



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

JÚLIO DE MESQUITA FILHO

CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA

ANÁLISE DE EDIFICAÇÕES DE AÇO CONSIDERANDO A AÇÃO DIAFRAGMA

Júlio César Molina

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - UNESP, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil com ênfase em estruturas.

Orientador: **Prof. Dr. Renato Bertolino Júnior**

Ilha Solteira

Estado de São Paulo

Fevereiro 2004

FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação/Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação da FEIS/UNESP

M722a Molina, Júlio César
Análise de edificações de aço considerando a ação diafragma /
Júlio César Molina . -- Ilha Solteira : [s.n.], 2004
xiii, 103 p. : il.

Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Área de concentração: Estruturas, Ilha Solteira 2004

Orientador: Renato Bertolino Júnior
Bibliografia: p. 100-103

1. Aço - Estruturas. 2. Contraventamento. 3. Construção metálica.
4. Diafragma (Engenharia estrutural)

Análise de Edificações de Aço Considerando a Ação Diafragma

Júlio César Molina

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À FACULDADE DE ENGENHARIA DO
CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA – UNESP – COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL.

COMISSÃO EXAMINADORA:


Prof. Dr. Renato Bertolino Júnior – UNESP/Ilha Solteira
Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Engenharia - UNESP – Câmpus de Ilha Solteira


Prof. Dr. Maximiliano Malite – EESC/USP/São Carlos
Professor Assistente Doutor do Departamento de Engenharia de Estruturas
Escola de Engenharia de São Carlos – USP – São Carlos/SP


Prof. Dr. José Antonio Matthiesen – UNESP/Ilha Solteira
Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Engenharia - UNESP – Câmpus de Ilha Solteira

Ilha Solteira/SP, fevereiro de 2004.

*Aos meus pais, Afonso e Cleusa,
e a minha irmã, Alessandra,
dedico este trabalho.*

Agradecimentos

A Deus pelo voto de confiança, espero nunca decepcioná-lo.

Ao Prof. Dr. Renato Bertolino Júnior que orientou este trabalho até o final. Gostaria de registrar aqui a maneira delicada, generosa, e pertinente de sua orientação na condução dessa dissertação. Pela contribuição dada a minha formação acadêmica e profissional, e, sobretudo, pela amizade.

A CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - pelo apoio financeiro ao trabalho.

À Universidade Estadual Paulista por colocar a minha disposição sua estrutura.

Aos amigos do Departamento de Engenharia Civil FEIS/UNESP pelos bons momentos proporcionados.

Como sempre um agradecimento especial para a minha família.

Sumário

Lista de Figuras	iv
Lista de Tabelas	viii
Resumo	xii
Abstract	xiii
Capítulo 1 - Introdução	1
1.1 Considerações gerais.....	1
1.2 Ação diafragma.....	2
1.3 Objetivos do trabalho.....	6
1.4 Justificativa.....	7
1.5 Estruturação do trabalho.....	8
Capítulo 2 - Revisão bibliográfica	10
2.1 Ação diafragma.....	10
2.1.1 Considerações gerais.....	10
2.1.2 Componentes da ação diafragma...	12
2.1.3 Aplicação da ação diafragma.....	13
2.2 Sistema telha-terça.....	13
2.3 Considerações finais sobre os estudos anteriores.....	14
Capítulo 3 - Sistema de contraventamento	17
3.1 Sistema diagonal de contraventamento.....	17
3.1.1 Considerações gerais.....	17
3.1.2 Coeficiente de rigidez.....	26
3.1.3 Aplicação das equações.....	27
3.1.4 Limite de deslocamento horizontal.....	29
3.1.5 Sistema com dois módulos contraventados.....	29

Capítulo 4 - Conjunto telha-terça.....	31
4.1 Rigidez ao cisalhamento.....	31
Capítulo 5 - Modelagem do sistema.....	39
5.1 Considerações gerais.....	39
5.2 Estruturas analisadas.....	39
5.2.1 Painel sem o fechamento lateral....	40
5.2.2 Painel com o fechamento lateral....	42
5.2.2.1 Coeficiente de restrição ao giro.....	48
Capítulo 6 - Análise dos deslocamentos.....	51
6.1 Análises preliminares.....	51
6.2 Análises finais.....	54
6.2.1 Situações consideradas.....	54
6.2.2 Deslocamentos obtidos.....	57
6.2.3 Curvas de força x deslocamento....	61
6.2.3.1 Curva força x deslocamento com relação ao espaçamento de fixação das telhas.....	67
Capítulo 7 - Rigidez dos painéis.....	72
7.1 Painéis sem o fechamento.....	72
7.2 Painéis com o fechamento.....	73
7.2.1 Comparação entre os valores de k e G	77
Capítulo 8 - Análise global das edificações.....	81
8.1 Geometria das edificações.....	81

8.1.1	Edificações sem o fechamento	81
8.1.2	Edificações com o fechamento	84
8.2	Ações nominais	85
8.2.1	Deslocamentos no sentido longitudinal das edificações para VT0°	91
8.2.2	Deslocamentos no sentido transversal das edificações para VT90°	93
Capítulo 9 - Conclusões finais		96
9.1	Proposta para trabalhos futuros	98
Capítulo 10 - Referências bibliográficas		100

Lista de Figuras

Figura 1.1: Componentes básicos de uma edificação em aço (Modificado de Bellei, 1998).....	01
Figura 1.2: Transferência das ações horizontais atuantes no sentido longitudinal da edificação para a fundação (Modificado de Bellei, 1998).....	02
Figura 1.3: Comportamento de viga diafragma (Modificado de Wright e Manbeck apud Baraldi, 2001).....	03
Figura 1.4: Ação diafragma na edificação (Modificado de Canadian Wood Construction apud Baraldi, 2001).....	04
Figura 1.5: Detalhe da fixação dos elementos do telhado (Modificado de Pekoz, 1983).....	05
Figura 2.1: Ação diafragma no painel (Modificado de Davies, 1976).....	11
Figura 3.1: Estrutura contraventada diagonalmente (Modificado de Englekirk, 1994).....	17
Figura 3.2: Esforços atuantes na estrutura a partir da aplicação da força F	18
Figura 3.3: Deslocamento aproximado da diagonal de contraventamento (Modificado de Englekirk, 1994)...	19
Figura 3.4: Deslocamento exato da diagonal de contraventamento (Modificado de Englekirk, 1994)...	19
Figura 3.5: Deslocamento horizontal da estrutura, provocado pelo aumento da diagonal tracionada.....	23
Figura 3.6: Deslocamento horizontal da estrutura, provocado pela diminuição do pilar comprimido.....	24
Figura 3.7: Dois módulos de edificação contraventados (Modificado de Englekirk, 1994).....	30

Figura 4.1: Estrutura de teste para o ensaio de rigidez ao cisalhamento da telha (Modificado de YU 1985).....	31
Figura 4.2: Curva Força x deslocamento para o teste de rigidez ao cisalhamento da telha desenvolvido por Nilson (Modificado de YU 1985).....	32
Figura 4.3: Seção trapezoidal (Modificado de YU 1985).....	35
Figura 4.4: Painel lateral de edificação.....	36
Figura 4.5: Valores de forças e deslocamentos para o ensaio de Nilson - análise linear.....	37
Figura 5.1: Painéis laterais considerados nas edificações.....	39
Figura 5.2: Geometria e dimensões dos painéis analisados sem o fechamento lateral.....	40
Figura 5.2.1: Disposição dos elementos de barra do painel.....	41
Figura 5.3: Deslocamento horizontal verificado nos painéis.....	41
Figura 5.4: Telha MF40 utilizada no fechamento lateral (Modificado do catálogo de telhas -METFORM).....	42
Figura 5.5: Espaçamento entre as terças do painel.....	43
Figura 5.5.1: Disposição das terças e dos demais elementos do painel.....	43
Figura 5.5.2: Discretização da telha no software SAP2000NonLinear.....	45
Figura 5.5.3: Ligação que simula a extremidade da terça birotulada.....	47
Figura 5.5.4: Ligação que simula a restrição ao giro na extremidade da terça.....	47
Figura 5.5.5: Viga biapoiada.....	48
Figura 6.1: Painéis considerados inicialmente.....	51
Figura 6.2: Resultado dos painéis-rigidez.....	53

Figura 6.3: Painel sem o fechamento lateral.....55

Figura 6.3.1: Painel com as terças birotuladas nas extremidades e sem contraventado diagonal.....55

Figura 6.3.2: Painel com extremidades apresentando coeficiente de restrição ao giro e sem contraventado diagonal.....56

Figura 6.3.3: Painel com fechamento lateral e contraventamento diagonal.....56

Figura 6.4.: Deslocamentos para AL e ANL - painel sem o fechamento lateral.....61

Figura 6.5: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 4,00m.....62

Figura 6.5.1: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 5,00m.....62

Figura 6.5.2: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 6,00m.....63

Figura 6.5.3: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 7,00m.....63

Figura 6.5.4: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 4,00m.....64

Figura 6.5.5: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 5,00m.....64

Figura 6.5.6: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 6,00m.....64

Figura 6.5.7: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 7,00m.....65

Figura 6.5.8: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 4,00m.....65

Figura 6.5.9: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 5,00m.....66

Figura 6.6: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 6,00m.....66

Figura 6.6.1: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 7,00m.....	66
Figura 6.6.2: Comparação das curvas não-lineares com relação a fixação das telhas.....	68
Figura 6.6.3: Comparação das curvas não-lineares com relação a fixação das telhas.....	69
Figura 6.6.4: Comparação das curvas não-lineares com relação a fixação das telhas.....	70
Figura 7.1: Valores dos coeficientes de rigidez: k e G.....	77
Figura 7.2: Valores dos coeficientes de rigidez: k e G.....	78
Figura 7.3: Valores dos coeficientes de rigidez: k e G.....	78
Figura 8.1: Geometria das edificações analisadas sem o fechamento frontal, lateral e de telhado.....	82
Figura 8.2: Geometria tridimensional da edificação com 10m de vão e dois módulos contraventados - sem os fechamentos.....	83
Figura 8.3: Disposição dos elementos estruturais...83	
Figura 8.4: Geometria tridimensional da edificação com 10m de vão e dois módulos contraventados - com os fechamentos.....	85
Figura 8.5: Coeficientes de força - para vento frontal - VT0.....	87
Figura 8.6: Coeficientes de força para vento lateral - VT90.....	88
Figura 8.7: Ponto de aplicação dos esforços frontais e laterais e verificação dos deslocamentos referentes.....	90

Lista de Tabelas

Tabela 1.1:	Força limite no painel de 4,00m.....	52
Tabela 1.2:	Força limite no painel de 5,00m.....	52
Tabela 1.3:	Força limite no painel de 6,00m.....	53
Tabela 1.4:	Força limite no painel de 7,00m.....	53
Tabela 1.5:	Deslocamentos - painel de 4,00m.....	57
Tabela 1.6:	Deslocamentos - painel de 5,00m.....	57
Tabela 1.7:	Deslocamentos - painel de 6,00m.....	57
Tabela 1.8:	Deslocamentos - painel de 7,00m.....	58
Tabela 1.9:	Deslocamentos - painel de 4,00m.....	58
Tabela 2.0:	Deslocamentos - painel de 5,00m.....	58
Tabela 2.1:	Deslocamentos - painel de 6,00m.....	58
Tabela 2.2:	Deslocamentos - painel de 7,00m.....	59
Tabela 2.3:	Deslocamentos - painel de 4,00m.....	59
Tabela 2.4:	Deslocamentos - painel de 5,00m.....	59
Tabela 2.5:	Deslocamentos - painel de 6,00m.....	59
Tabela 2.6:	Deslocamentos - painel de 7,00m.....	59
Tabela 2.7:	Deslocamentos - painel de 4,00m.....	60
Tabela 2.8:	Deslocamentos - painel de 5,00m.....	60
Tabela 2.9:	Deslocamentos - painel de 6,00m.....	60
Tabela 3.0:	Deslocamentos - painel de 7,00m.....	60
Tabela 3.1:	Porcentagem de rigidez da ligação.....	70
Tabela 3.2:	Coeficiente de rigidez - k (kN/mm)....	72
Tabela 3.3:	Coeficiente de rigidez - painel 4,00m..	73
Tabela 3.4:	Coeficiente de rigidez - painel 5,00m..	73
Tabela 3.5:	Coeficiente de rigidez - painel 6,00m..	74
Tabela 3.6:	Coeficiente de rigidez - painel 7,00m..	74
Tabela 3.7:	Deslocamento lateral.....	74
Tabela 3.8:	Deslocamento lateral.....	74
Tabela 3.9:	Deslocamento lateral.....	74
Tabela 4.0:	Deslocamento lateral.....	74
Tabela 4.1:	Deslocamento lateral.....	75

Tabela 4.2:	Deslocamento lateral.....	75
Tabela 4.3:	Momento de Inércia.....	75
Tabela 4.4:	Deslocamento por flexão.....	75
Tabela 4.5:	Deslocamento por cisalhamento.....	75
Tabela 4.6:	Deslocamento por cisalhamento.....	75
Tabela 4.7:	Deslocamento por cisalhamento.....	76
Tabela 4.8:	Deslocamento por cisalhamento.....	76
Tabela 4.9:	Deslocamento por cisalhamento.....	76
Tabela 5.0:	Deslocamento por cisalhamento.....	76
Tabela 5.1:	Coeficiente de rigidez - G (kN/mm)....	77
Tabela 5.2:	Coeficiente de rigidez - G (kN/mm)....	77
Tabela 5.3:	Força (kN/m) nos oitões com 10m de vão.	89
Tabela 5.4:	Força (kN/m) nos oitões com 15m de vão.	89
Tabela 5.5:	Força (kN/m) nos oitões com 20m de vão.	89
Tabela 5.6:	Força (kN/m) nos pórticos com 4m de distância entre pórticos.....	89
Tabela 5.7:	Força (kN/m) nos pórticos com 5m de distância entre pórticos.....	89
Tabela 5.8:	Força (kN/m) nos pórticos com 6m de distância entre pórticos.....	90
Tabela 5.9:	Força (kN/m) nos pórticos com 7m de distância entre pórticos.....	90
Tabela 6.0:	Deslocamentos para a edificação - 10mx8m.....	91
Tabela 6.1:	Deslocamentos para a edificação - 10mx10m.....	91
Tabela 6.2:	Deslocamentos para a edificação - 10mx12m.....	91
Tabela 6.3:	Deslocamentos para a edificação - 10mx14m.....	91
Tabela 6.4:	Deslocamentos para a edificação - 15mx8m.....	91

Tabela 6.5:	Deslocamentos para a edificação - 15mx10m.....	92
Tabela 6.6:	Deslocamentos para a edificação - 15mx12m.....	92
Tabela 6.7:	Deslocamentos para a edificação - 15mx14m.....	92
Tabela 6.8:	Deslocamentos para a edificação - 20mx8m.....	92
Tabela 6.9:	Deslocamentos para a edificação - 20mx10m.....	92
Tabela 7.0:	Deslocamentos para a edificação - 20mx12m.....	92
Tabela 7.1:	Deslocamentos para a edificação - 20mx14m.....	92
Tabela 7.2:	Deslocamentos para a edificação - 10mx8m.....	93
Tabela 7.3:	Deslocamentos para a edificação - 10mx10m.....	93
Tabela 7.4:	Deslocamentos para a edificação - 10mx12m.....	93
Tabela 7.5:	Deslocamentos para a edificação - 10mx14m.....	93
Tabela 7.6:	Deslocamentos para a edificação - 15mx8m.....	93
Tabela 7.7:	Deslocamentos para a edificação - 15mx10m.....	93
Tabela 7.8:	Deslocamentos para a edificação - 15mx12m.....	93
Tabela 7.9:	Deslocamentos para a edificação - 15mx14m.....	94
Tabela 8.0:	Deslocamentos para a edificação - 20mx8m.....	94

Tabela 8.1: Deslocamentos para a edificação -
 20mx10m.....94

Tabela 8.2: Deslocamentos para a edificação -
 20mx12m.....94

Tabela 8.3: Deslocamentos para a edificação -
 20mx14m.....94

Resumo

MOLINA, J.C. (2004). **Análise de edificações de aço considerando a ação diafragma**. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2004.

Este trabalho de pesquisa tem a finalidade de analisar o comportamento de edificações de aço. Essas edificações são constituídas de pórticos, espaçados igualmente no sentido longitudinal, considerando o conjunto telha - terço na sua contenção transversal e principalmente longitudinal. As telhas são fixadas nas terças e este conjunto é fixado ao pórtico, de maneira a garantir a sua funcionalidade como um painel rígido, ação diafragma. A análise estrutural é efetuada através do processamento numérico, e são analisadas edificações de aço com dimensões transversais de 10.0, 15.0 e 20.0 metros de vão, tendo o espaçamento longitudinal entre pórticos de 4.0, 5.0, 6.0 e 7.0 metros. Primeiramente são analisados os painéis laterais das edificações, e na seqüência a edificação como um todo com relação ao seu comportamento global. Para finalizar, uma vez definidas todas as características da estrutura, é avaliado o comportamento da edificação quanto ao seu estado limite de utilização, ou seja, a rigidez proporcionada pelo sistema convencional e a ação diafragma formada pelo conjunto telha - terço.

Palavras-chave: estruturas de aço, contraventamento, ação diafragma.

Abstract

MOLINA, J.C. (2004). **Analysis of steel buildings considering the action diaphragm**. M.Sc. Dissertation - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2004.

This research work has the purpose to analyze the behavior of buildings in steel. Those buildings have been made by frames, with the same distance in the longitudinal direction, and used the purlin-sheeting system in your transverse restrain and mainly longitudinal. The sheetings are fastened on purlins and this system connected in the frame, in way to guarantee the functionality as a rigid panel, diaphragm action. The structural analysis is made through the numeric processing, and the steel buildings are analyzed with traverse dimensions of 10.0, 15.0 and 20.0 meters, and longitudinal dimension to the each other with 4.0, 5.0, 6.0 and 7.0 meters. Initially the lateral panels purlin-sheeting system, are analyzed isolated, and in the sequence this system is connected to the building and analyzed with relationship the global behavior. Finally, once defined all the characteristics of the structure, the building behavior is evaluated with the limit state used, in other words, the proportionate rigidity for the braced system and the action diaphragm formed by the purlin-sheeting system.

Keywords: steel structures, braced, action diaphragm.

Capítulo 1 - Introdução

1.1. Considerações gerais

Com os avanços tecnológicos e competitividade do mercado, torna-se necessária uma busca de diferencial que possibilite a melhoria no desenvolvimento do projeto e no dimensionamento dos elementos estruturais.

As construções metálicas de médio porte, tais como as edificações em aço, apresentam um desempenho estrutural eficiente. São basicamente compostas por elementos principais: pilares ou colunas, vigas ou treliças, e por componentes secundários: terças, longarinas (ou terças laterais), contraventamentos e fechamentos.

Apresenta-se na figura 1.1 o esquema com os principais elementos que compõem uma edificação em aço.

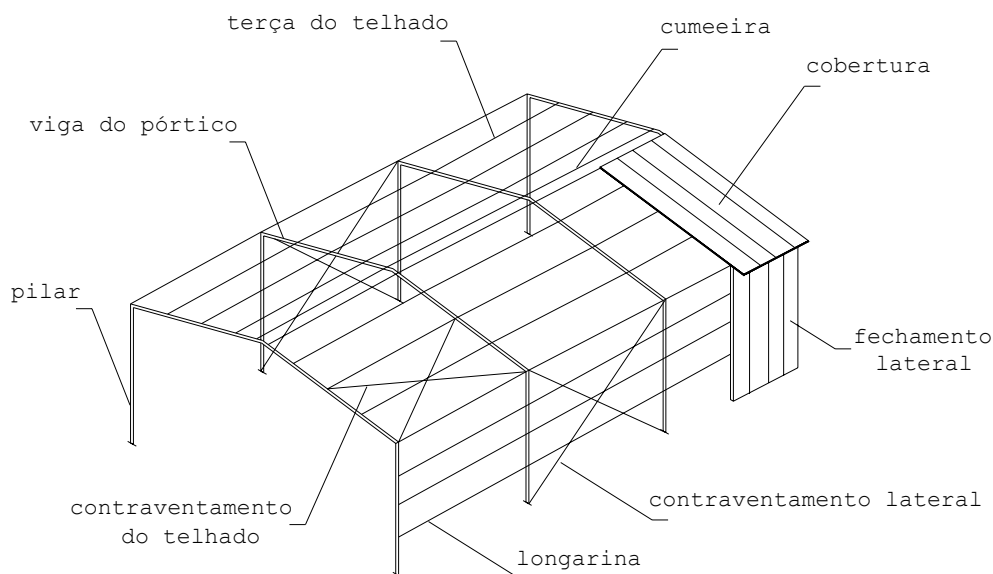


Figura 1.1: Componentes básicos de uma edificação em aço
(Modificado de Bellei, 1998)

As construções de edificações em aço têm como herança de concepção estrutural algumas características marcantes, tais como, a utilização de contraventamentos para garantir a estabilidade geral da estrutura durante sua vida útil, como também na fase de montagem, e de correntes para a contenção lateral das terças. Os contraventamentos tradicionalmente utilizados juntamente com as terças e longarinas formam conjuntos treliçados nos planos do telhado e lateral, transferindo as ações horizontais para a fundação, garantindo assim a estabilidade transversal e principalmente longitudinal da edificação.

