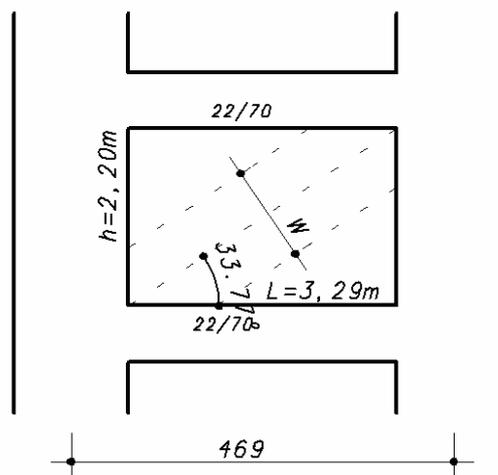


Figura A2.15- Pórtico 9(segundo proposta de Smith, 1966)

Sendo:

$\alpha_h \rightarrow$ Comprimento de contato entre o painel e o pilar;

$\alpha_L \rightarrow$ Comprimento de contato entre o painel e a viga;

$L' \rightarrow$ Comprimento entre eixos de pilares=4,69m;

$\lambda.L' \rightarrow$ Parâmetro de rigidez relativa, dado por:

$$\lambda_h.L' = L' \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h} \cdot \text{sen}(2\theta)} \quad \lambda_L.L' = L' \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_v \cdot L} \cdot \text{sen}(2\theta)}$$

Onde:

$E_p \rightarrow$ Módulo de Elasticidade do pórtico=26.071.594 KN/m²;

$E_{\text{painel}} \rightarrow$ Módulo de Elasticidade do painel de alvenaria=1.750.000 KN/m²;

$I_p \rightarrow$ Momento de Inércia do pilar $I_p = 0,09718m^4$;

$I_v \rightarrow$ Momento de Inércia da viga $I_v = 6,28 \times 10^{-3} m^4$;

$t \rightarrow$ Espessura do painel=0,09m ;

$h \rightarrow$ Altura do painel=2,20m;

$L \rightarrow$ Comprimento do painel=3,29m;

$\theta = \arctan(2,20 / 3,29) = 33,77^\circ \rightarrow$ Inclinação da biela;

$W_o = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \rightarrow$ Largura da diagonal;

$$\lambda_h.L' = 4,69 \sqrt[4]{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,924}{4 \times 26.071.594 \times 0,09718 \times 2,20}} = 0,379 \text{ (estrutura rígida)}$$

$$\frac{\alpha_h}{3,29} = \frac{\pi}{2 \times 0,379} \Rightarrow \alpha_h = 13,64m$$

$$\lambda_L.L' = 4,69 \sqrt[4]{\frac{1.750.000 \times 0,09 \times 0,924}{4 \times 26.071.594 \times 6,28 \times 10^{-3} \times 3,29}} = 2,39$$

$$\frac{\alpha_L}{3,29} = \frac{\pi}{2 \times 2,39} \Rightarrow \alpha_L = 4,32m$$

$$W = \sqrt{13,64^2 + 4,32^2} \Rightarrow W = 14,31m \quad \text{Largura da diagonal, segundo Smith;}$$

$$W = \sqrt{\frac{13,64^2 + 4,32^2}{2}} \Rightarrow W = 7,15m \quad \text{Largura da diagonal, segundo Hendry;}$$

Segundo Moreira (2002) as expressões para o cálculo da espessura da barra são as seguintes, expostas na figura A2.16, a seguir:

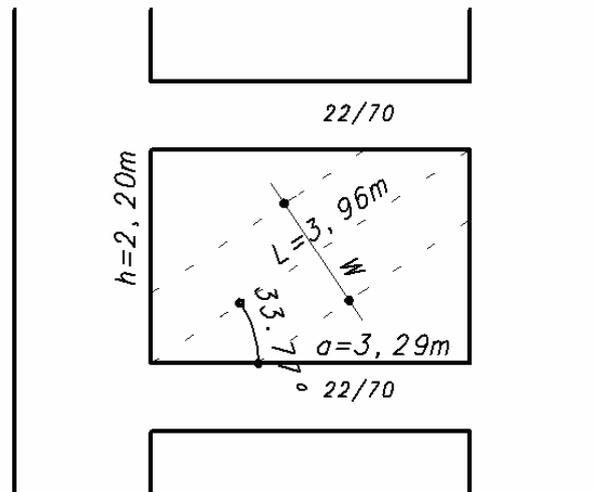


Figura A2.16- Pórtico 9(segundo proposta de Moreira,2002)

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \times \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen } \alpha}{L + \cos \alpha} \right)}, \text{ onde:}$$

$$K_{diag} = G \frac{ae}{h}, \text{ sendo } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{1.750.000}{2(1+0,15)} = 760.869,57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$K_{diag} = 760.869,57 \frac{3,29 \times 0,09}{2,20} = 102.406,13$$

$$A = \frac{102.406,13}{26.071.594} \times \frac{3,96}{\cos^2 \left(33,77 - \frac{\text{sen } 33,77}{3,96 + \cos 33,77} \right)} = 0,0224 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{0,0224}{0,09} \Rightarrow \boxed{W = 0,25\text{m}} \text{ Largura da diagonal, segundo Moreira.}$$

Segundo Holmes, o comprimento de contato da barra diagonal equivalente não deve ultrapassar um terço da diagonal, ou seja, 1,32m, portanto a barra deve ter uma largura de 1,87cm.