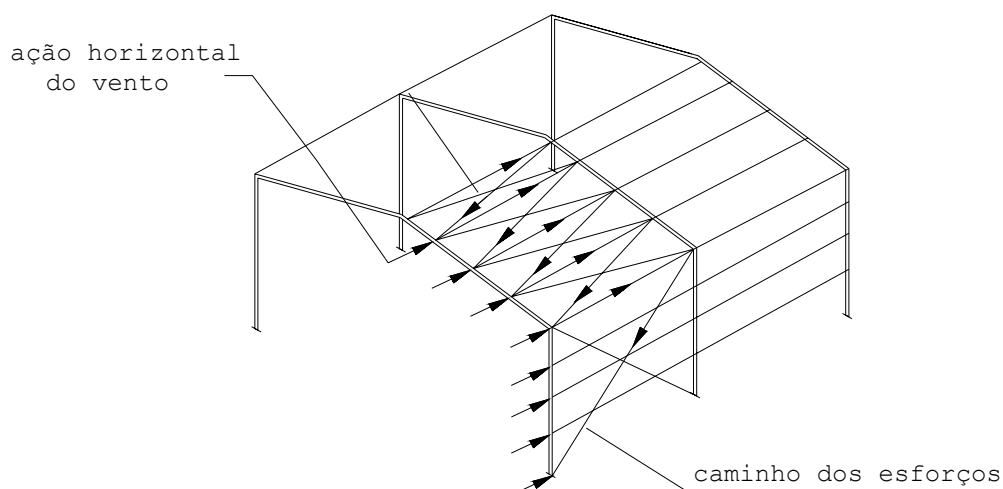


Figura 1.2: Transferência das ações horizontais atuantes no sentido longitudinal da edificação para a fundação
(Modificado de Bellei, 1998)

1.2. Ação diafragma

Usualmente nos projetos de estruturas considera-se que todas as ações laterais que atuam sobre um pórtico individual são resistidas por ele próprio. Na realidade uma parcela dessas ações pode ser

transferida para os pórticos localizados nas extremidades da edificação pela cobertura através de esforços de cisalhamento. A este mecanismo dá-se o nome de ação diafragma da cobertura. Na concepção estrutural, um diafragma pode ser considerado como uma viga especial, onde se tem, no caso de diafragma de cobertura, o momento resistido por um binário de forças de tração e compressão, e o cisalhamento absorvido pelo diafragma, Baraldi (2001).

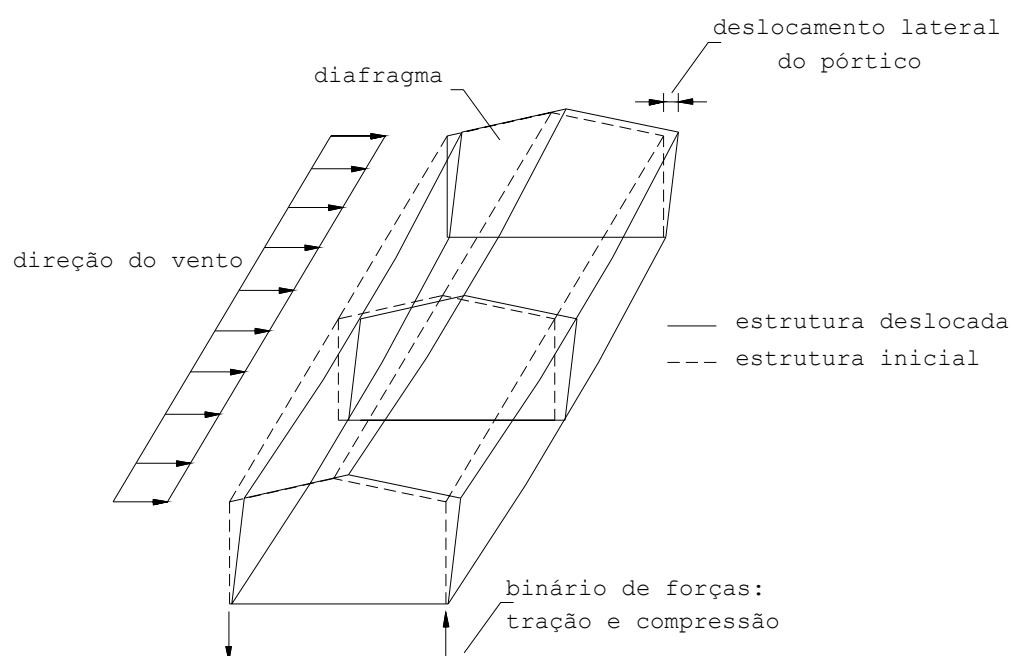


Figura 1.3: Comportamento de viga diafragma
(Modificado de Wright e Manbeck apud Baraldi, 2001)

No entanto, a ação diafragma pode ser considerada de cobertura ou de parede, e é considerada para resistir no seu plano como parte de um sistema de contraventamento, diminuindo os deslocamentos laterais. O diafragma de cobertura é formado principalmente pelas terças e telhas e o diafragma lateral pelas longarinas e fechamentos.

A figura 1.4 ilustra a ação diafragma nas paredes laterais juntamente com a distribuição dos esforços de cisalhamento em um módulo da edificação quando da atuação da ação horizontal.

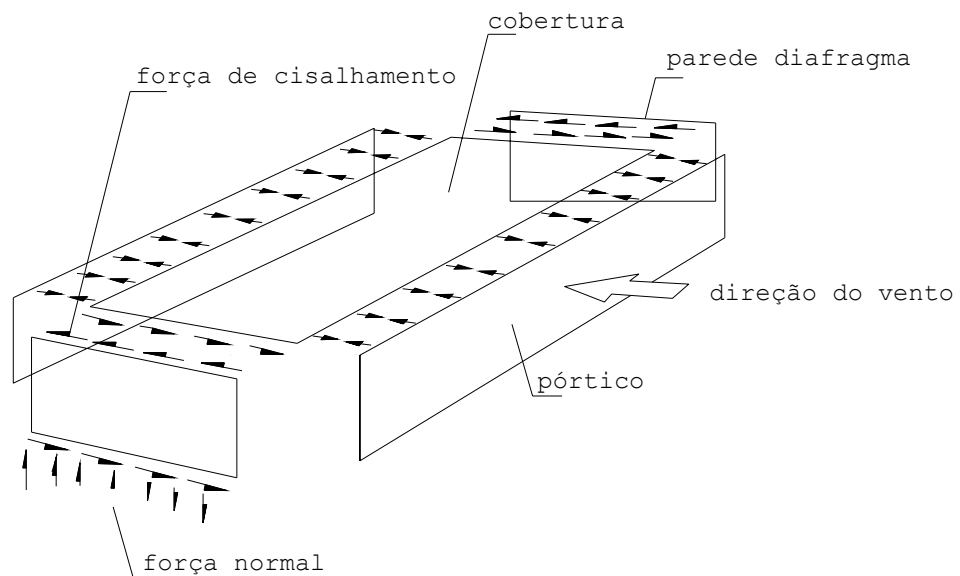


Figura 1.4: Ação diafragma na edificação

(Modificado de Canadian Wood Construction apud Baraldi, 2001)

De um modo geral a ação diafragma é uma maneira de se obter rigidez no plano resistente à ação horizontal que atua sobre a estrutura. Na prática, quando uma ação horizontal solicita a edificação perpendicularmente ao seu comprimento, a ação diafragma ocorre na cobertura. Se a ação atua paralelamente ao comprimento da edificação, a ação diafragma ocorre no fechamento lateral, Baraldi (2001).

Segundo Peköz (1983), os painéis ou telhas de aço são utilizados em coberturas ou fechamentos nas construções industriais. Estes elementos são referidos como um diafragma quando utilizados com a função de transferir ou suportar esforços no plano

resistente ao cisalhamento. A ação diafragma também proporciona a contenção lateral das terças e pilares, diminuindo os efeitos de flambagem lateral com torção e de torção pura, aumentando assim a capacidade resistente destes elementos.

Para que os painéis de aço proporcionem uma restrição efetiva à edificação, os seus elementos, tais como: terças, painéis e estrutura principal devem ser fixados adequadamente. A figura 1.5 a ilustra um exemplo da fixação dos elementos que compõem o telhado de uma edificação em aço.

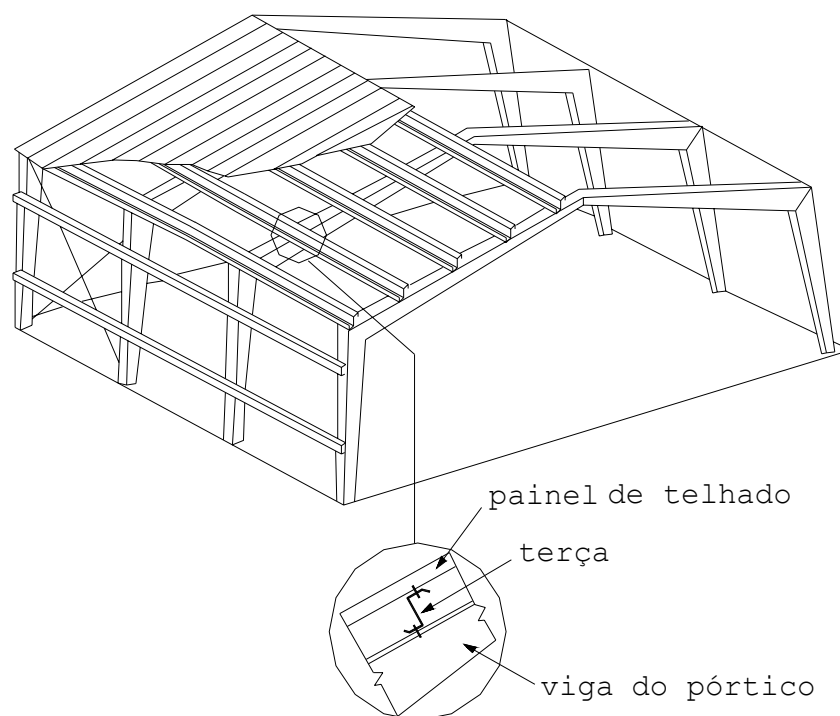


Figura 1.5: Detalhe da fixação dos elementos do telhado
(Modificado de Pekoz 1983)

Na Europa e nos EUA é comum a utilização de perfis "Z" para compor as terças, enquanto no Brasil é mais comum a utilização de perfis "U" e principalmente "U" enrijecido.

De acordo com o Canadian Wood Construction apud Baraldi (2001), a ação diafragma elimina a necessidade de parte do contraventamento onde essa ação for considerada. Verificada a eficiência da ação diafragma pode-se, em certos casos, dispensar os elementos de contraventamento, uma vez que o diafragma exerce esta função no seu plano de atuação.

A substituição do sistema estrutural composto pelos contraventamentos por outro sistema formado pelo conjunto telha e terço, que proporcione tanto a contenção lateral como também a estabilidade geral da estrutura, implica em pesquisas e desenvolvimento de técnicas que comprovem o adequado comportamento de tais alterações no sistema estrutural.

O desenvolvimento deste trabalho de pesquisa tem por finalidade o estudo do comportamento de telhas de aço de seção trapezoidal conectadas em terços de perfis de aço, para a contenção transversal e principalmente longitudinal da estrutura, configurando a ação diafragma lateral.

1.3. Objetivos do trabalho

- obter a parcela de contribuição de rigidez da telha de aço trapezoidal fixada nas terças;
- avaliar as condições de espaçamento de fixação da telha trapezoidal nas terças para melhoria da rigidez do conjunto;
- obter a parcela de contribuição de rigidez do conjunto telha-terço no comportamento global da estrutura, ação diafragma;

- avaliar as possíveis economias nos projetos de edificações em aço utilizando-se o sistema estrutural proposto.

1.4. Justificativa

Atualmente em estruturas metálicas de cobertura, as telhas de aço são fixadas nas terças, e emprega-se para a contenção longitudinal da estrutura os respectivos contraventamentos. Entende-se que, uma vez as telhas de aço já estando fixadas nas terças, elas proporcionam uma rigidez no seu plano, ação diafragma, possibilitando uma melhoria na contenção transversal e longitudinal da estrutura. Dessa maneira, a estabilidade global da estrutura é garantida não unicamente pela ação dos contraventamentos, mas também por uma parcela de rigidez obtida a partir da fixação entre a telha de aço e as terças, comportando-se como um diafragma e proporcionando a devida estabilidade geral à estrutura.

Assim, este estudo se faz necessário, pois usualmente nas edificações em aço, os projetistas de estruturas normalmente não utilizam a contribuição da ação diafragma no comportamento da estabilidade global da estrutura. Além disso, o sistema telha-terça, tem sido objeto de inúmeras investigações numéricas e experimentais nos últimos trinta anos, e devido a complexidade deste comportamento existem grandes dificuldades no desenvolvimento de soluções.

Com a utilização dessa concepção estrutural, ação diafragma, abre-se um enorme campo de pesquisa para o estudo desse comportamento para diversos arranjos

estruturais. Uma vez concluído este trabalho científico, as informações relativas às considerações da ação diafragma no comportamento da estabilidade global da estrutura poderão fornecer parâmetros para a utilização do conjunto telha-terça na contenção transversal e principalmente longitudinal da estrutura, podendo gerar economia no dimensionamento dos demais elementos estruturais da edificação.

1.5 - Estruturação do trabalho

Para atingir os objetivos propostos, esta dissertação foi dividida em dez capítulos cujos conteúdos são apresentados na seqüência:

Capítulo 1: Apresenta uma introdução sobre o assunto que é objeto de estudo deste trabalho de pesquisa;

Capítulo 2: Relaciona as pesquisas realizadas sobre o tema;

Capítulo 3: Apresenta a formulação correspondente ao comportamento do sistema de contraventamento diagonal;

Capítulo 4: Apresenta informações sobre a rigidez proporcionada pelo conjunto telha-terça, e também a formulação referente a este comportamento;

Capítulo 5: Apresenta a metodologia utilizada para a simulação numérica do modelo dos painéis;

Capítulo 6: Apresenta os resultados dos deslocamentos dos painéis em função dos esforços aplicados, juntamente com os gráficos contendo as curvas referentes aos referidos parâmetros analisados;

Capítulo 7: Apresenta os coeficientes de rigidez dos painéis, obtidos a partir dos deslocamentos e dos esforços considerados;

Capítulo 8: Apresenta a análise do comportamento global das edificações, respeitando-se as dimensões propostas inicialmente e verificando-se a economia em termos de deslocamentos obtida entre o sistema de contraventamento proposto, telha-terça, com relação ao sistema tradicionalmente utilizado;

Capítulo 9: Apresenta as conclusões finais sobre os estudos efetuados e também algumas propostas para a confecção de trabalhos futuros;

Capítulo 10: Bibliografia e Referências bibliográficas.

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica

2.1. Ação diafragma

2.1.1. Considerações gerais

Desde 1947, um grande número de testes com elementos diafragma em aço tem sido conduzidos e avaliados por pesquisadores e engenheiros. Os testes com diafragma feitos nos EUA durante o período de 1947 a 1960 foram realizados por Nilson, e patrocinados por empresas particulares com a finalidade de se obter dados a serem aplicados nos projetos que estavam em desenvolvimento. Outros estudos também foram feitos em 1962 na Universidade de Cornell para analisar o desempenho da ação diafragma, sendo que a espessura utilizada nos elementos de fechamento que compunham os painéis analisados era da ordem de 0,4 a 0,9mm. Até os dias de hoje a aplicação da ação diafragma e o comportamento desta ação tem sido bastante estudados.

Na construção de edificações, por exemplo, tem sido muito comum a utilização de painéis de aço para proporcionar maior resistência às ações horizontais atuantes devido ao vento, YU (1985).

A consideração da ação diafragma em projetos estruturais está sendo cada vez mais utilizada e aceita principalmente na Europa e na América do Norte. As estruturas construídas levando-se em consideração a ação diafragma têm se tornado mais leves, e conseqüentemente mais econômicas, uma vez que tal ação proporciona um comportamento semelhante

ao de uma placa espessa reduzindo os deslocamentos na estrutura, Davies (1976).

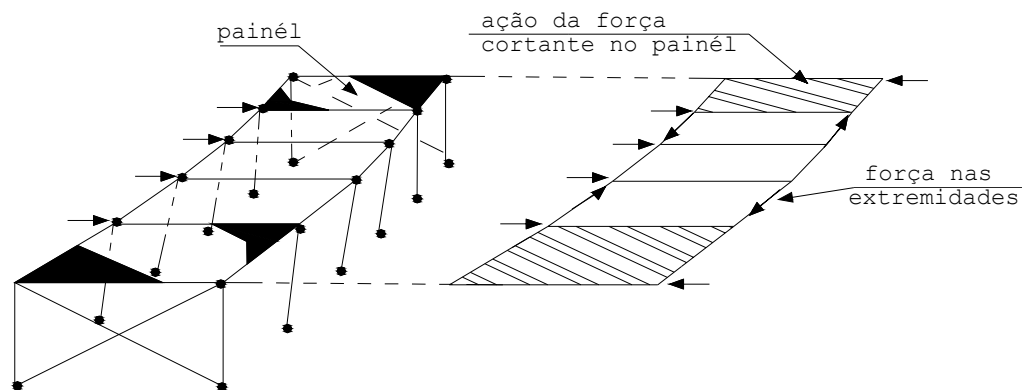


Figura 2.1: Ação diafragma no painel

(Modificado de Davies 1976)

A consideração da ação diafragma no processo de cálculo das estruturas leva em conta um comportamento tridimensional, muito próximo da realidade da estrutura, obtendo-se assim estruturas mais econômicas e competitivas com relação à outras alternativas de construção tradicionalmente utilizadas. Além disso, a estrutura apresenta ótimo desempenho frente às ações nominais consideradas, como por exemplo, a ação do vento, quando se utiliza a ação diafragma no dimensionamento, Gebremedhin apud Baraldi (2001).

O desenvolvimento de ensaios efetuados em estruturas ou modelos justificaria a consideração da ação diafragma nos procedimentos de cálculo de estruturas de aço, Woeste et al apud Baraldi (2001).

Na grande maioria dos casos, as propriedades da ação diafragma para projetos de edificação são obtidas por ensaios em painéis, uma vez que os ensaios em protótipos apresentam um custo elevado.

No entanto, os ensaios com painéis não conseguem levar em conta muitas variáveis envolvidas na construção das edificações, Gebremedhin et al apud Baraldi (2001).

O ensaio realizado em tamanho real com painéis diafragma é um método amplo e prático, com boa aceitação para a determinação da resistência e rigidez de painéis diafragmas, Anderson e Kelley apud Baraldi (2001).

2.1.2. Componentes da ação diafragma

O número de variáveis que influenciam o comportamento da ação diafragma é muito grande, o que dificulta a compreensão e aplicação desta ação, Alsmarker apud Baraldi (2001).

A presença de perfurações nos painéis diafragma pode aumentar a deformação do sistema, diminuindo a resistência do painel ao cisalhamento, YU (1985).

Alguns dos principais fatores que influenciam a resistência e a rigidez de um painel composto pela terça e a telha são: dimensões do painel, tipo e tamanho dos fixadores (soldas ou parafusos), perfil e espessura da telha, Wright e Manbeck apud Baraldi (2001).

Niu e Gebremedhin apud Baraldi (2001) desenvolveram um modelo de rigidez para uma incorporação mais precisa da interação entre pórtico-diafragma e concluíram a partir dos resultados obtidos que há um aumento da rigidez do diafragma quando as ligações entre as telhas são reforçadas evitando o deslizamento entre elas.

2.1.3. Aplicação da ação diafragma

A partir de novas pesquisas e do desenvolvimento de novas técnicas e ferramentas de cálculo a ação diafragma tem sido aplicada a construções rurais, comerciais e industriais, mas principalmente em construções leves, Bender apud Baraldi (2001).

A aplicação de paredes de vedação nas edificações apresenta um bom comportamento estrutural evitando problemas de estabilidade da estrutura. O painel contribui para o contraventamento no plano da parede, ação diafragma, Davies (2000).

Como elemento diafragma podem-se utilizar os elementos de cobertura ou de fechamento lateral, porém tendo-se a preocupação de garantir que as ligações entre os diversos elementos que compõem a edificação possam resistir aos esforços de cisalhamento originados pela ação diafragma, Alsmarker apud Baraldi (2001).

2.2. Sistema telha-terça

O comportamento do sistema telha-terça tem sido alvo de investigações, mas a complexidade desse sistema tem levado a uma grande dificuldade no desenvolvimento de um modelo consistente e geral. Essa complexidade tem se verificado em duas principais áreas.

Inicialmente, as terças freqüentemente utilizadas nos projetos de edificações não possuem dupla simetria, isto é, seção "U", "U" enrijecido, "Z", "Z" enrijecido, entre outras, sofrendo assim significantes distorções na seção transversal a

partir de um carregamento no seu plano. Posteriormente, a natureza da conexão telha-terça produz um efeito de restrição dado pela telha na terça cuja rigidez ao cisalhamento e rotacional é de difícil quantificação.

Diferentes abordagens tem sido consideradas na modelagem do sistema telha-terça e apesar de cada modelo ser único, podem ser agrupados de acordo com três principais critérios:

Primeiramente, os modelos que levam em consideração o efeito da restrição da telha na terça como impedindo o movimento lateral da terça, isto é, rigidez ao cisalhamento puro. Outros modelos incluem além da restrição lateral, a restrição à rotação da terça sobre o seu eixo longitudinal, isto é rigidez rotacional.

Por último, o modelo pode assumir que a seção transversal da terça permanece indeformada durante uma ação de solicitação, sem deslocamentos laterais, ou incluir o efeito significativo da distorção da seção transversal na análise.

Na realidade, muitos dos modelos anteriores foram baseados na suposição da ocorrência do estado limite último de flambagem por flexo-torção, enquanto um número mais recente identifica a ocorrência do estado limite como sendo uma combinação da flambagem local, distorcional e escoamento.

2.3. Considerações finais sobre os estudos anteriores

A ação diafragma é um importante efeito a ser considerado no projeto de edificações solicitadas por

ações horizontais, quer sejam frontais ou laterais. A sua consideração leva em conta um comportamento tridimensional da edificação quando solicitadas por essas ações e apesar de gerar um maior trabalho no dimensionamento das estruturas, este é compensado pela análise mais precisa e pela economia de material que se pode conseguir com a consideração da ação diafragma.

Para isso devem ser determinados os parâmetros de resistência e rigidez da ação diafragma. Estes parâmetros são obtidos a partir de ensaios em protótipos, ensaios com painéis diafragma, ou ainda, com modelos numéricos.

Os ensaios em protótipos apresentam grande complexidade de execução, além do fato de exigirem grandes investimentos financeiros em equipamentos, porém, são importantes ferramentas para a determinação dos parâmetros de resistência e rigidez da ação diafragma. Além disso, deve ser destacado que os ensaios em protótipos representam fielmente as características da edificação, possibilitando a análise de uma série de parâmetros que interferem na ação diafragma.

Já a obtenção dos parâmetros de cálculo da ação diafragma através de ensaios em painéis diafragma pode ser executada em laboratório, com baixo custo.

Ensaio em protótipos são muito mais caros e por isso a utilização de painéis se justifica e é bastante utilizada em pesquisas.

Os modelos numéricos são ferramentas importantes, mas sempre devem estar acompanhados por ensaios que mostrem sua validade. Esses modelos podem

ser desenvolvidos tanto para painéis quanto para protótipos.

Uma vez que as variáveis que influenciam o comportamento estrutural da ação diafragma são muitas, os modelos simplificados devem ser elaborados de tal forma que a sua análise se torne mais simplificada possibilitando a obtenção de resultados confiáveis.

Capítulo 3 - Sistema de contraventamento

3.1. Sistema diagonal de contraventamento

3.1.1. Considerações gerais

A componente do deslocamento lateral para este sistema de contraventamento, conforme ilustra a figura 3.1, está associada a uma parcela de deslocamento provocada por cisalhamento, em função do alongamento do tirante, e a outra provocada por flexão devido ao encurtamento do pilar, Englekirk (1994).

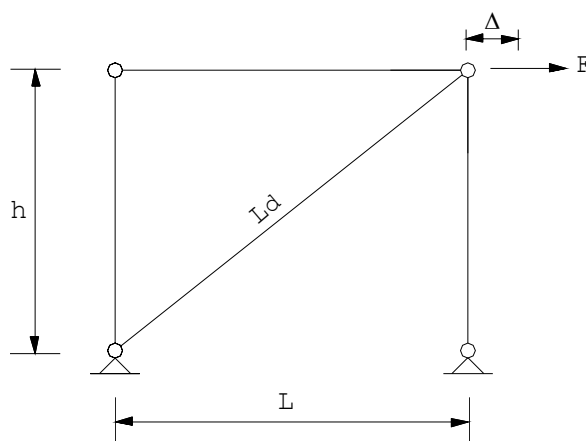


Figura 3.1: Estrutura contraventada diagonalmente
(Modificado de Englekirk, 1994)

$$\underbrace{\Delta}_{\text{deslocamento lateral}} = \underbrace{\Delta_f}_{\text{deslocamento flexão}} + \underbrace{\Delta_s}_{\text{deslocamento cisalhamento}} \quad (3.1)$$

O parcela de deslocamento provocada pelo cisalhamento, Δ_s , é para a estrutura a maior componente do deslocamento lateral.

Considerando-se que este sistema seja formado por um módulo de um único andar da edificação, têm-se dois esforços agindo na estrutura a partir da

aplicação da força F , conforme ilustra a figura 3.2. O primeiro deles corresponde a força de tração, N_t , na diagonal de contraventamento, expressa pela equação (3.4) e o outro esforço corresponde a força de compressão, N_p , no pilar direito, expressa pela equação (3.5).

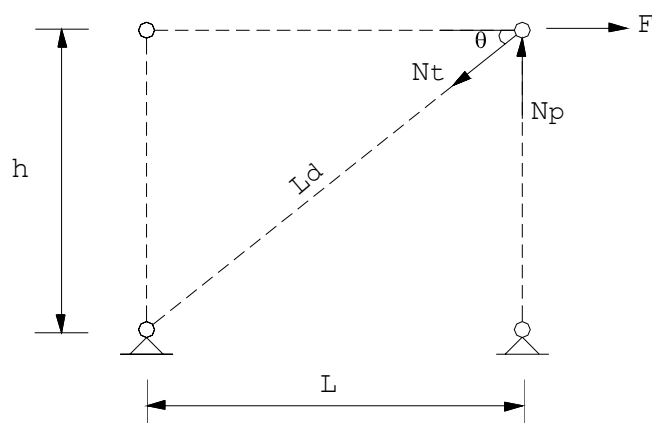


Figura 3.2: Esforços atuantes na estrutura a partir da aplicação da força F

Da figura 3.2 vem:

$$N_t \cdot \cos \theta = F \quad (3.2)$$

$$N_t \cdot \text{sen} \theta = N_p \quad (3.3)$$

As duas equações acima podem ser escritas da seguinte maneira após a substituição dos parâmetros apresentados na figura 3.2:

$$N_t = F \cdot \frac{1}{\cos \theta} = F \cdot \left(\frac{\sqrt{h^2 + L^2}}{L} \right) = F \cdot \left(\frac{L_d}{L} \right) \quad (3.4)$$

$$N_p = N_t \cdot \text{sen} \theta = F \cdot \left(\frac{L_d}{L} \right) \cdot \frac{h}{L_d} = F \cdot \left(\frac{h}{L} \right) \quad (3.5)$$

Ocorre assim um aumento no comprimento da diagonal tracionada, ilustrado na figura 3.3, e um encurtamento no comprimento do pilar direito, ilustrado na figura 3.4, uma vez que os apoios são fixos.

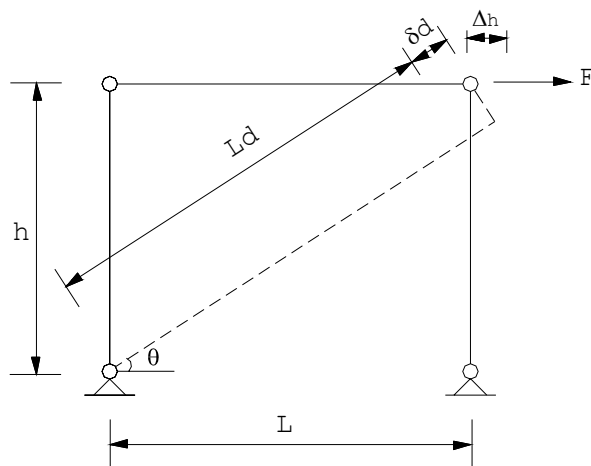


Figura 3.3: Deslocamento aproximado da diagonal de contraventamento (Modificado de Englekirk, 1994)

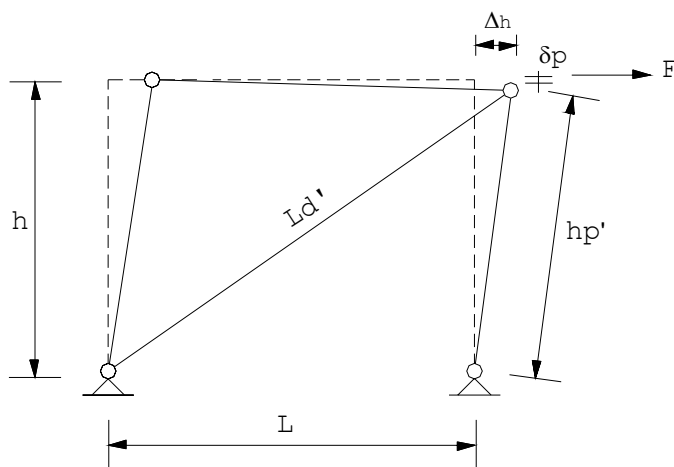


Figura 3.4: Deslocamento exato da diagonal de contraventamento (Modificado de Englekirk, 1994)

Dessa forma, δ_d é o deslocamento da diagonal na direção do contraventamento e δ_p é o deslocamento do pilar direito na direção do comprimento do pilar.

O comprimento final da diagonal de contraventamento, após seu alongamento é:

$$L_d' = L_d + \delta_d \quad (3.6)$$

Considerando-se a deformação da diagonal como a razão entre o deslocamento ocorrido e o comprimento inicial, e também a relação entre tensão e deformação tem-se:

$$\varepsilon = \frac{\delta_d}{L_d} \quad (3.7)$$

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \quad (3.8)$$

sendo,

ε = deformação;

L_d = comprimento inicial da diagonal;

σ = tensão;

E = módulo de elasticidade do material;

A relação apresentada na equação (3.8) pode ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{N_t}{A_d} = \frac{\delta_d}{L_d} \cdot E \quad (3.9)$$

O parâmetro A_d apresentado na equação (3.9) é a área da diagonal de contraventamento. Rearranjando a equação (3.9), obtém-se o valor do deslocamento da diagonal, δ_d , dado de acordo com a equação (3.10). Substituindo-se o valor de δ_d , obtido na equação

(3.10) na equação (3.6), obtém-se o comprimento final da diagonal após seu alongamento que é dado pela equação (3.11).

$$\delta_d = N_t \cdot \frac{L_d}{A_d \cdot E} = F \cdot \left(\frac{L_d}{L}\right) \cdot \frac{L_d}{A_d \cdot E} \quad (3.10)$$

$$L_d' = L_d + F \cdot \frac{L_d^2}{L \cdot A_d \cdot E} \quad (3.11)$$

Considerando-se as relações anteriores de tensão e deformação para o pilar direito, obtém-se também o comprimento final do pilar comprimido, após seu encurtamento, conforme ilustra a figura 3.4. Esse encurtamento é dado conforme a equação (3.12).

$$h_p' = h - \delta_p \quad (3.12)$$

Para o pilar direito têm-se então as seguintes relações para as equações:

$$\varepsilon = \frac{\delta_p}{h} \quad (3.13)$$

$$\delta_p = \varepsilon \cdot h \quad (3.14)$$

$$\frac{N_p}{A_p} = \frac{\delta_p}{h} \cdot E \quad (3.15)$$

O parâmetro A_p apresentado na equação (3.15) é a área do pilar direito da figura 3.1. O deslocamento,

δ_p , na direção do pilar pode ser escrito de acordo com a equação (3.16),

$$\delta_p = \frac{N_p \cdot h}{A_p \cdot E} = F \cdot \left(\frac{h}{L}\right) \cdot \frac{h}{A_p \cdot E} \quad (3.16)$$

Substituindo a equação (3.16) na equação (3.12) tem-se a equação (3.17). O comprimento do pilar, após seu encurtamento, é então dado pela equação (3.18),

$$h_p' = h - F \cdot \left(\frac{h}{L}\right) \cdot \frac{h}{A_p \cdot E} \quad (3.17)$$

$$h_p' = h - F \cdot \frac{h^2}{L \cdot A_p \cdot E} \quad (3.18)$$

A interseção entre os comprimentos finais do pilar comprimido e da diagonal tracionada, h_p' e L_d' respectivamente, fornece o deslocamento apresentado pelo nó superior direito da estrutura. Esse grau de precisão geralmente não é levado em consideração nas situações de projeto.

A componente horizontal do deslocamento lateral, Δ_h , nesse sistema de contraventamento, é na maioria das vezes aumentada na direção da diagonal tracionada do contraventamento, negligenciando a parcela do deslocamento axial por compressão do pilar. Conseqüentemente a expressão normalmente utilizada para descrever a componente horizontal do deslocamento, em função do aumento da diagonal tracionada para este sistema de contraventamento,

pode obtida por relação trigonométrica, de acordo com a figura 3.5.

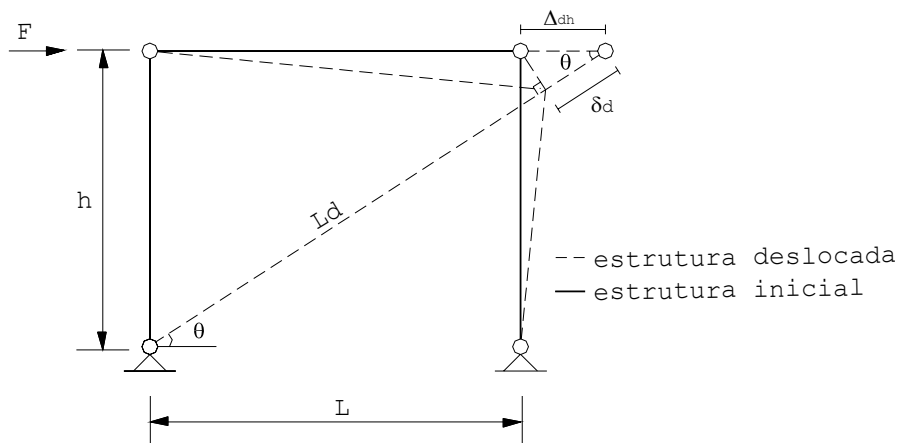


Figura 3.5: Deslocamento horizontal da estrutura provocado pelo aumento da diagonal tracionada

A equação (3.19) mostra a relação trigonométrica utilizada na figura 3.5 para obtenção da componente horizontal do deslocamento. Substituindo-se na equação (3.19), o valor de δ_d , obtido anteriormente através da equação (3.10), tem-se a equação (3.20).

$$\Delta_{dh} = \frac{\delta_d}{\cos \theta} = \delta_d \cdot \frac{L_d}{L} \quad (3.19)$$

$$\Delta_{dh} = F \cdot \left(\frac{L_d}{L}\right) \cdot \frac{L_d}{A_d \cdot E} \cdot \frac{L_d}{L} \quad (3.20)$$

Rearranjando-se a equação (3.20), obtém-se o deslocamento horizontal provocado pelo aumento da diagonal de contraventamento.

$$\Delta_{dh} = F \cdot \frac{L_d^3}{L^2 \cdot A_d \cdot E} \quad (3.21)$$

A equação (3.21) não apresenta na sua expressão a consideração do encurtamento do pilar. A componente horizontal do deslocamento, em função do encurtamento vertical do pilar, para a estrutura contraventada é incorporada como um deslocamento da estrutura por flexão, Δ_f .

O deslocamento horizontal provocado pelo encurtamento do pilar comprimido, também pode ser obtido por relação trigonométrica, analogamente ao desenvolvimento apresentado anteriormente para obtenção do deslocamento horizontal provocado pelo alongamento da diagonal de contraventamento. Esse deslocamento é obtido por meio da relação trigonométrica apresentada na equação (3.22), tendo como base a figura 3.6.

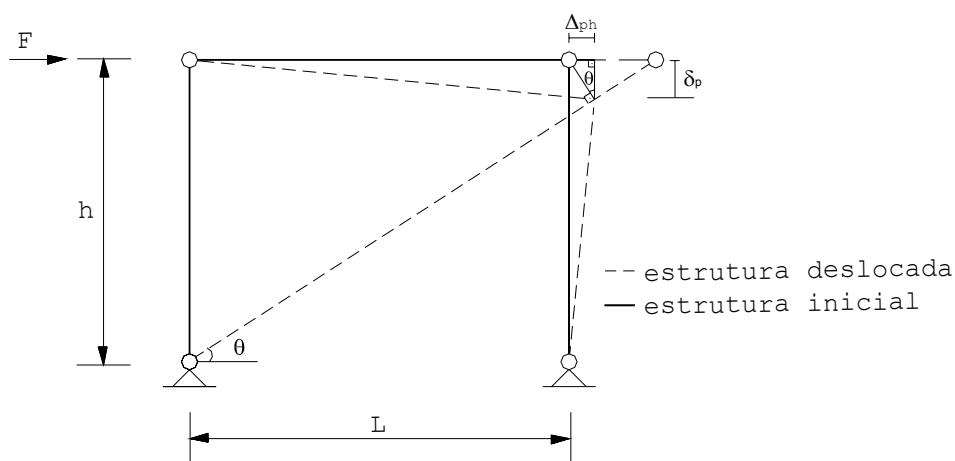


Figura 3.6: Deslocamento horizontal da estrutura provocado pela diminuição do pilar comprimido

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\Delta_{ph}}{\delta_p} \quad (3.22)$$

$$\Delta_{ph} = \delta_p \cdot \frac{h}{L} \quad (3.23)$$

Substituindo-se na equação (3.23), o valor de δ_p , obtido anteriormente através da equação (3.16), tem-se a equação (3.24). Rearranjando-se a equação (3.24), obtém-se o deslocamento horizontal provocado pela diminuição do pilar comprimido dado conforme a equação (3.25).

$$\Delta_{ph} = F \cdot \left(\frac{h}{L}\right) \cdot \frac{h}{A_p \cdot E} \cdot \frac{h}{L} \quad (3.24)$$

$$\Delta_{ph} = F \cdot \frac{h^3}{L^2 \cdot A_p \cdot E} \quad (3.25)$$

O procedimento desenvolvido até o presente momento para este sistema de contraventamento permite concluir que:

- a componente de flexão, Δ_f , associada ao deslocamento lateral, pode ser considerada como independente da ação de cisalhamento. Contudo, Δ_{ph} é a representação do deslocamento por flexão Δ_f , do sistema de contraventamento;
- o deslocamento lateral, Δ_{dh} , da estrutura, produzido pelo alongamento do contraventamento diagonal, quando a estrutura é submetida a uma força horizontal F , é uma função do comprimento da diagonal, L_d , e do ângulo $\frac{L_d}{L}$, formado entre a diagonal de contraventamento e a horizontal, obtendo-se assim o valor expresso pela equação (3.21);

- a componente vertical do deslocamento para um sistema de contraventamento diagonal, embora freqüentemente desprezada, pode ter uma influência significativa no comportamento estrutural;
- o deslocamento lateral Δ para um sistema de contraventamento diagonal simples, como mostrado na figura 3.1, pode então ser expresso em termos das componentes de cisalhamento e de flexão, conforme a equação (3.26).

$$\Delta = \Delta_{dh} + \Delta_{ph} \quad (3.26)$$

Substituindo-se as equações (3.21) e (3.25) na equação (3.26), obtém-se o valor do deslocamento lateral para este sistema de contraventamento dada pela equação (3.27) baseado em Englekirk (1994).

$$\Delta = F \cdot \left(\frac{L_d^3}{A_d \cdot E \cdot L^2} + \frac{h^3}{A_p \cdot E \cdot L^2} \right) \quad (3.27)$$

3.1.2. Coeficiente de rigidez

O coeficiente de rigidez pode ser definido em função da força aplicada e do deslocamento obtido, conforme a equação (3.28). Substituindo-se a equação (3.27) na equação (3.28) obtém-se a equação (3.29).

$$k = \frac{F}{\Delta} \quad (3.28)$$

$$\frac{1}{k} = \left(\frac{L_d^3}{A_d \cdot E \cdot L^2} + \frac{h^3}{A_p \cdot E \cdot L^2} \right) \quad (3.29)$$

Rearranjando-se a equação (3.29) obtém-se o coeficiente de rigidez com base nos parâmetros do sistema de contraventamento diagonal, sendo este dado de acordo com a equação (3.30).

$$k = \frac{F}{\Delta} = \frac{A_p \cdot A_d \cdot E \cdot L^2}{A_p \cdot L_d^3 + A_d \cdot h^3} \quad (3.30)$$

3.1.3. Aplicação das equações

Uma aplicação das equações apresentadas anteriormente na determinação do deslocamento lateral, Δ , e do coeficiente de rigidez, k , de um painel de edificação em aço contraventado diagonalmente é mostrada no exemplo a seguir:

Exemplo 1: Considera-se um painel lateral de edificação, tendo como base a figura 3.1, com $L = 4000\text{mm}$, $L_d = 6325,3\text{mm}$, $h = 4900\text{mm}$, $E = 205 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$, $A_d = 126,7\text{mm}^2$, $A_p = 2000\text{mm}^2$, e que a este painel foi aplicada uma força de $F = 10,0\text{kN}$.

a) o deslocamento lateral do painel obtido através da equação (3.27) é dado por:

$$\Delta = \frac{(10,0) \cdot (6325,3)^3}{(126,7) \cdot (205) \cdot (4000)^2} + \frac{(10,0) \cdot (4900)^3}{(2000) \cdot (205) \cdot (4000)^2}$$

$$\Delta = \underbrace{6,089}_{\text{deslocamento cisalhamento}} + \underbrace{0,179}_{\text{deslocamento flexão}} = \underbrace{6,269\text{mm}}_{\text{deslocamento lateral}}$$

Observa-se neste exemplo que a parcela de deslocamento provocada pelo cisalhamento, Δ_s , é realmente para a estrutura a maior componente do deslocamento lateral.

O mesmo deslocamento lateral foi obtido numericamente (método computacional) através da utilização do software SAP2000NonLinear, apresentando um valor igual a $\Delta = 6,266\text{mm}$. O software fornece o valor final do deslocamento considerando o deslocamento por cisalhamento e por flexão. O deslocamento lateral do painel obtido através da equação (3.27) é compatível com o deslocamento lateral calculado pelo método computacional. Contudo, houve uma pequena diferença entre os valores obtidos para os deslocamentos a partir da terceira casa decimal. O modelo foi então calibrado através da comparação entre os deslocamentos obtidos por meio da equação (3.27) e os deslocamentos fornecidos pelo método computacional.

b) o coeficiente de rigidez obtido através da equação (3.30) é dado por:

$$k = \frac{(2000) \cdot (126,7) \cdot (205) \cdot (4000)^2}{(2000) \cdot (6325,3)^3 + (126,7) \cdot (4900)^3} = 1,595 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Por meio da equação (3.28), este mesmo coeficiente de rigidez, k , obtido através da equação (3.30), pode ser obtido numericamente para a estrutura em questão. Para isso é necessária a utilização do deslocamento Δ , fornecido pelo método computacional a partir da aplicação da força F à estrutura.

Para exemplificar, tendo como base o deslocamento fornecido pelo software SAP2000NonLinear, como apresentado anteriormente, com um valor igual a $\Delta = 6,266\text{mm}$ a partir da aplicação da força de 10kN, obtém-se numericamente o coeficiente de rigidez, k , a partir da equação (3.28).

$$k = \frac{10}{6,266} = 1,596 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Observa-se que os coeficientes de rigidez obtidos numericamente e analiticamente por meio das duas equações apresentadas são compatíveis entre si para o sistema de contraventamento analisado.

3.1.4. Limite de deslocamento horizontal

Segundo a NBR 14762:2001, o deslocamento horizontal do topo em relação à base para uma edificação de um pavimento devido às ações variáveis é dado por meio da equação (3.31).

$$\Delta_{\text{lim}} = \frac{h}{300} \quad (3.31)$$

onde:

h = altura da edificação ou do painel.

3.1.5. Sistema com dois módulos contraventados

O comportamento de um sistema de contraventamento para uma nova configuração composta por dois módulos de edificação contraventados, para os quais são

mantidas as mesmas características, como a rigidez e a geometria inicial, é o mesmo que o de um sistema composto por um único módulo de edificação.

Esta nova configuração é visivelmente mais rígida, pois diminui-se consideravelmente o deslocamento lateral Δ , com relação a um módulo contraventado.

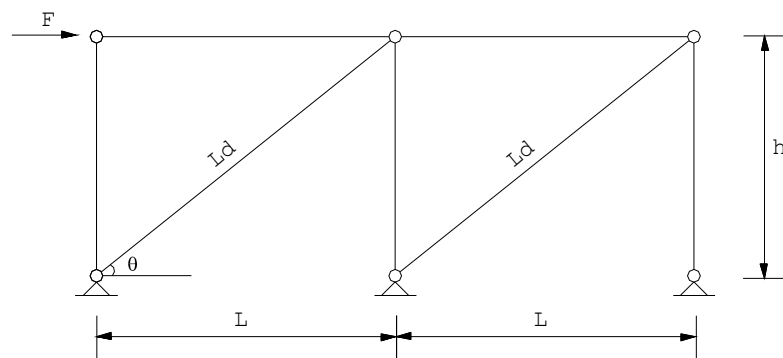


Figura 3.7: Dois módulos de edificação contraventados
(Modificado de Englekirk, 1994)

Capítulo 4 – Conjunto telha-terça

4.1. Rigidez ao cisalhamento

Nilson apud YU (1985) desenvolveu um modelo para determinar a restrição ao cisalhamento proveniente da telha, conforme mostra esquema da figura 4.1.

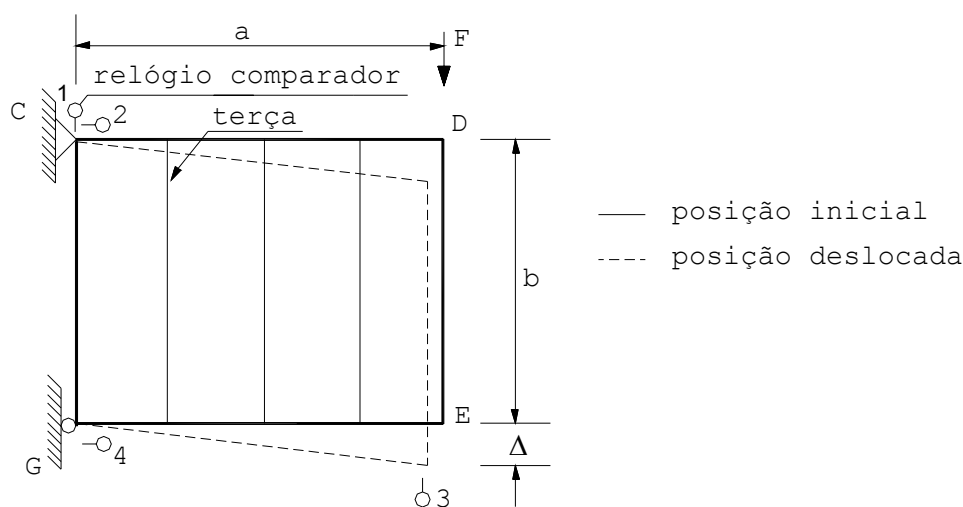


Figura 4.1: Estrutura de teste para o ensaio de rigidez ao cisalhamento da telha (Modificado de YU 1985)

Neste modelo, os elementos de barra são unidos formando um quadro, cuja rigidez lateral é dada pela fixação das telhas nos elementos de barra, formando assim o conjunto telha-terça. Os elementos de barra são interconectados utilizando-se dispositivos suficientes para transferir os esforços desenvolvidos no interior da estrutura de suporte. O modelo é então submetido a uma força concentrada "F", o que proporciona o deslocamento lateral do painel. A resistência última ao cisalhamento da telha é determinada por meio da equação (4.1), onde $F_{\text{última}}$ é o

máximo valor de carga aplicada ao painel na ruptura, em kN .

$$S_{\text{ultima}} = 0,4 \cdot F_{\text{ultima}} \quad (4.1)$$

Os deslocamentos obtidos a partir da aplicação da força "F" são combinados para remover os efeitos da estrutura de suporte. Os parâmetros Δ_1 , Δ_2 , Δ_3 , Δ_4 são as medidas dos deslocamentos obtidos no relógio comparador, em mm, e $\frac{a}{b}$, é a relação entre as dimensões do painel. O deslocamento Δ na direção da força é dado por:

$$\Delta = \Delta_3 - \left[\Delta_1 + \frac{a}{b} \cdot (\Delta_2 + \Delta_4) \right] \quad (4.2)$$

Neste teste, a rigidez ao cisalhamento é baseada relativamente à porção linear da curva força x deslocamento com base na carga aplicada de $P = 0,4 \cdot F_{\text{ultima}}$.

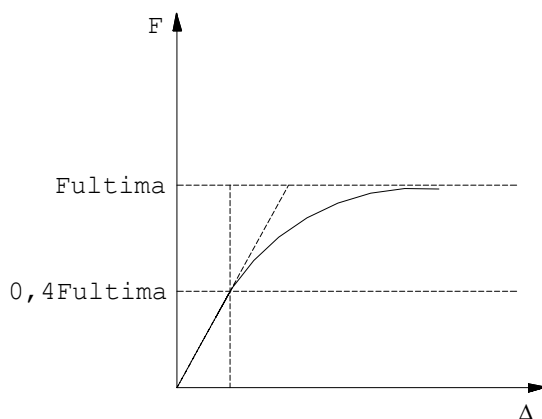


Figura 4.2: Curva Força x deslocamento para o teste de rigidez ao cisalhamento da telha desenvolvido por Nilson (Modificado de YU 1985)

O deslocamento lateral do painel, neste caso, também apresenta uma componente de cisalhamento e outra de flexão.

$$\underbrace{\Delta'}_{\text{deslocamento lateral}} = \underbrace{\Delta'_f}_{\text{deslocamento flexão}} + \underbrace{\Delta'_s}_{\text{deslocamento cisalhamento}} \quad (4.3)$$

O deslocamento provocado por cisalhamento para a força de $P = 0,4 \cdot F_{\text{última}}$ é dado por:

$$\Delta'_s = \Delta' - \Delta'_f \quad (4.4)$$

onde,

Δ'_s = deslocamento provocado por cisalhamento;

Δ' = valor do deslocamento referente ao valor de $P = 0,4 \cdot F_{\text{última}}$;

Δ'_f = deslocamento provocado por flexão.

A parcela de deslocamento provocada por flexão é:

$$\Delta'_f = \frac{P \cdot a^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (4.5)$$

sendo,

$P = 0,4 \cdot F_{\text{última}}$, em kN;

E = módulo de elasticidade do material, em kN/mm²;

I = momento de inércia levando-se em considerando a armação de teste (elementos das extremidades), em mm⁴;

a = dimensão da estrutura de teste, em mm.

O momento de inércia, I , da equação (4.5) é:

$$I = \frac{A_{mp} \cdot b^2}{2} \quad (4.6)$$

sendo,

A_{mp} = área média da seção das barras CD e GE
(elementos das extremidades), em mm^2 ;
 b = dimensão da estrutura de teste, em mm .

O coeficiente de rigidez ao cisalhamento da telha, G , para a estrutura de teste, pode ser então calculado em função da força última aplicada, dos deslocamentos obtidos e também das dimensões da estrutura de teste, por meio da equação (4.7).

$$G = \frac{P / b}{\Delta'_s / a} = \frac{0,4F_{\text{ultima}}}{\Delta'_s} \cdot \frac{a}{b} \quad (4.7)$$

A rigidez ao cisalhamento da telha também varia de acordo com a corrugação da telha, e de acordo com Luttrell apud YU (1985), para uma dada altura, h_1 , do painel, o coeficiente de rigidez ao cisalhamento da telha pode ser corrigido para G' .

$$G' = \frac{E \cdot t}{\left[\frac{2 \cdot (1 + \mu) \cdot g}{p} + \frac{K_2}{(h_1 \cdot t)^2} \right]} \quad (4.8)$$

onde,

G' = coeficiente de rigidez ao cisalhamento da telha,
ajustado para a altura do painel, kN / mm ;

- E = módulo de elasticidade da telha, kN / mm^2 ;
- t = espessura da corrugação da telha, em mm ;
- μ = coeficiente de poisson, = 0,3;
- p = largura nominal, em mm ;
- g = largura plana total do metal para formar uma corrugação completa, em mm ;
- h_1 = altura diafragma, medida de centro a centro dos fixadores mais externos na direção da corrugação (distância entre as terças mais externas do painel), em mm ;
- k_2 = constante para um dado painel calculado, que depende da seção do painel e do espaçamento entre os fixadores, dada em mm^4 ; sendo que a rigidez ao cisalhamento, G , é obtida do ensaio do painel testado, dada em kN / mm .

A constante k_2 apresentada na equação (4.8) é dada pela equação (4.9).

$$k_2 = \left[\frac{E \cdot t}{G} - \frac{2 \cdot (1 + \mu) \cdot g}{p} \right] \cdot (h_1 \cdot t)^2 \quad (4.9)$$

Os parâmetros da seção da telha a serem utilizados nas equações (4.8) e (4.9) são ilustrados na figura 4.3:

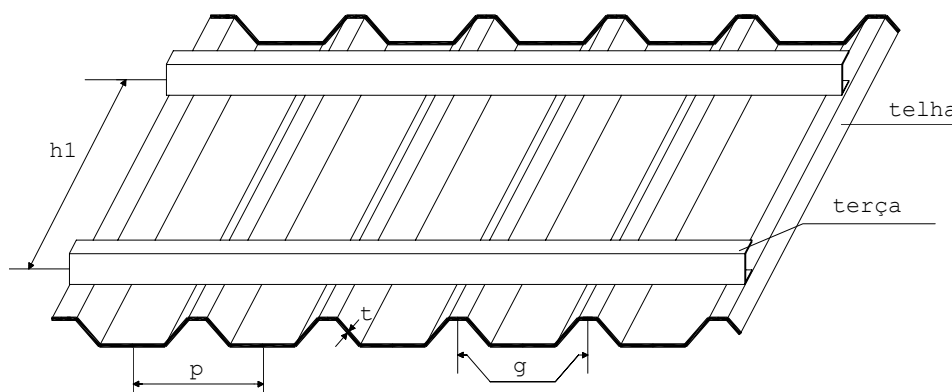


Figura 4.3: Seção trapezoidal (Modificado de YU 1985)

Para um teste em escala real, $G = G'$.

Na seqüência, apresenta-se um exemplo da aplicação das equações analíticas apresentadas no capítulo 4 na determinação da rigidez ao cisalhamento da telha.

Este exemplo foi resolvido com base na análise linear do painel para que o comportamento do material estivesse trabalhando dentro do trecho elástico do material, como definido no ensaio de Nilson.

Exemplo 2: Considerando um painel lateral de edificação, tendo como base a figura 4.4, com 4000mm de comprimento, 4900mm de altura, $E = 205 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$, $A_p = 2000\text{mm}^2$, espaçamento entre as terças mais externas de $h_1 = 4500\text{mm}$. A este painel é fixado um elemento de telha de seção trapezoidal com $p = 196\text{mm}$, $g = 226\text{mm}$, $t = 0,43\text{mm}$ e finalmente a este conjunto aplica-se uma força de $F = 10,0\text{kN}$.

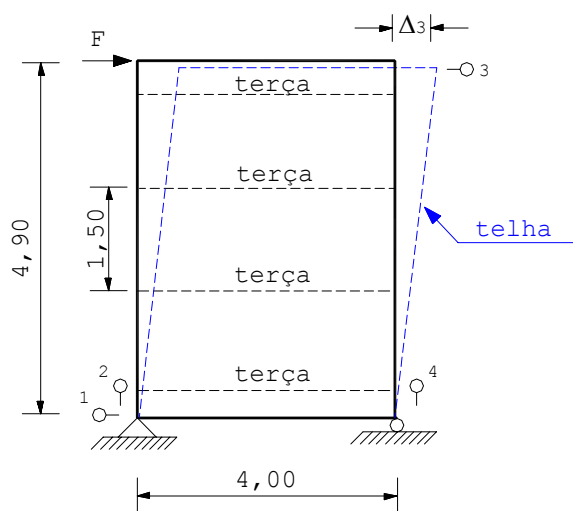


Figura 4.4: Painel lateral de edificação

c) Rigidez ao cisalhamento da telha.

Para os apoios fixos, os deslocamentos Δ_1 , Δ_2 e Δ_4 são iguais a zero. Através do processamento numérico do painel por meio do software SAP2000NonLinear, obteve-se a partir da aplicação da força F de 10kN ao painel um deslocamento igual a $\Delta = \Delta_3 = 5,564\text{mm}$, e para a força $P = 0,4 \cdot (10) = 4\text{kN}$ o deslocamento referente foi de $\Delta' = 2,230\text{mm}$. A curva referente à análise linear do painel, juntamente com os valores de forças aplicadas e deslocamentos obtidos é apresentada na figura 4.5.

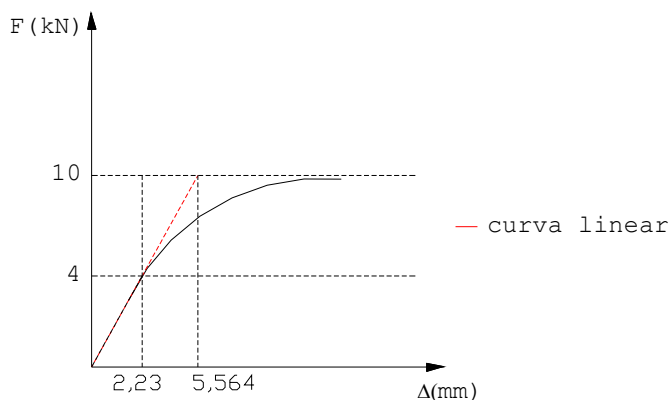


Figura 4.5: Valores de forças e deslocamentos para o ensaio de Nilson - análise linear

O momento de inércia obtido por meio da equação (4.6) é:

$$I = \frac{2000 \cdot (4000)^2}{2} = 16 \times 10^9 \text{mm}^4$$

Os deslocamentos referentes ao cisalhamento e a flexão, obtidos através das equações (4.4) e (4.5) apresentam os seguintes valores:

$$\Delta'_f = \frac{4 \cdot (4900)^3}{3 \cdot 205 \cdot (16 \times 10^9)} = 4,78 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$\Delta'_s = 2,226 - 4,78 \times 10^{-2} = 2,178 \text{ mm}$$

A rigidez ao cisalhamento da telha de acordo com a equação (4.7), tem o seguinte valor:

$$G = \frac{4}{2,178} \cdot \frac{4900}{4000} = 2,250 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

A constante k_2 para uma distância de 4,50m entre as terças mais externas através da equação (4.9) é:

$$k_2 = \left[\frac{205 \cdot 0,43}{2,250} - \frac{2 \cdot (1 + 0,3) \cdot 226}{196} \right] \cdot (4500 \cdot 0,43)^2$$

$$k_2 = 135465381,3 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Finalmente, a rigidez ao cisalhamento da telha corrigida é dada por:

$$G' = \frac{205 \cdot 0,43}{\left[\frac{2 \cdot (1 + 0,3) \cdot 226}{196} + \frac{135465381,3}{(4500 \cdot 0,43)^2} \right]} = 2,250 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Observa-se que G e G' não apresentaram diferenças entre os seus valores, pois utilizou-se, neste caso, para determinação da constante k_2 por meio da equação (4.9) o valor de G , obtido por meio da equação (4.7). Contudo, o valor de G' é obtido por meio de um rearranjo da equação (4.9).

Capítulo 5 - Modelagem do sistema

5.1. Considerações gerais

Neste Capítulo apresenta-se a metodologia para simular numericamente o modelo utilizado para representar o comportamento dos painéis laterais que compõem as edificações em aço. O processamento numérico foi efetuado com a utilização do software SAP2000NonLinear.

5.2. Estruturas analisadas

Foram analisados painéis laterais de edificações em aço com e sem o fechamento lateral, conforme ilustra a figura 5.1.

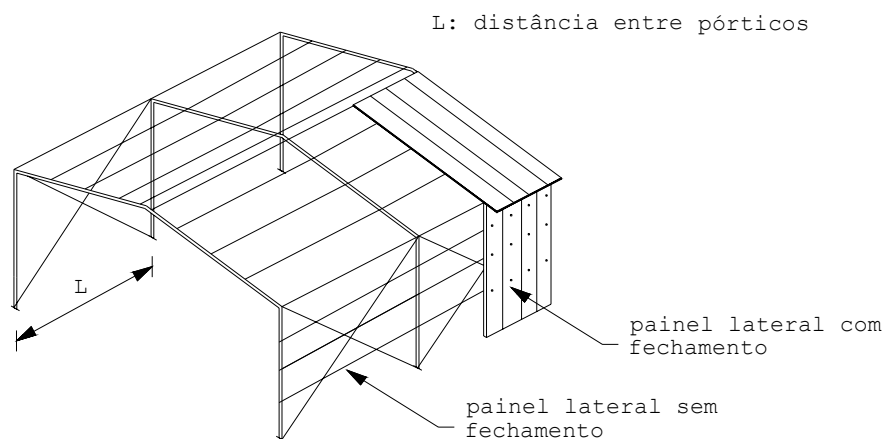


Figura 5.1: Painéis laterais considerados nas edificações

Os painéis sem o fechamento lateral foram contraventados no seu sentido longitudinal através de barras redondas, utilizadas tradicionalmente. Para o fechamento lateral dos painéis foram utilizadas

telhas de aço de seção trapezoidal fixadas em terças formadas por seções "U" de perfis de aço.

Foram analisadas quatro diferentes distâncias longitudinais entre pórticos, ou seja, painéis com 4,00, 5,00, 6,00 e 7,00 metros, sendo que as análises efetuadas foram realizadas com a consideração do comportamento elástico linear e elástico com não linearidade geométrica.

5.2.1. Painel sem o fechamento lateral

Numa primeira análise considerou-se o painel formado somente pelos elementos estruturais: viga, pilares e contraventamento, sem a utilização do fechamento lateral, conforme ilustra a figura 5.2.

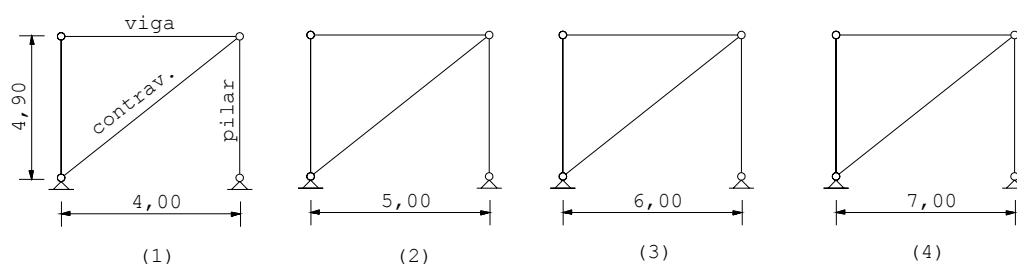


Figura 5.2: Geometria e dimensões dos painéis analisados sem o fechamento lateral

Para compor os pilares e as vigas dos painéis, foram utilizadas seções "I" simples de perfis de aço, com dimensões 200 x 160 x 4,75 mm. Para o contraventamento diagonal no sentido longitudinal do painel foi utilizada uma barra redonda de aço com diâmetro $\phi = 12,7\text{mm}$.

O peso próprio do material foi desconsiderado para os painéis analisados, pois o interesse estava em verificar quanto os painéis se deslocavam em função da força aplicada. A consideração do peso

próprio do material, neste caso, poderia comprometer o resultado dos deslocamentos. A figura 5.2.1 ilustra a disposição dos perfis dos pilares, viga e contraventamento para o painel analisado sem o fechamento lateral.

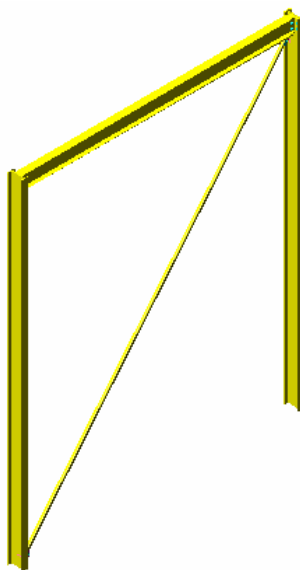


Figura 5.2.1: Disposição dos elementos de barra do painel

Os painéis foram então submetidos a esforços horizontais de até 100kN no plano do painel, para obtenção dos respectivos deslocamentos horizontais, Δ , conforme mostra a figura 5.3, e a esforços de até 1000kN para obtenção, e melhor caracterização do comportamento das curvas não lineares referentes a cada esforço aplicado.

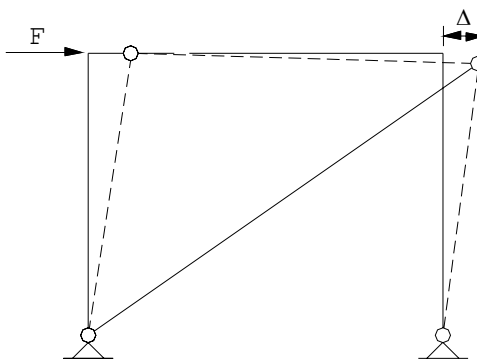


Figura 5.3: Deslocamento horizontal verificado nos painéis

Foram obtidos separadamente pelo software SAP2000NonLinear os deslocamentos referentes à análise linear e não-linear dos painéis. Os resultados dos deslocamentos obtidos foram tabelados e em seguida apresentados em forma de gráfico, sendo que as curvas de força x deslocamento para os painéis foram construídas com a utilização do software Excel a partir dos resultados de forças e deslocamentos fornecidos pelo SAP2000NonLinear. Posteriormente foram obtidos os coeficientes de rigidez para os painéis analisados através da equação (3.28).

5.2.2. Painel com o fechamento lateral

Para a análise dos painéis com o fechamento lateral foram mantidas as mesmas considerações quanto a geometria, dimensões e esforços aplicados, feitas para os painéis analisados sem o fechamento lateral. A telha utilizada no fechamento lateral foi do tipo trapezoidal MF40, com espessura de 0,43mm. A figura 5.4 apresenta o detalhe da telha trapezoidal utilizada no presente trabalho de pesquisa como fechamento lateral.

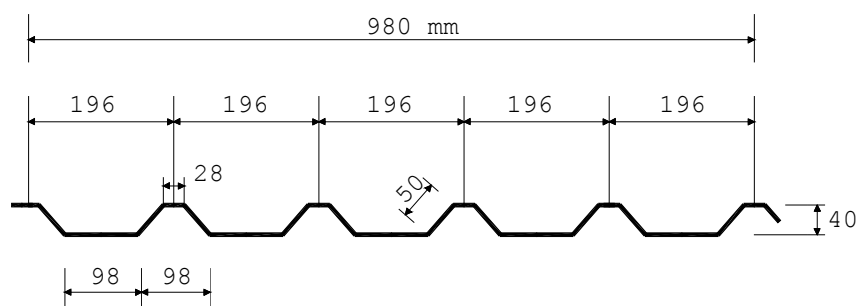


Figura 5.4: Telha MF40 utilizada no fechamento lateral
(Modificado do Catálogo de telhas de aço - METFORM, 2002)

Foram utilizados dois tipos de fixação entre as telhas e as terças. Por ser usual na prática, as

telhas foram fixadas inicialmente nas 2^a e 5^a ondas baixas, embora o fabricante recomende a utilização de no mínimo três pontos de fixação, sendo estes, 1^a, 3^a e 5^a ondas baixas. Posteriormente foram fixadas todas as ondas baixas da telha. O espaçamento utilizado entre as terças do painel, sendo estas constituídas por perfis de aço com seção "U" de dimensões 100 x 50 x 2,65, foi de 1,50m. Um detalhe do espaçamento entre as terças do painel é mostrado na figura 5.5.

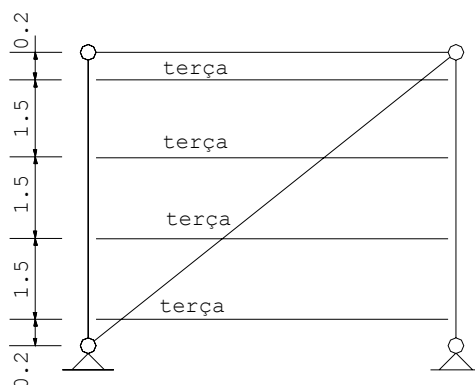


Figura 5.5: Espaçamento entre as terças do painel

A disposição das terças no painel é apresentada na figura 5.5.1.

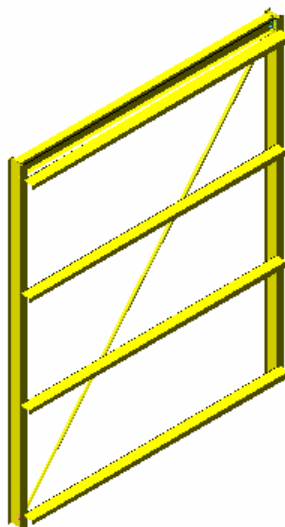


Figura 5.5.1: Disposição das terças e dos demais elementos do painel

A geometria dos painéis foi construída no AutoCad e posteriormente exportada para o software SAP2000NonLinear. No AutoCad o elemento que representa a telha foi assinalado como "3D Face" e os demais elementos dos painéis como vigas, pilares e contraventamentos foram admitidos como sendo linhas.

De acordo com a dimensão dos painéis diafragma, foram utilizadas quantidades diferentes de telhas em cada um dos painéis analisados. Porém, a costura entre duas telhas foi considerada como contínua.

Para o painel de 4,00m foram utilizadas 4 telhas de 980mm no sentido longitudinal do painel, totalizando um comprimento de 3920mm. Neste caso, em cada lado do painel a distância entre o pilar e o início da telha fixada foi de 40mm de cada lado.

Para o painel de 5,00m foram utilizadas 5 telhas de 980mm totalizando um comprimento de 4900mm. Em cada lado do painel a distância entre o pilar e o início da telha fixada foi de 50mm de cada lado.

Para o painel de 6,00m foram utilizadas 6 telhas de 980mm totalizando um comprimento de 5880mm. Em cada lado do pórtico a distância entre a coluna e o início da telha foi de 60mm de cada lado.

Para o painel de 7,00m foram utilizadas 7 telhas de 980mm totalizando um comprimento de 6860mm. Em cada lado do painel a distância entre a coluna e o início da telha foi de 70mm de cada lado.

Os painéis, após serem construídos no AutoCad, foram exportados com a extensão DXF e importados pelo Software SAP2000NonLinear, onde a telha foi assinalada como sendo um elemento de membrana (carga aplicada agindo somente no plano do painel) e então

discretizada em nove partes de três divisões verticais entre duas terças, conforme figura 5.5.2.

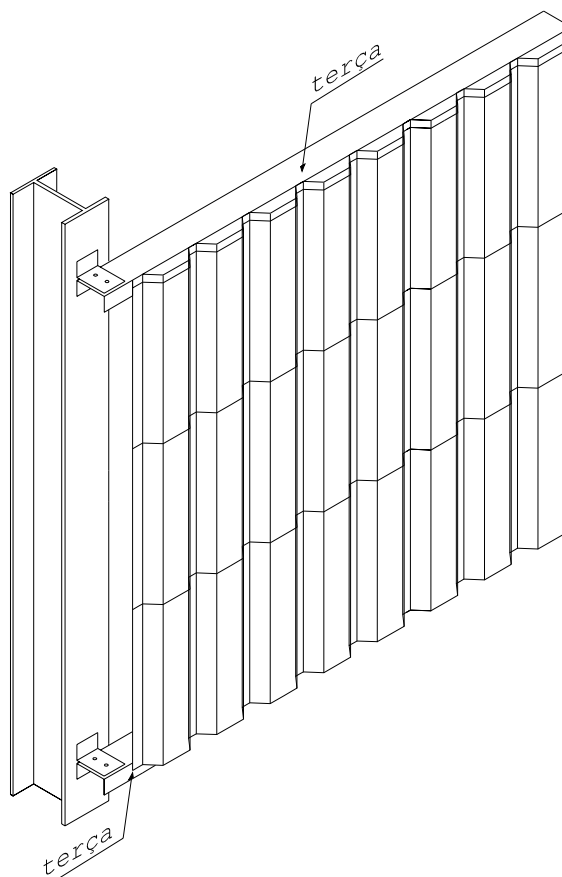


Figura 5.5.2: Discretização da telha no software SAP2000Nonlinear

Os elementos de barra, até então unifilares importados do AutoCad foram assinalados no software SAP2000NonLinear com os perfis e dimensões definidas anteriormente para cada elemento.

As ondas baixas das telhas foram fixadas nas terças em um nó comum de fixação, de modo que este nó apresentasse a mesma translação no plano do painel para os dois elementos unidos. Para este nó, nenhum giro da telha em torno do eixo perpendicular ao plano do painel foi considerado com relação à terça. Dessa

forma é como se a telha estivesse perfeitamente fixada nas terças, tendo-se assim um conjunto rígido, formado a partir da fixação entre as telhas e as terças. Considerou-se a telha perfeitamente fixada nas terças em função da dificuldade de se trabalhar com o elemento de contato dentro do software SAP2000Nonlinear.

Para a fixação das extremidades das terças na estrutura principal foram consideradas duas diferentes condições de fixação. As terças, primeiramente foram consideradas birotuladas em suas extremidades para a obtenção da rigidez somente do conjunto telha fixada nas terças, e a ligação birotulada foi simulada com a consideração da utilização de apenas uma linha de furação para os parafusos de fixação entre terças e estrutura principal. A figura 5.5.3 ilustra a simulação da ligação birotulada entre os referidos elementos do painel.

Posteriormente considerou-se uma pequena restrição ao giro nas extremidades das terças do painel, como se existisse neste ponto uma mola simulando a ligação. A simulação desta ligação foi efetuada com base na figura 5.5.4, ou seja, através de uma ligação composta por dois parafusos totalizando duas linhas de furação, o que proporciona o aparecimento de um momento fletor resistente neste ponto, a partir da aplicação do esforço ao painel. Nesse sentido passa a existir conseqüentemente uma restrição ao giro da terça como se fosse uma mola impedindo parte do movimento lateral do painel.

As figuras seguintes apresentam o detalhe das ligações entre terças e estrutura principal, como referidas anteriormente.

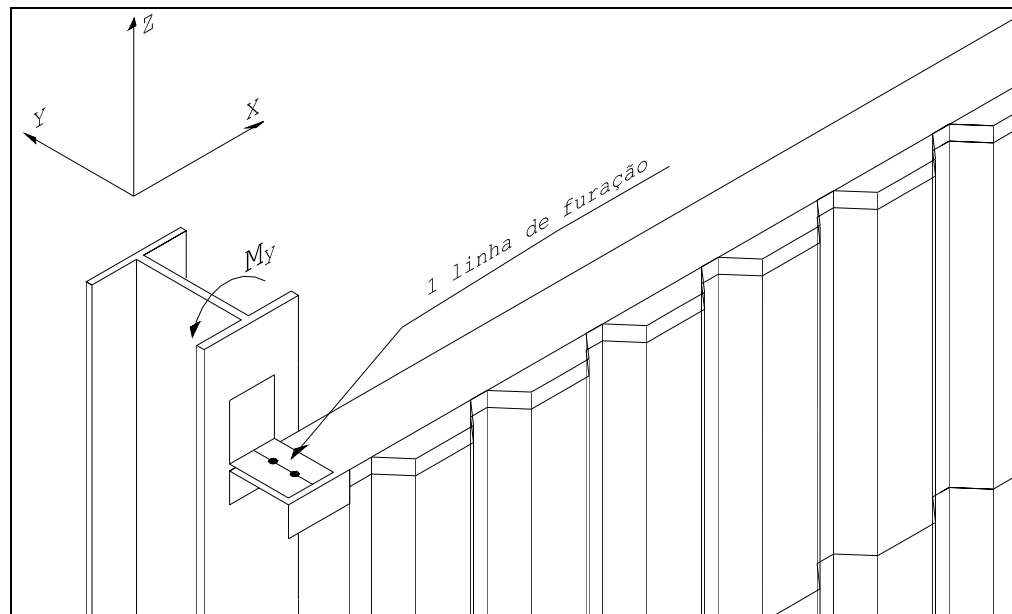


Figura 5.5.3: Ligação que simula a extremidade da terça birotulada

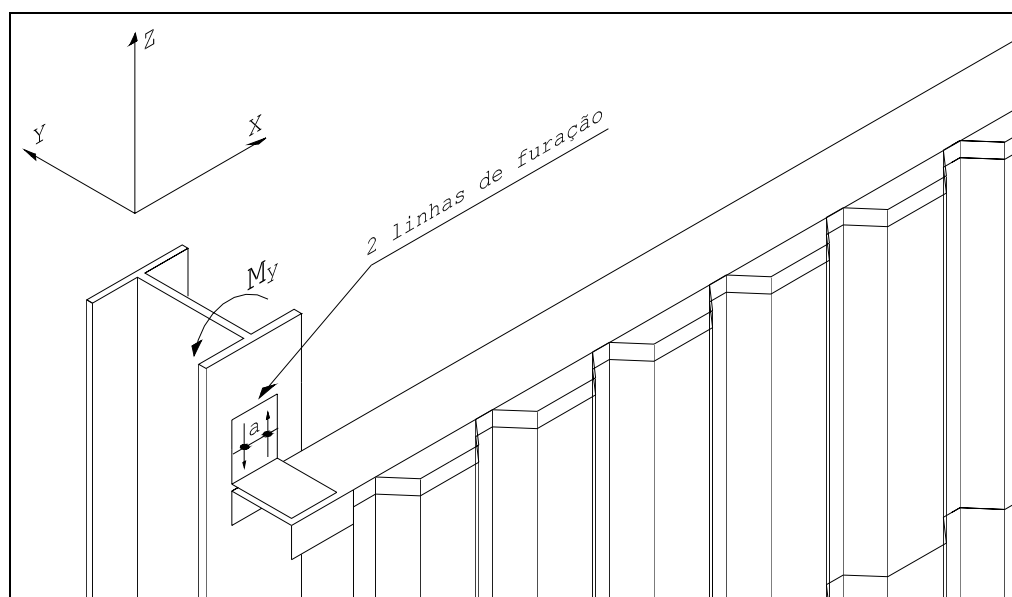


Figura 5.5.4: Ligação que simula a restrição ao giro na extremidade da terça

5.2.2.1. Coeficiente de restrição ao giro

Na seqüência apresenta-se o cálculo do coeficiente de restrição ao giro (coeficiente de mola) na extremidade da terça.

Para a obtenção deste coeficiente, o comportamento da terça lateral foi considerado como sendo o de uma viga biapoiada, onde os giros nas extremidades desta viga são dados de acordo com as equações gerais (5.1) (5.2) e (5.3), a partir da consideração que $M_A = M_B$.

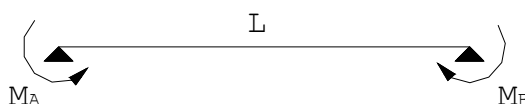


Figura 5.5.5: Viga biapoiada

$$\theta_A = -\frac{L}{6 \cdot E \cdot I} \cdot (2 \cdot M_a + M_b) \quad (5.1)$$

$$\theta_B = \frac{L}{6 \cdot E \cdot I} \cdot (M_a + 2 \cdot M_b) \quad (5.2)$$

$$\theta_B = -\theta_A \quad (5.3)$$

O estado limite último ao corte, segundo a NBR14762:2001, é dado pela equação (5.4).

No plano do painel, para este caso, os parafusos são solicitados à tração.

$$V_{Rd} = \frac{0,45 \cdot A_{par} \cdot f_{up}}{\gamma} \quad (5.4)$$

onde,

A_{par} = área bruta da seção transversal do parafuso;

f_{up} = tensão de ruptura do parafuso;

γ = coeficiente de resistência.

Da definição de momento vem que:

$$M = F \cdot a \quad (5.5)$$

$$F = V_{\text{Rd}} \quad (5.6)$$

$$a = 3\phi \quad (5.7)$$

Alem disso:

$$M = M_A = M_B = M_y \quad (5.8)$$

$$M_y = V_{\text{Rd}} \cdot 3\phi \quad (5.9)$$

$$M_y = c \cdot \theta \quad (5.10)$$

Igualando-se as equações (5.9) e (5.10) tem-se a relação dada pela equação (5.11).

$$c \cdot \theta = 3\phi \cdot V_{\text{Rd}} \quad (5.11)$$

Para um giro unitário, $\theta = 1$, obtém-se o valor genérico do coeficiente de restrição ao giro, de acordo com a equação (5.12).

$$c = 3\phi \cdot V_{\text{Rd}} \quad (5.12)$$

Considerando-se na ligação parafusos com diâmetro de $\phi = 10,0\text{mm}$, $A_{\text{par}} = 78,54\text{mm}^2$, $\gamma = 1,65$ (para parafuso comum e sem qualificação estrutural), com $f_{\text{up}} = 0,415 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$, obtém-se o valor numérico do coeficiente de restrição ao giro, c , utilizado nas extremidades das terças. Esse valor é numericamente igual a:

$$c = 267 \frac{\text{kN} \cdot \text{mm}}{\text{rad}}$$

Esse valor numérico foi utilizado para as simulações numéricas dos painéis com a consideração de restrição ao giro.

Esta foi uma maneira de se avaliar a rigidez rotacional da referida ligação em torno do "Y", e embora tenha sido considerada a resposta elástica da estrutura, não foi considerado o estado limite último da ligação.

Capítulo 6 – Análise dos deslocamentos

A determinação de uma estrutura que atenda as limitações dos deslocamentos e solicitações nos elementos estruturais e que seja a mais econômica possível é uma necessidade do engenheiro estrutural. Através dos deslocamentos da estrutura, é possível verificar a sua rigidez, e conseqüentemente prever o seu consumo de aço. Neste capítulo são apresentados os resultados dos deslocamentos para os painéis analisados com e sem o fechamento lateral, de acordo com a metodologia apresentada no Capítulo 5, juntamente com os gráficos contendo as curvas das forças aplicadas em função dos deslocamentos obtidos.

6.1. Análises preliminares

Com o objetivo de avaliar o comportamento dos painéis diafragma para auxiliar na definição das variáveis que serão consideradas nas análises desse trabalho de pesquisa foram ensaiados inicialmente painéis com e sem fechamento lateral de acordo com a figura 6.1 para as dimensões propostas inicialmente para os painéis.

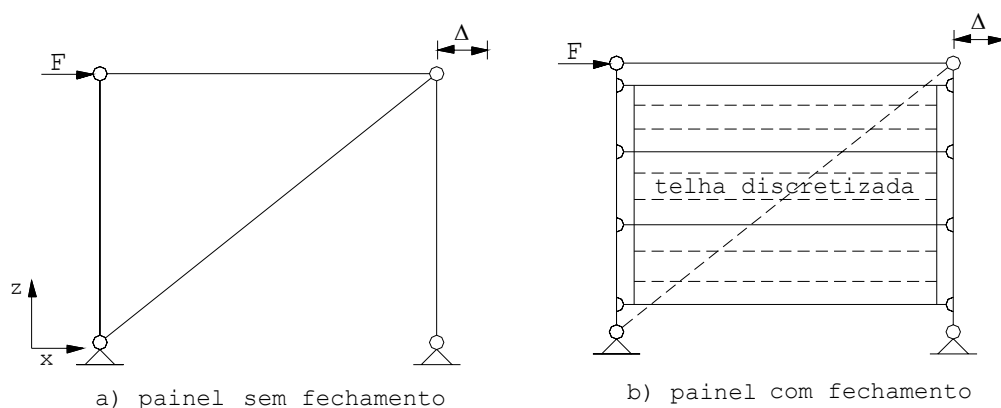


Figura 6.1: Painéis considerados inicialmente

O limite do deslocamento horizontal para estes painéis conforme a equação (3.31) é dado por:

$$\Delta_{lim} = \frac{h}{300} = \frac{4900}{300} = 16,33\text{mm}$$

Foi então fixado para os painéis o deslocamento limite de 16,33mm e obtido numericamente como resultado em função desse deslocamento a força necessária para provocar o mesmo deslocamento em cada um dos painéis a partir da análise linear dos mesmos. Os painéis sem o fechamento, (SF), foram analisados somente com a consideração do contraventamento diagonal. Os painéis com fechamento de telhas foram analisados com a consideração das telhas fixadas nas terças para dois tipos de fixação: as telhas fixadas nas 2ª e 5ª ondas baixas, (2ª e 5ª), e posteriormente em todas as ondas baixas, (TOF). As telhas foram discretizadas segundo a figura 5.5.2 e as terças foram consideradas birotuladas em suas extremidades neste caso. Os resultados das forças, obtidos em cada caso para o deslocamento limite, e as curvas referentes estão apresentadas na seqüência.

Tabela 1.1: Força limite no painel de 4,00m

Δ_{lim} (mm)	Força - F (kN)		
	(SF)	(2ª e 5ª)	(TOF)
16,33	+26,15	+43,12	+44,39

Tabela 1.2: Força limite no painel de 5,00m

Δ_{lim} (mm)	Força - F (kN)		
	(SF)	(2ª e 5ª)	(TOF)
16,33	+28,94	+56,24	+57,94

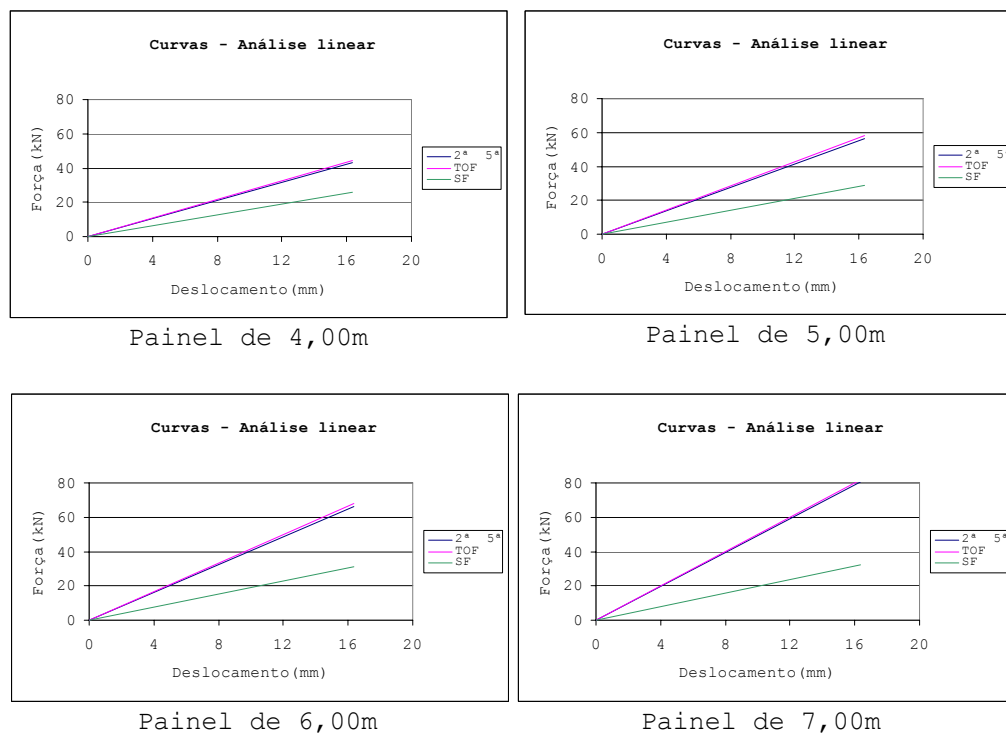
Tabela 1.3: Força limite no painel de 6,00m

Δ_{lim} (mm)	Força - F (kN)		
	(SF)	(2ª e 5ª)	(TOF)
16,33	+31,20	+66,04	+67,91

Tabela 1.4: Força limite no painel de 7,00m

Δ_{lim} (mm)	Força - F (kN)		
	(SF)	(2ª e 5ª)	(TOF)
16,33	+32,08	+80,36	+81,90

As curvas a seguir mostram os resultados apresentados nas tabelas anteriores para as forças obtidas em função do deslocamento limite.

**Figura 6.2:** Resultado dos painéis - Rigidez

Comparando-se os resultados obtidos nos ensaios preliminares dos painéis verificou-se que quando se utilizou o fechamento lateral, a rigidez apresentada

pelos painéis foi superior à rigidez obtida pelo painel sem o fechamento lateral.

Analisando a força necessária para provocar um deslocamento de 16,33mm no painel sem o fechamento, verificou-se que essa força foi da ordem de 26,15 kN para o painel de 4,00m, assumindo valores maiores de forças para os painéis analisados para maiores comprimentos. Comparando a força necessária para gerar esse mesmo deslocamento no painel de 4,00m, analisado com o fechamento, verificou-se uma força de 43,12 kN no painel analisado com as telhas fixas nas 2^a e 5^a ondas baixas e uma força de 44,39 kN no painel analisado com todas as ondas baixas fixas. Esse fato comprova a maior rigidez do painel quando utilizado o fechamento lateral. Além disso, as análises preliminares indicaram que com o aumento dos pontos de fixação das telhas, evitando-se o deslizamento entre telha e terça, ocorre um pequeno aumento da rigidez do diafragma. A costura das telhas influencia consideravelmente esta resposta, diferenciando os valores obtidos para a rigidez.

6.2. Análises finais

6.2.1. Situações consideradas

Situação-1

A situação-1 corresponde ao painel sem o fechamento lateral. Neste caso, o painel foi contraventado diagonalmente no seu sentido longitudinal somente com a utilização de uma barra redonda.

A figura 6.3 ilustra o painel referido na situação-1.

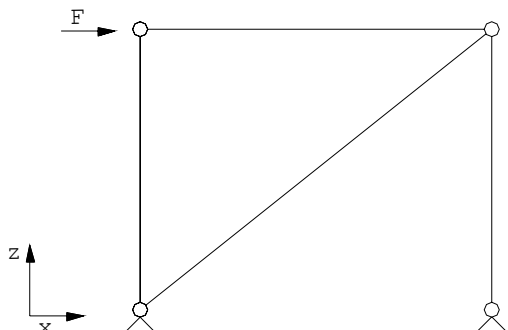


Figura 6.3: Painel sem o fechamento lateral

Situação-2

A situação-2 corresponde ao painel com o fechamento lateral, tendo a telha discretizada em nove partes, conforme figura 5.5.2 apresentada no capítulo anterior. As extremidades das terças, neste caso, foram consideradas birotuladas, sem a consideração do coeficiente de mola, sendo que nesta situação o painel não apresenta o contraventamento diagonal.

A figura 6.3.1 ilustra o painel referido na situação-2.

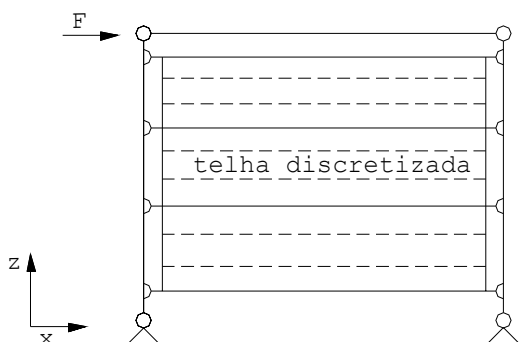


Figura 6.3.1: Painel com as terças birotuladas nas extremidades e sem contraventado diagonal

Situação-3

A situação-3 corresponde ao painel com o fechamento lateral, sendo admitido nas extremidades das terças o coeficiente de restrição ao giro, com valor igual a $267 \frac{\text{kN} \cdot \text{mm}}{\text{rad}}$, conforme determinado no capítulo anterior. Nesta situação o painel também não apresenta o contraventamento diagonal.

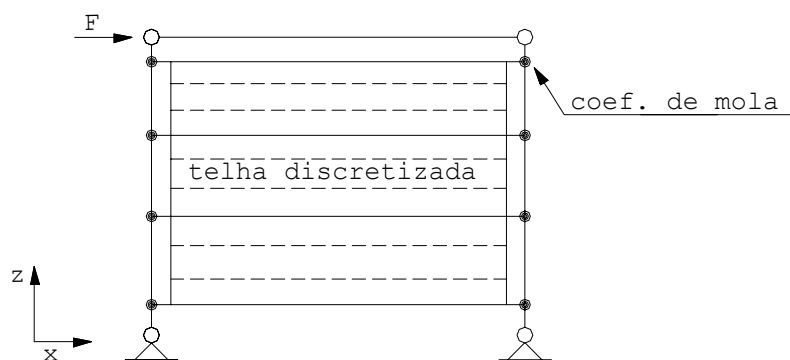


Figura 6.3.2: Painel com extremidades das terças apresentando coeficiente de restrição ao giro e sem contraventado diagonal

Situação-4

A situação-4 corresponde ao painel referido na situação-3 com a consideração do contraventamento diagonal. A figura 6.3.3 ilustra a situação-4.

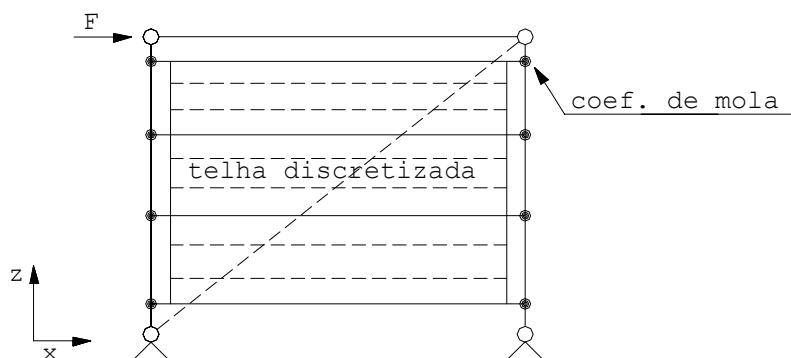


Figura 6.3.3: Painel com fechamento lateral e contraventamento diagonal

6.2.2. Deslocamentos obtidos

Os valores dos deslocamentos apresentados nas tabelas seguintes são referentes aos esforços crescentes até 100kN aplicados aos painéis analisados sem o fechamento lateral, conforme ilustra a figura 5.3. Estes deslocamentos foram obtidos após o processamento numérico dos painéis efetuado no Software SAP2000NonLinear para os dois tipos de análises efetuadas, ou seja, Análise linear (AL) e não-linear (ANL).

Situação-1:

Tabela 1.5: Deslocamentos - painel de 4,00m

F (kN)	Δ (mm)	
	AL	ANL
4	2,510	2,511
10	6,266	6,267
40	25,070	25,075
100	62,668	62,670

Tabela 1.6: Deslocamentos - painel de 5,00m

F (kN)	Δ (mm)	
	AL	ANL
4	2,185	2,186
10	5,453	5,457
40	21,815	21,980
100	54,532	54,958

Tabela 1.7: Deslocamentos - painel de 6,00m

F (kN)	Δ (mm)	
	AL	ANL
4	1,990	1,988
10	4,964	4,967
40	19,858	19,997
100	49,635	49,989

Tabela 1.8: Deslocamentos - painel de 7,00m

F (kN)	Δ (mm)	
	AL	ANL
4	1,955	1,958
10	4,879	4,882
40	19,520	19,650
100	48,792	49,122

Com base no ensaio desenvolvido por Nilson, foram obtidos também os deslocamentos horizontais $\Delta = \Delta_3$ para os painéis analisados com o fechamento lateral para os dois tipos de fixação das telhas. Os deslocamentos, neste caso, também foram obtidos para os dois tipos de análises efetuadas para os painéis.

Situação-2:**Tabela 1.9:** Deslocamentos - painel de 4,00m

F (kN)	(2ª e 5ª)		(TOF)	
	Δ (mm)		Δ (mm)	
	AL	ANL	AL	ANL
10	5,564	5,563	5,565	5,563
100	55,646	54,340	55,646	54,174

Tabela 2.0: Deslocamentos - painel de 5,00m

F (kN)	(2ª e 5ª)		(TOF)	
	Δ (mm)		Δ (mm)	
	AL	ANL	AL	ANL
10	4,024	4,024	4,025	4,024
100	40,242	40,074	40,242	40,274

Tabela 2.1: Deslocamentos - painel de 6,00m

F (kN)	(2ª e 5ª)		(TOF)	
	Δ (mm)		Δ (mm)	
	AL	ANL	AL	ANL
10	3,169	3,169	3,170	3,169
100	31,692	31,332	31,692	31,069

Tabela 2.2: Deslocamentos - painel de 7,00m

F (kN)	(2 ^a e 5 ^a)		(TOF)	
	Δ (mm)		Δ (mm)	
	AL	ANL	AL	ANL
10	2,617	2,617	2,618	2,617
100	26,173	25,950	26,173	25,913

Situação-3:**Tabela 2.3:** Deslocamentos - painel de 4,00m

F (kN)	(2 ^a e 5 ^a)		(TOF)	
	Δ (mm)		Δ (mm)	
	AL	ANL	AL	ANL
10	2,014	2,014	2,015	2,014
100	20,142	20,148	20,142	20,148

Tabela 2.4: Deslocamentos - painel de 5,00m

F (kN)	(2 ^a e 5 ^a)		(TOF)	
	Δ (mm)		Δ (mm)	
	AL	ANL	AL	ANL
10	1,364	1,364	1,365	1,364
100	13,639	13,636	13,639	13,629

Tabela 2.5: Deslocamentos - painel de 6,00m

F (kN)	(2 ^a e 5 ^a)		(TOF)	
	Δ (mm)		Δ (mm)	
	AL	ANL	AL	ANL
10	1,121	1,121	1,122	1,121
100	11,211	11,209	11,209	11,203

Tabela 2.6: Deslocamentos - painel de 7,00m

F (kN)	(2 ^a e 5 ^a)		(TOF)	
	Δ (mm)		Δ (mm)	
	AL	ANL	AL	ANL
10	0,969	0,969	0,969	0,969
100	9,689	9,662	9,688	9,623

Situação-4:**Tabela 2.7:** Deslocamentos - painel de 4,00m

F (kN)	(2 ^a e 5 ^a)		(TOF)	
	Δ (mm)		Δ (mm)	
	AL	ANL	AL	ANL
10	1,497	1,497	1,498	1,497
100	14,966	14,972	14,966	14,973

Tabela 2.8: Deslocamentos - painel de 5,00m

F (kN)	(2 ^a e 5 ^a)		(TOF)	
	Δ (mm)		Δ (mm)	
	AL	ANL	AL	ANL
10	1,095	1,095	1,096	1,095
100	10,946	10,879	10,946	10,949

Tabela 2.9: Deslocamentos - painel de 6,00m

F (kN)	(2 ^a e 5 ^a)		(TOF)	
	Δ (mm)		Δ (mm)	
	AL	ANL	AL	ANL
10	0,918	0,918	0,919	0,918
100	9,180	9,180	9,197	9,181

Tabela 3.0: Deslocamentos - painel de 7,00m

F (kN)	(2 ^a e 5 ^a)		(TOF)	
	Δ (mm)		Δ (mm)	
	AL	ANL	AL	ANL
10	0,808	0,808	0,809	0,808
100	8,079	8,033	8,079	8,081

A partir da análise isolada dos painéis com e sem o fechamento lateral, observou-se que para valores de esforços aplicados até 100kN, os deslocamentos obtidos foram aproximadamente iguais para os dois tipos de análises efetuadas: linear (AL) e não-linear (ANL). Além disso, para os painéis analisados com o fechamento lateral, a fixação da telha nas terças não

apresentou uma influência significativa para esforços aplicados até 100kN, tendo-se em vista que os deslocamentos horizontais obtidos para os dois tipos de fixação da telha analisados foram aproximadamente iguais. Observou-se, porém, uma significativa diminuição dos deslocamentos horizontais obtidos para os painéis analisados com a utilização do fechamento lateral, com relação aos painéis analisados sem o fechamento lateral.

6.2.3. Curvas de força x deslocamento

Situação-1

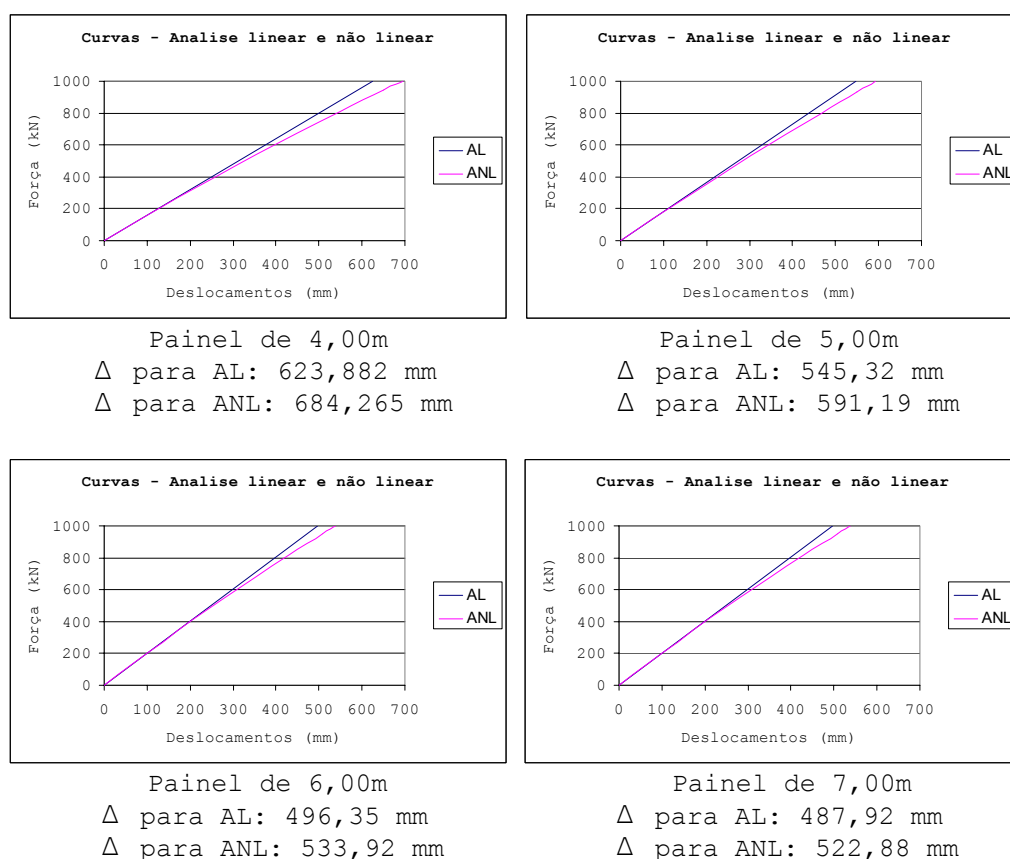


Figura 6.4: Deslocamentos para AL e ANL - painel sem o fechamento lateral

A partir da análise das curvas para os painéis analisados sem o fechamento lateral, observou-se que com o aumento do esforço aplicado, a curva do comportamento não-linear tendeu a uma parábola de concavidade para baixo, significando que estes painéis apresentaram uma perda da sua rigidez inicial quando da utilização somente do contraventamento diagonal na sua contenção longitudinal. Além disso, os deslocamentos horizontais obtidos foram maiores para a análise não-linear, quando comparados com os deslocamentos obtidos para a análise linear para a aplicação do mesmo esforço de 1000kN aos painéis.

Situação - 2

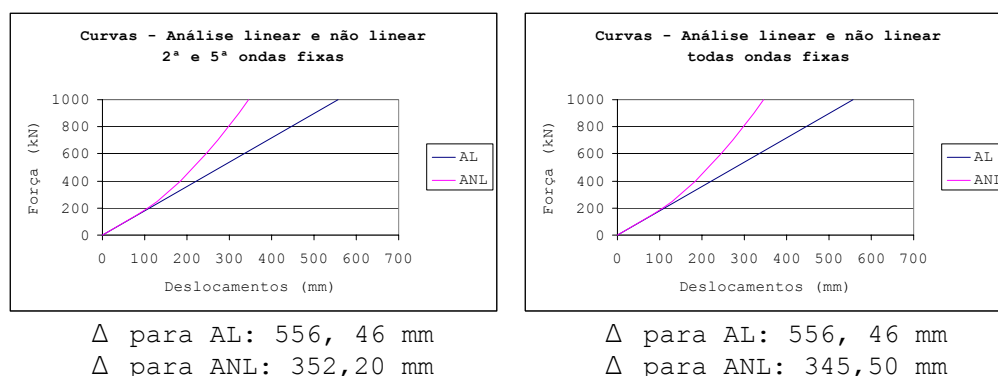


Figura 6.5: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 4,00m

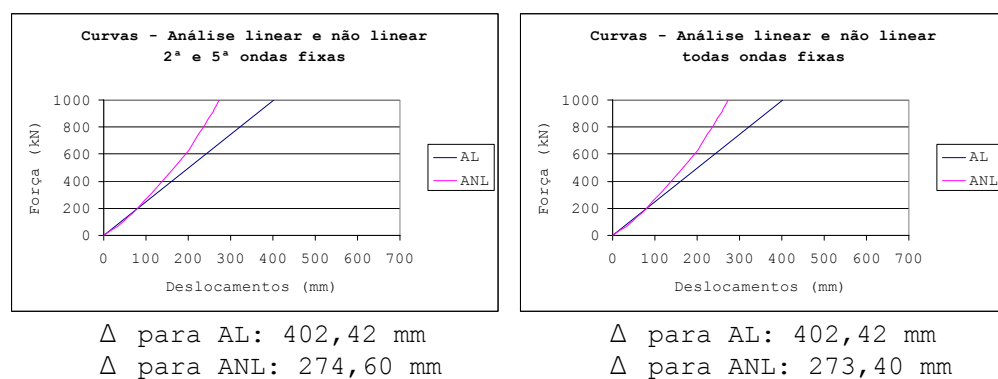


Figura 6.5.1: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 5,00m

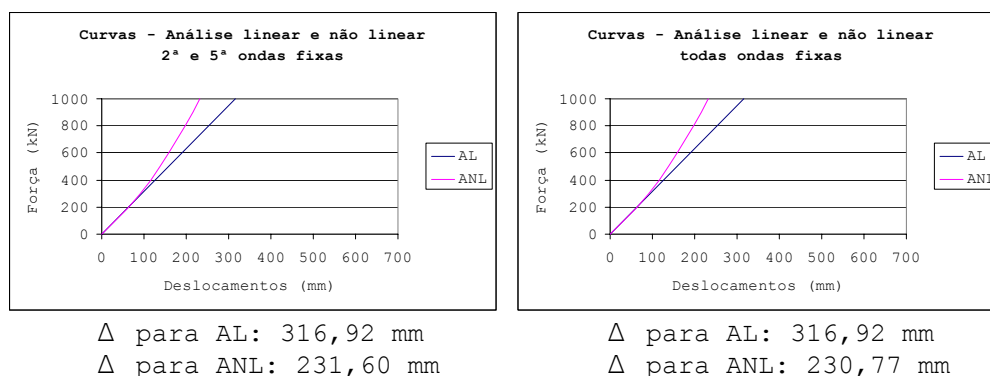


Figura 6.5.2: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 6,00m

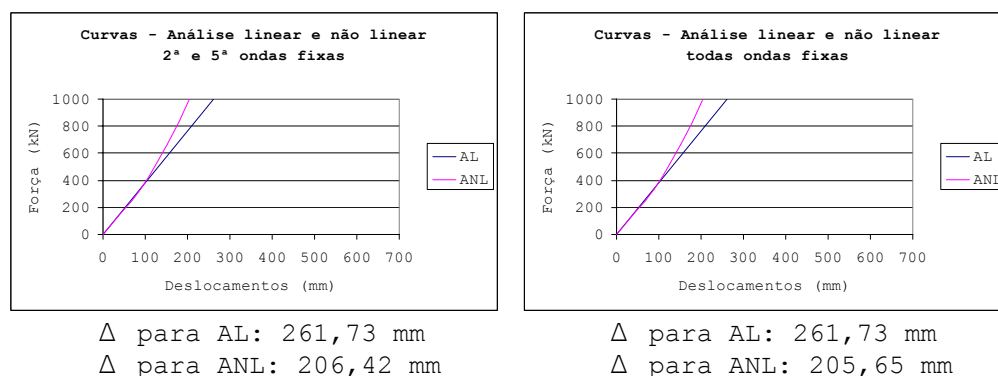


Figura 6.5.3: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 7,00m

A partir das curvas obtidas para a situação-2, observou-se que com o aumento da força aplicada aos painéis, o comportamento da curva não-linear se aproximou de uma parábola com concavidade para cima, indicando, neste caso, que os painéis ganharam rigidez quando da utilização do fechamento lateral e os deslocamentos obtidos na análise não-linear foram menores que os deslocamentos obtidos na análise linear para a aplicação do mesmo esforço aos painéis.

Alem disso, os painéis apresentaram deslocamentos menores para a análise não-linear com relação à análise linear, quando na análise dos painéis foram consideradas telhas com todas as ondas baixas fixas.

Dessa forma houve uma melhor distribuição interna dos esforços aplicados com relação à análise feita para os painéis com 2ª e 5ª ondas fixas.

Situação-3

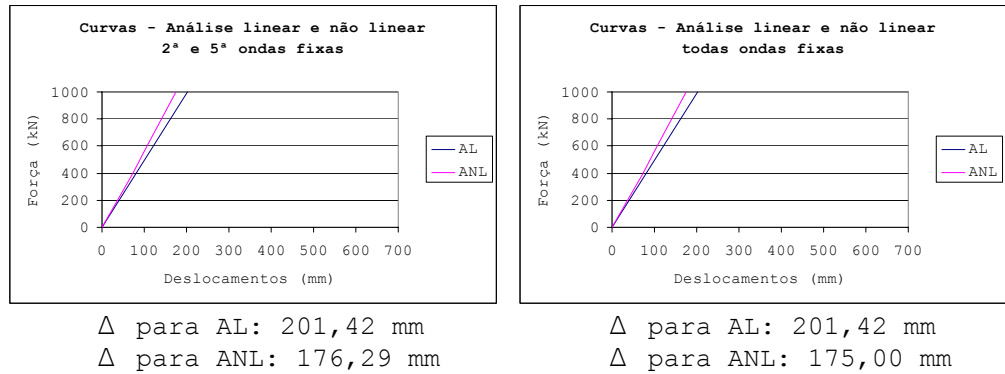


Figura 6.5.4: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 4,00m

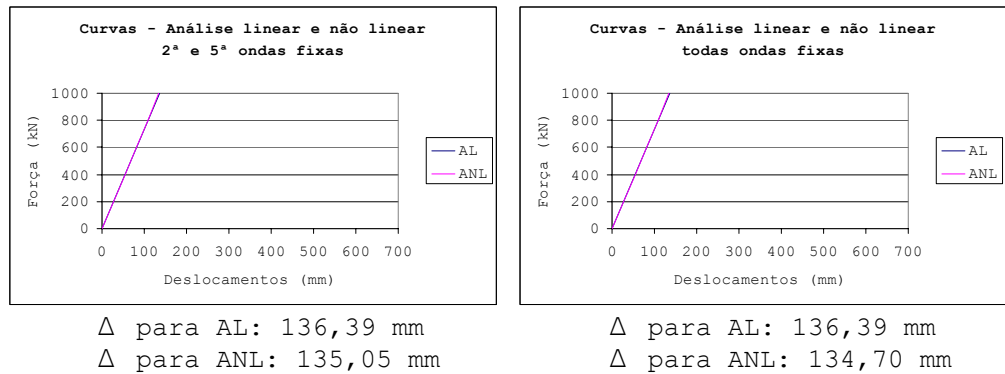


Figura 6.5.5: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 5,00m

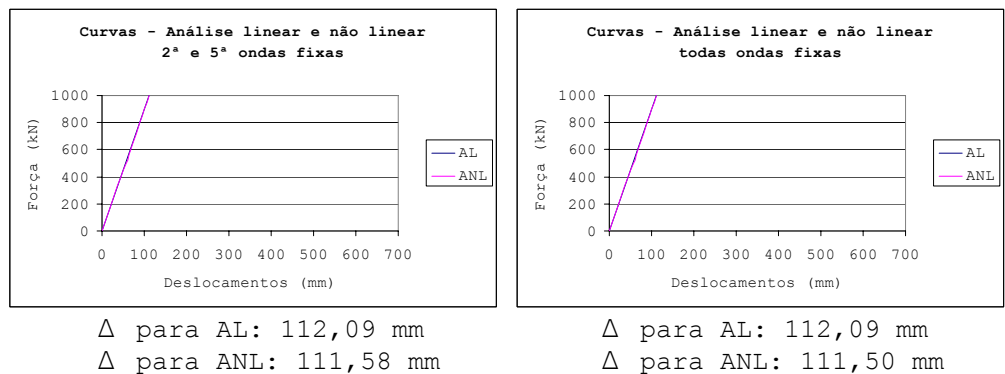


Figura 6.5.6: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 6,00m

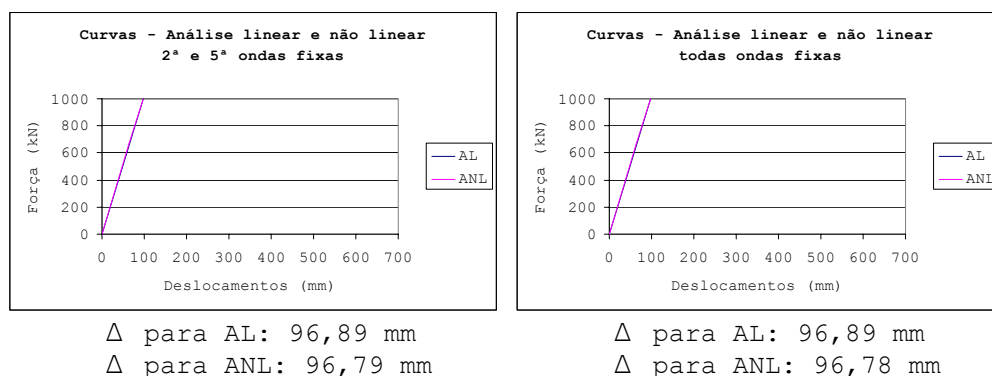


Figura 6.5.7: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 7,00m

Para a situação-3, observou-se que as curvas referentes à análise linear e não-linear apresentaram o mesmo comportamento aproximando-se de uma reta, e com o aumento da dimensão longitudinal dos painéis as curvas foram se apresentando praticamente sobrepostas para a mesma força aplicada, o que significa um ganho de rigidez nos painéis. Neste trecho das curvas seria necessária a aplicação de uma força maior para provocar uma diferença considerável na posição entre as curvas obtidas.

Situação - 4

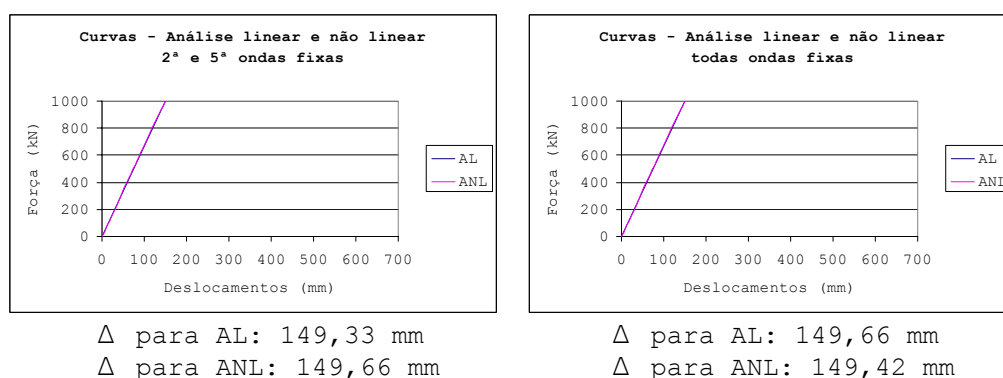


Figura 6.5.8: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 4,00m

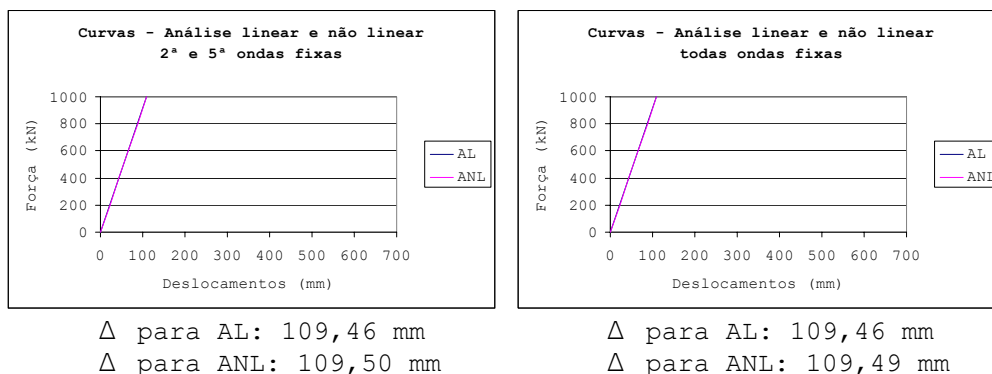


Figura 6.5.9: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 5,00m

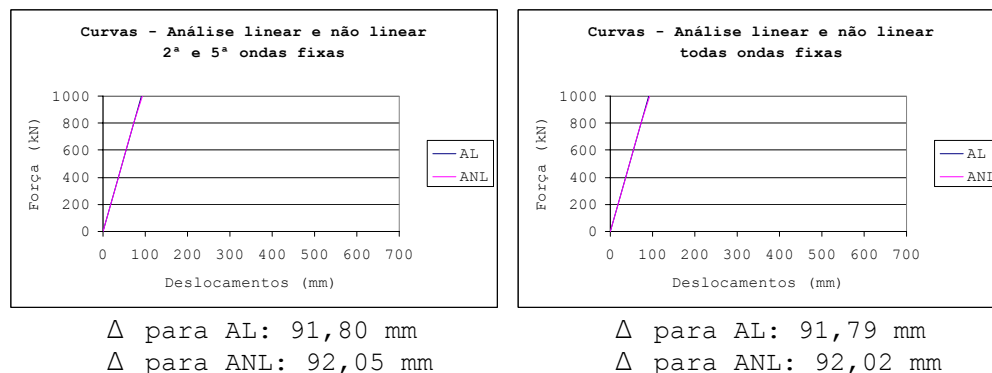


Figura 6.6: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 6,00m

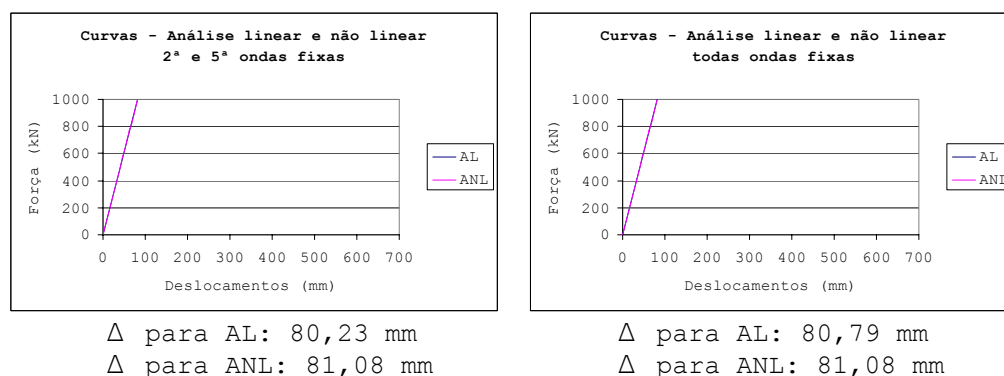


Figura 6.6.1: Deslocamentos para AL e ANL - Painel de 7,00m

Para a situação-4, observou-se nitidamente o ganho de rigidez com relação às situações anteriores, principalmente com relação à situação-1, onde os painéis foram analisados sem o fechamento lateral.

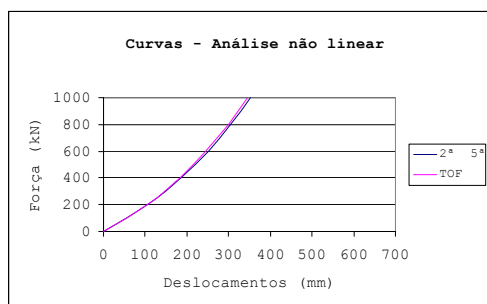
Neste caso, os deslocamentos observados foram diminuídos consideravelmente, sendo que as curvas obtidas para a análise linear e não-linear também se apresentaram sobrepostas para as mesmas forças aplicadas, verificando-se ainda, como na situação-3 um aumento da rigidez dos painéis.

6.1.3.1. Curva força x deslocamento com relação ao espaçamento de fixação das telhas

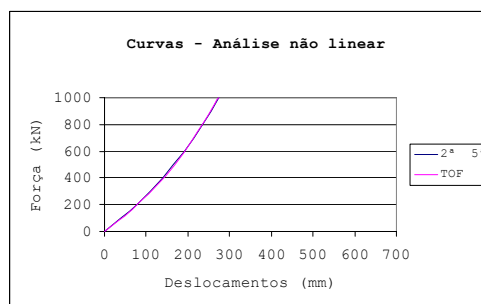
Foi efetuada também a comparação entre as curvas obtidas a partir dos gráficos de força em função do deslocamento com relação à análise não-linear dos painéis. A comparação entre essas curvas foi efetuada para os painéis analisados com a utilização do fechamento lateral, considerando-se as telhas fixas nas segundas e quintas ondas (2^a e 5^a) com relação aos painéis com todas as ondas baixas da telha fixas (TOF). Não foi necessária a comparação entre as curvas obtidas para a análise linear dos painéis, em virtude da sobreposição destas curvas que, neste caso, não apresentam nenhuma diferenciação no seu comportamento estrutural.

O objetivo desta comparação foi de confirmar graficamente qual dos dois tipos de fixação utilizados para as telhas proporcionou maior rigidez aos painéis e conseqüentemente maior contribuição na contenção longitudinal.

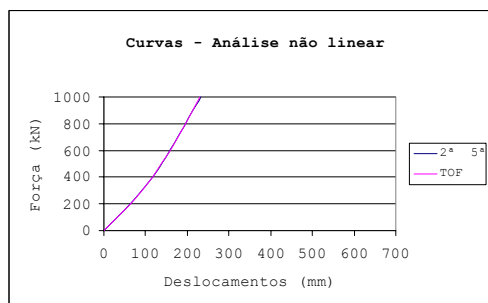
Na seqüência são apresentadas as curvas obtidas a partir da análise não-linear dos painéis para as diferentes dimensões analisadas no presente trabalho de pesquisa.

Situação-2

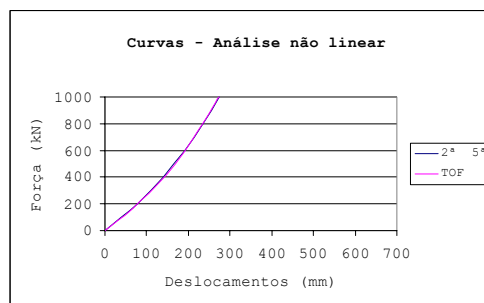
Painel de 4,00m
 Δ para 2ª e 5ª: 352,20 mm
 Δ para TOF: 345,50 mm



Painel de 5,00m
 Δ para 2ª e 5ª: 274,60mm
 Δ para TOF: 273,40 mm



Painel de 6,00m
 Δ para 2ª e 5ª: 231,60 mm
 Δ para TOF: 230,77 mm

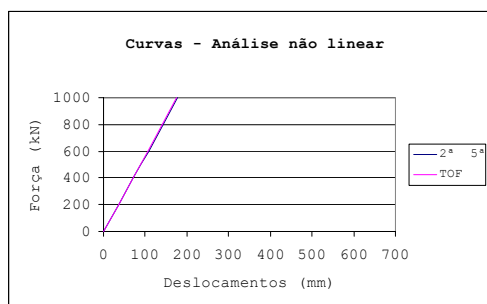


Painel de 7,00m
 Δ para 2ª e 5ª: 206,42 mm
 Δ para TOF: 205,65 mm

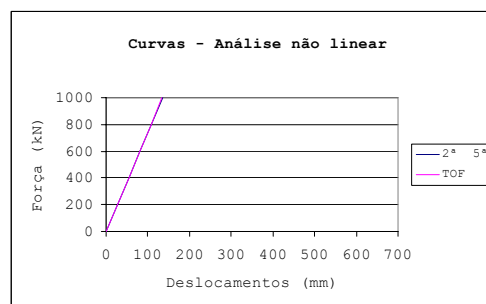
Figura 6.6.2: Comparação das curvas não-lineares com relação a fixação das telhas

Comparando-se as curvas obtidas para a situação - 2 a partir da análise não-linear dos painéis, observou-se que estas se apresentaram praticamente sobrepostas para os dois tipos de fixação utilizada para as telhas, com um ganho de rigidez conforme se aumentou a dimensão longitudinal dos painéis.

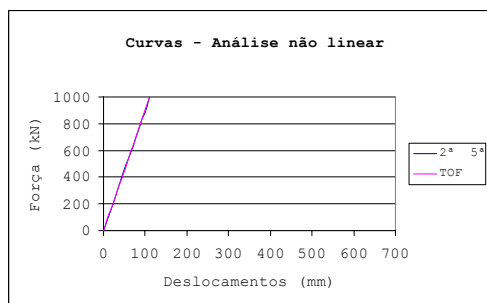
Os valores dos deslocamentos horizontais obtidos para os painéis analisados com a telha tendo todas as ondas fixas foram menores que os deslocamentos dos painéis analisados com a telha fixa nas 2ª e 5ª ondas.

Situação - 3

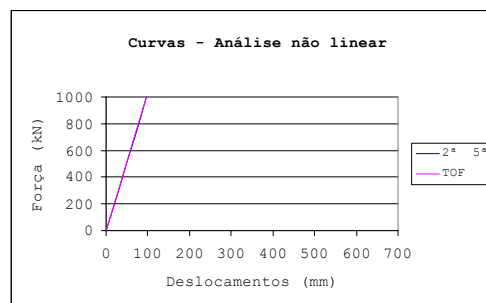
Painel de 4,00m
 Δ para 2ª e 5ª: 176,28 mm
 Δ para TOF: 175,00 mm



Painel de 5,00m
 Δ para 2ª e 5ª: 135,05mm
 Δ para TOF: 134,70mm



Painel de 6,00m
 Δ para 2ª e 5ª: 115,58 mm
 Δ para TOF: 111,50 mm



Painel de 7,00m
 Δ para 2ª e 5ª: 96,79 mm
 Δ para TOF: 96,78 mm

Figura 6.6.3: Comparação das curvas não-lineares com relação a fixação das telhas

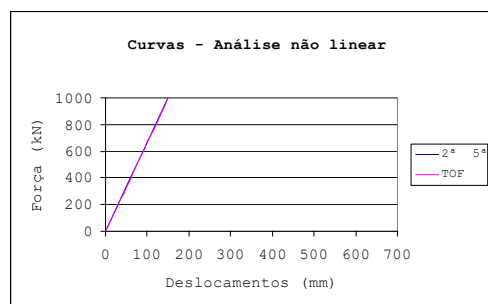
Para a situação - 3, também se observou que as curvas se apresentaram praticamente sobrepostas para os dois tipos de fixação das telhas analisados, porém assumindo, neste caso, um comportamento linear, e ganhando rigidez. Observou-se porém que a parcela de rigidez obtida na situação - 3 com relação à situação - 2 é referente à ligação feita entre as terças e a estrutura principal, ligação esta simulada neste trabalho de pesquisa pelo coeficiente de mola. Verificou-se assim que a ligação entre os referidos elementos estruturais tem influência na contenção longitudinal do painel.

Com os deslocamentos apresentados nas tabelas 1.9 a 2.6, para as situações 2 e 3, referentes a análise linear dos painéis, observa-se que a porcentagem de rigidez na contenção longitudinal dos painéis é dada em aproximadamente 35,6% pela ligação entre terças e estrutura principal e em 64,4% pelo conjunto telha-terça, como apresentado na tabela 3.1. Estes valores foram obtidos por $(\Delta_{sit3} / \Delta_{sit2}) \times 100 = (\%)$ para F= 10kN.

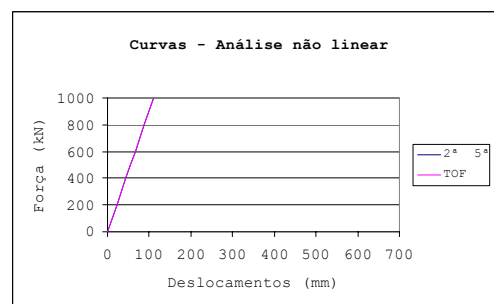
Tabela 3.1: Porcentagem de rigidez da ligação

Dimensão do painel (m)	(%) (2ª e 5ª)	(%) (TOF)
4,00	36,19	36,21
5,00	33,90	33,91
6,00	35,37	35,39
7,00	37,03	37,01
Valor Médio	35,62	35,63

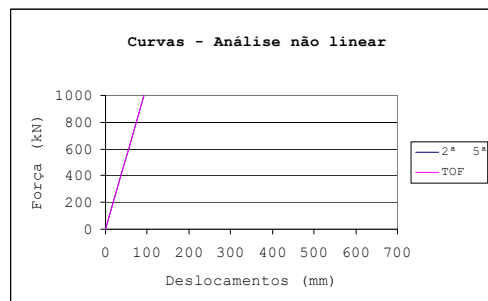
Situação - 4



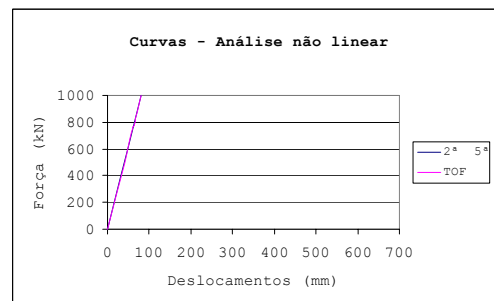
Painel de 4,00m
 Δ para 2ª e 5ª: 149,66 mm
 Δ para TOF: 149,42 mm



Painel de 5,00m
 Δ para 2ª e 5ª: 109,50mm
 Δ para TOF: 109,49 mm



Painel de 6,00m
 Δ para 2ª e 5ª: 92,05 mm
 Δ para TOF: 92,02 mm



Painel de 7,00m
 Δ para 2ª e 5ª: 81,23 mm
 Δ para TOF: 81,08 mm

Figura 6.6.4: Comparação das curvas não-lineares com relação a fixação das telhas

Na situação - 4 observou-se que quando se utilizou o fechamento lateral dado pelo sistema telha terça, tendo as extremidades das terças com a consideração do coeficiente de mola, juntamente com o contraventamento diagonal, os deslocamentos dos painéis diminuíram consideravelmente com relação às outras situações analisadas. Essa diminuição dos deslocamentos foi proporcionada pela contribuição de rigidez dada a partir da fixação entre os elementos telha e terça, uma segunda parcela dada pela rigidez da ligação entre as terças e a estrutura principal e uma outra parcela dada pela ação do contraventamento diagonal.

Capítulo 7 – Rigidez dos painéis

Neste capítulo são apresentados os resultados dos coeficientes de rigidez, obtidos a partir dos esforços e deslocamentos, apresentados nas tabelas 1.5 a 3.0, para os painéis analisados com e sem o fechamento. Foram obtidos inicialmente os coeficientes de rigidez, k , para os painéis analisados com e sem o fechamento através da equação (3.28). Na seqüência foram obtidos os coeficientes de rigidez, G , para os painéis analisados com o fechamento através da equação (4.7), segundo o ensaio de Nilson. A obtenção dos coeficientes de rigidez baseou-se na análise linear dos painéis em virtude dos resultados dos deslocamentos fornecidos para a análise linear e não-linear não apresentarem grandes diferenças entre seus valores. Além disso, a rigidez, G , para os painéis analisados com o fechamento, segundo Nilson apud YU (1985), é obtida em função da porção linear da curva força x deslocamento do painel.

7.1. Painéis sem o fechamento

Situação-1

Tabela 3.2: Coeficiente de rigidez - k (kN/mm)

F (kN)	Painel sem fechamento (SF)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	1,594	1,831	2,010	2,046
10	1,596	1,834	2,014	2,050
40	1,596	1,834	2,014	2,049
100	1,596	1,834	2,015	2,050

Os coeficientes de rigidez, k , obtidos para os painéis analisados sem o fechamento lateral, (SF),

para os esforços aplicados com valores crescentes até 100 kN apresentaram praticamente o mesmo valor para cada dimensão analisada, independente do esforço aplicado, aumentando o seu valor conforme se aumentou o dimensão longitudinal do painel.

A relação entre o esforço aplicado e o deslocamento obtido apresentou a mesma proporcionalidade de rigidez quando se utilizou diferentes pontos da curva referentes à análise linear.

7.2. Painéis com o fechamento

Os coeficientes de rigidez, k , apresentados na seqüência para painéis analisados com o fechamento foram obtidos através da equação (3.28).

Para a obtenção destes coeficientes nas situações 2, 3 e 4 foi aplicado aos painéis somente um esforços horizontal no valor de 100kN, em função da análise linear dos mesmos fornecer o mesmo valor de rigidez, independente do esforço aplicado, a partir do aumento progressivo dos esforços até 100kN, como apresentado na tabela 3.2 para a Situação-1.

Tabela 3.3: Coeficiente de rigidez - painel 4,00m

Situação	K (kN/mm)	
	(2 ^a e 5 ^a)	(TOF)
2	1,797	1,797
3	4,965	4,965
4	6,682	6,682

Tabela 3.4: Coeficiente de rigidez - painel 5,00m

Situação	K (kN/mm)	
	(2 ^a e 5 ^a)	(TOF)
2	2,485	2,484
3	7,332	7,332
4	9,136	9,136

Tabela 3.5: Coeficiente de rigidez - painel 6,00m

Situação	K (kN/mm)	
	(2 ^a e 5 ^a)	(TOF)
2	3,155	3,155
3	8,920	8,921
4	10,893	10,891

Tabela 3.6: Coeficiente de rigidez - painel 7,00m

Situação	K (kN/mm)	
	(2 ^a e 5 ^a)	(TOF)
2	3,821	3,821
3	10,321	10,322
4	12,378	12,378

Os parâmetros utilizados na equação (4.7) para obtenção do coeficiente de rigidez, G , foram obtidos separadamente e estão apresentados na seqüência.

Situação-2

Tabela 3.7: Deslocamento lateral

P (kN)	Δ' (mm) - (2 ^a e 5 ^a)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	2,226	1,610	1,268	1,047
40	22,258	16,100	12,677	10,469

Tabela 3.8: Deslocamento lateral

P (kN)	Δ' (mm) - (TOF)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	2,226	1,610	1,268	1,047
40	22,258	16,100	12,677	10,469

Situação-3

Tabela 3.9: Deslocamento lateral

P (kN)	Δ' (mm) - (2 ^a e 5 ^a)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	0,806	0,546	0,448	0,381
40	8,057	5,456	4,484	3,811

Tabela 4.0: Deslocamento lateral

P (kN)	Δ' (mm) - (TOF)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	0,806	0,546	0,448	0,381
40	8,057	5,456	4,484	3,811

Situação-4**Tabela 4.1:** Deslocamento lateral

P (kN)	Δ' (mm) - (2ª e 5ª)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	0,599	0,438	0,357	0,302
40	5,986	4,378	3,572	3,021

Tabela 4.2: Deslocamento lateral

P (kN)	Δ' (mm) - (TOF)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	0,599	0,438	0,357	0,302
40	5,986	4,378	3,573	3,022

Tabela 4.3: Momento de Inércia

I (mm ⁴)			
Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
16 x 10 ⁹	25 x 10 ⁹	36 x 10 ⁹	49 x 10 ⁹

Tabela 4.4: Deslocamentos por flexão

P (kN)	Δ_f' (mm)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	4,78x10 ⁻²	3,06x10 ⁻²	2,13x10 ⁻²	1,56x10 ⁻²
40	4,78x10 ⁻¹	3,06x10 ⁻¹	2,13x10 ⁻¹	1,56x10 ⁻¹

Situação-2**Tabela 4.5:** Deslocamento por cisalhamento

P (kN)	Δ_s' (mm) - (2ª e 5ª)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	2,178	1,579	1,247	1,031
40	21,780	15,794	12,464	10,313

Tabela 4.6: Deslocamento por cisalhamento

P (kN)	Δ_s' (mm) - (TOF)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	2,178	1,579	1,247	1,031
40	21,780	15,794	12,464	10,313

Situação-3**Tabela 4.7:** Deslocamento por cisalhamento

P (kN)	Δ'_s (mm) - (2ª e 5ª)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	0,758	0,515	0,427	0,286
40	7,579	5,150	4,271	2,865

Tabela 4.8: Deslocamento por cisalhamento

P (kN)	Δ'_s (mm) - (TOF)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	0,758	0,515	0,427	0,286
40	7,579	5,150	4,271	2,866

Situação-4**Tabela 4.9:** Deslocamento por cisalhamento

P (kN)	Δ'_s (mm) - (2ª e 5ª)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	0,551	0,407	0,336	0,307
40	5,508	4,072	3,359	3,076

Tabela 5.0: Deslocamento por cisalhamento

P (kN)	Δ'_s (mm) - (TOF)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
4	0,551	0,407	0,336	0,307
40	5,508	4,072	3,360	3,076

Com os valores dos parâmetros a serem utilizados na equação (4.7) calculados, são apresentados na seqüência os coeficientes de rigidez, G , para os painéis analisados com o fechamento lateral e que foram obtidos através da equação (4.7) para um valor de esforço horizontal aplicado de 100kN.

Tabela 5.1: Coeficiente de rigidez - G (kN/mm)

Situação	(2 ^a e 5 ^a)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
2	2,250	2,481	2,621	2,716
3	6,465	7,612	7,648	7,661
4	8,896	9,627	9,725	9,773

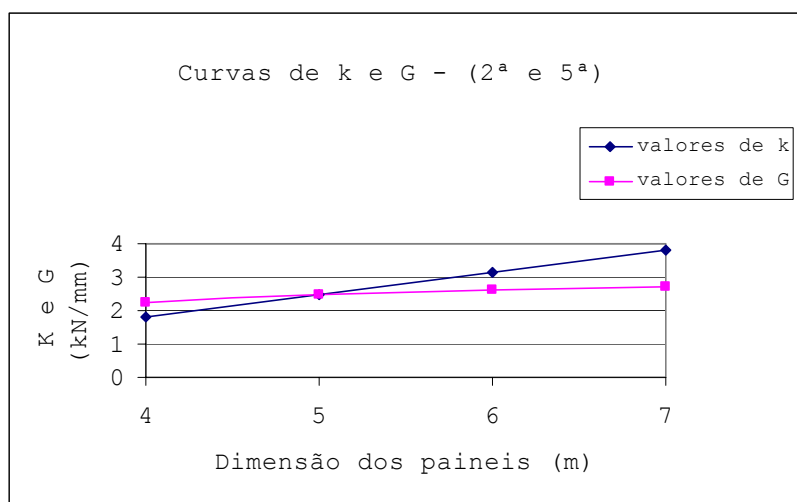
Tabela 5.2: Coeficiente de rigidez - G (kN/mm)

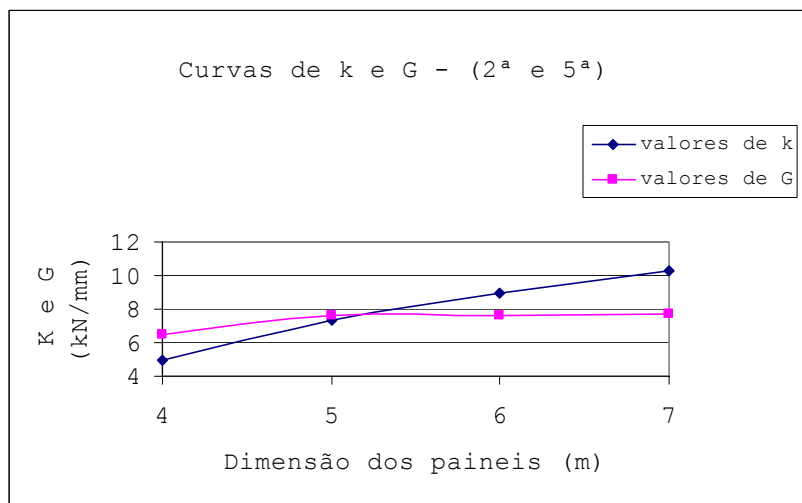
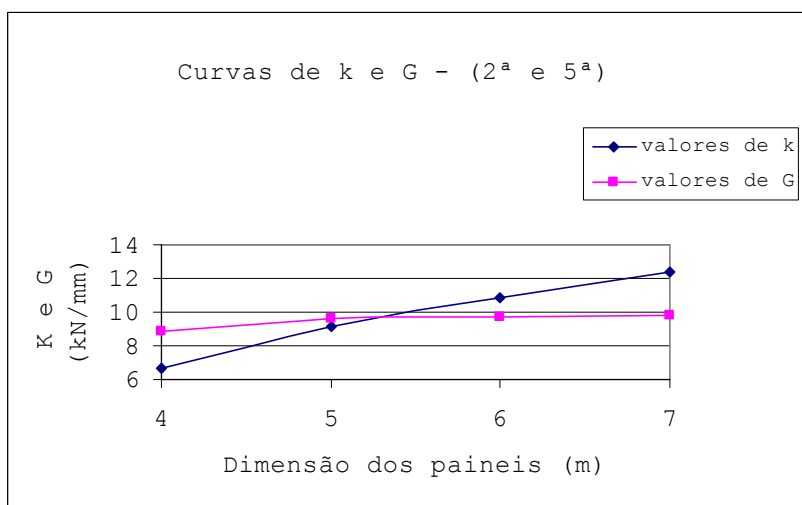
Situação	(TOF)			
	Painel de 4,00m	Painel de 5,00m	Painel de 6,00m	Painel de 7,00m
2	2,250	2,481	2,621	2,716
3	6,465	7,612	7,648	7,661
4	8,896	9,627	9,725	9,773

7.2.1 Comparação entre os valores de k e G

Apresenta-se na seqüência a comparação entres os valores dos coeficientes de rigidez k e G, obtidos para os painéis analisados com o fechamento lateral, tendo as 2^a e 5^a ondas fixas. Os painéis analisados com (TOF) apresentam praticamente o mesmo comportamento estrutural e por isso apresenta-se somente a comparação referente a 2^a e 5^a ondas fixas.

Situação-2

**Figura 7.1:** Valores dos coeficientes de rigidez: k e G

Situação-3**Figura 7.2:** Valores dos coeficientes de rigidez: k e G**Situação-4****Figura 7.3:** Valores dos coeficientes de rigidez: k e G

A partir dos resultados apresentados nas tabelas dos coeficientes de rigidez dos painéis analisados com o fechamento lateral a partir das equações (3.28) e (4.7), observou-se que a fixação das telhas nas terças proporcionou uma contribuição significativa na contenção longitudinal do painel, em virtude do

aumento do coeficiente de rigidez com relação aos painéis analisados sem o fechamento lateral.

As telhas conectadas nas terças considerando-se a fixação nas 2^a e 5^a ondas e em todas as ondas baixas, não apresentaram grandes diferenças no seu comportamento estrutural, com relação ao coeficiente de rigidez apresentado para estas duas situações.

Observou-se também que com a utilização do coeficiente de mola na ligação entre as terças e a estrutura principal houve um aumento no valor do coeficiente de rigidez dos painéis analisados com relação ao mesmo painel analisado sem a consideração do coeficiente de mola.

Comparando-se o coeficiente de rigidez, k , obtido através da equação (3.28) com o coeficiente de rigidez, G , obtido através da equação (4.7), observou-se que o valor de k foi menor que o valor de G para os painéis de 4,00m.

Conforme aumentou-se a dimensão longitudinal dos painéis, os valores de k e G foram aproximadamente iguais para os painéis de 5,00m, e para os painéis com dimensões maiores que 5,00m, os valores de k foram se tornando maiores que os valores de G .

Esse comportamento está apresentado na seqüência também em forma de gráfico para uma melhor visualização.

A diferença entre os valores de k e G observada nos gráficos e tabelas para os painéis analisados com o fechamento lateral se deve ao fato de se utilizar somente o deslocamento provocado por cisalhamento, Δ'_s , como deslocamento lateral do painel no caso do ensaio de Nilson para obtenção do valor de G , o que

torna o sistema estrutural mais rígido inicialmente. Porém, para obtenção do valor de k , utiliza-se o deslocamento lateral total do painel fornecido pelo software SAP2000NonLinear que leva em consideração não só o deslocamento por cisalhamento, mas também o deslocamento provocado por flexão, diminuindo a rigidez do sistema.

Dessa forma, com o aumento da dimensão longitudinal dos painéis, a relação entre as dimensões $\frac{a}{b}$ passa a diminuir o valor de G no caso do ensaio de Nilson, pois a equação definida para este ensaio leva em consideração a referida relação entre as dimensões do painel, enquanto a equação utilizada para obtenção de k não leva.

Capítulo 8 - Análise global das edificações

Com o objetivo de avaliar o comportamento global das edificações em aço com relação à rigidez das mesmas foram analisadas neste capítulo edificações com dimensões de 10, 15 e 20 metros de vão variando-se as dimensões entre pórticos de 4, 5, 6 e 7 metros.

Cada uma das edificações foi analisada com a consideração de dois módulos de um único andar, conforme mostra a vista lateral da figura 8.1, sendo que foram analisadas edificações com e sem o fechamento a partir da análise linear das mesmas.

As edificações foram analisadas através da modelagem numérica utilizando-se o software SAP2000NonLinear e como resultado foram obtidos os deslocamentos das edificações para os dois sistemas analisados.

Posteriormente os resultados foram comparados entre si.

8.1 - Geometria das edificações

8.1.1 - Edificações sem o fechamento

As edificações foram analisadas inicialmente sem a consideração de nenhum fechamento. Neste caso, foram considerados na análise das edificações somente os contraventamentos laterais e de telhado, conforme ilustram respectivamente os detalhes da vista lateral e da cobertura da figura 8.1. Nos oitões frontais e de fundo foram utilizados "pilaretes" birotulados e sem função estrutural, com seções "I" simples de

perfis de aço, com dimensões 100 x 80 x 3,0 mm, espaçados no sentido transversal da edificação de 5 em 5 metros para aplicação dos esforços frontais de vento. Foi considerada uma inclinação para o telhado igual a 10% em função do sistema construtivo analisado com uma altura do pé direito igual a 4,9 metros. Os elementos estruturais utilizados na análise global das edificações, tais como, terças de telhado, terças laterais, vigas, pilares e contraventamentos foram os mesmos utilizados para a análise isolada dos painéis laterais, como apresentado no capítulo 5, sendo também mantidas as mesmas configurações apresentadas anteriormente para os painéis.

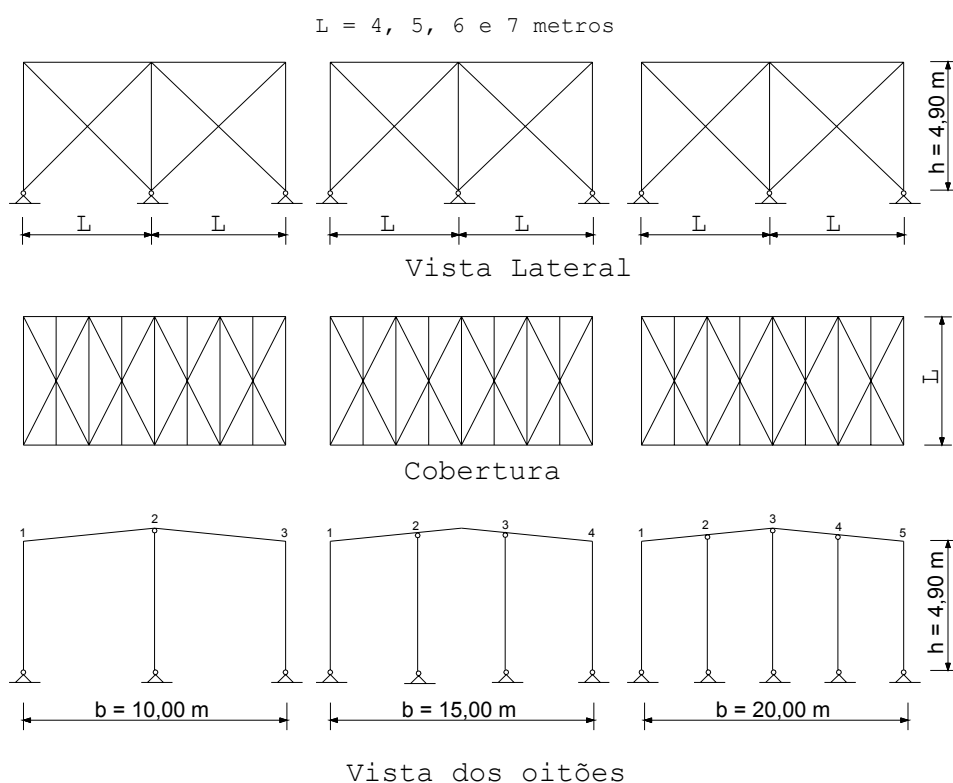


Figura 8.1: Geometria das edificações analisadas sem o fechamento frontal, lateral e de telhado

A figura 8.2 ilustra a geometria tridimensional considerada para a análise das edificações quanto ao comportamento global, conforme detalhes apresentados na figura 8.1.

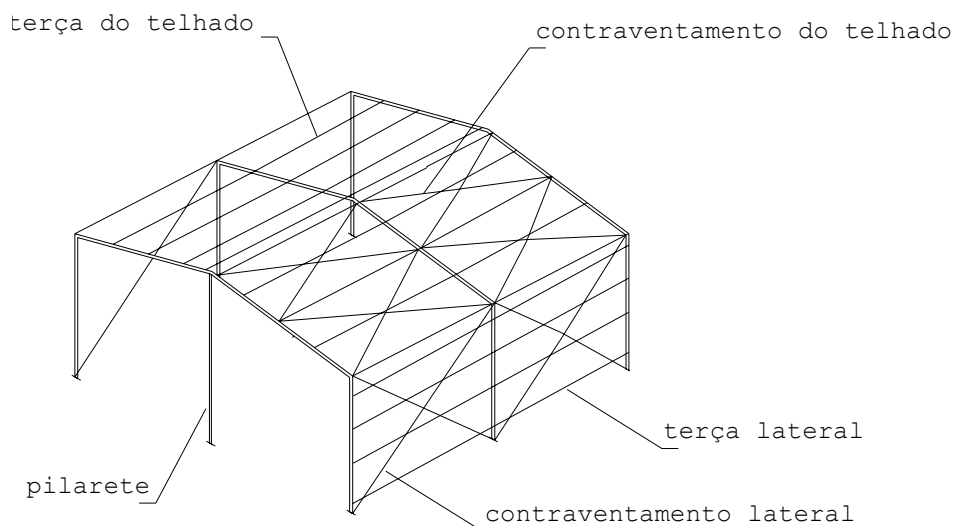


Figura 8.2: Geometria tridimensional da edificação com 10m de vão e dois módulos contraventados - sem os fechamentos

A disposição dos elementos estruturais que compõem a edificação mostrada segundo as figuras 8.1 e 8.2 para este caso, está apresentada na figura 8.3.

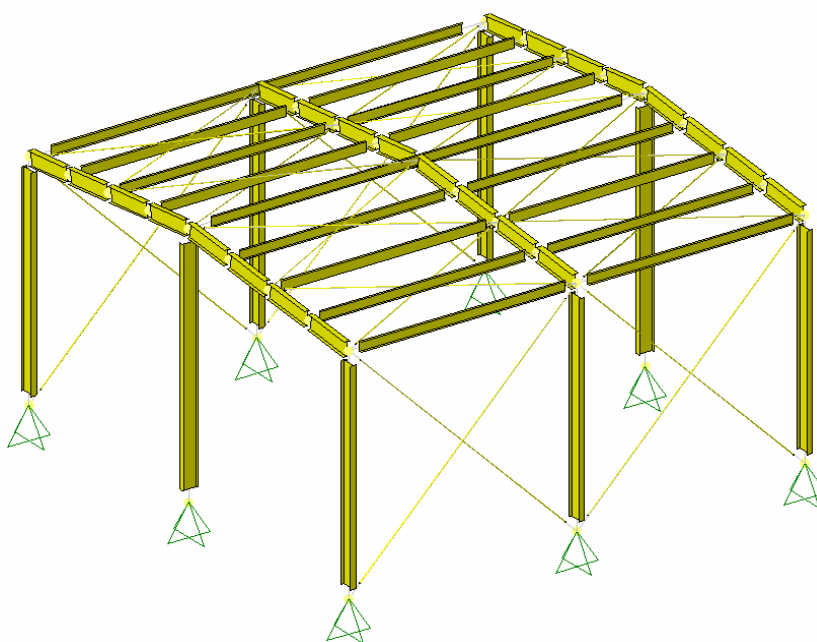


Figura 8.3: Disposição dos elementos estruturais

8.1.2 - Edificações com o fechamento

Para a análise da rigidez diafragma das edificações foram considerados fechamentos frontais, laterais e de telhado, conforme ilustra a figura 8.4 que exemplifica a edificação de 10 metros de vão tendo apenas um pilarete intermediário em função do tamanho do vão.

Foram mantidas as mesmas configurações e disposições dos elementos estruturais para as edificações analisadas sem os fechamentos, como apresentado na figura 8.3 e a mesma discretização das telhas MF40 utilizadas para a análise isolada dos painéis diafragma, conforme ilustra a figura 5.52 no capítulo 5.

As telhas utilizadas nos fechamentos foram analisadas agora como elementos do tipo "SHELL" (carregamento agindo no plano dos painéis e perpendicular ao plano dos painéis) em virtude da análise tridimensional das edificações.

Foram consideradas para as telhas, fixação nas 2^a e 5^a ondas baixas em função das análises anteriores efetuadas para os painéis isolados não apresentarem grandes diferenças no comportamento estrutural com relação às telhas fixadas em todas as ondas baixas.

O procedimento para a construção do modelo das edificações no AutoCad e posterior análise no software SAP2000NonLinear foi exatamente o mesmo utilizado para a análise isolada dos painéis com e sem o fechamento lateral.

Este procedimento está apresentado no capítulo 5.

As edificações com os fechamentos foram analisadas com base na figura 8.4.

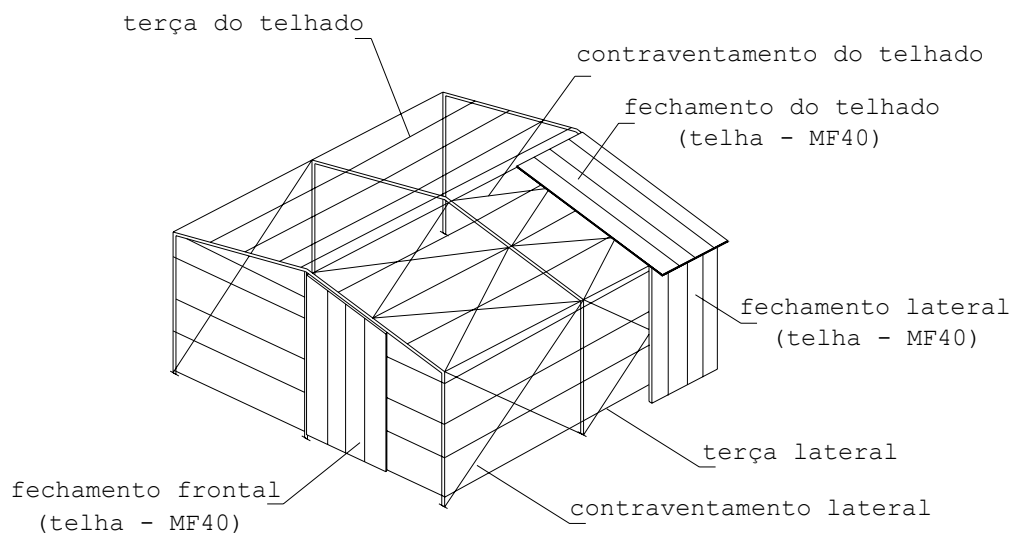


Figura 8.4: Geometria tridimensional da edificação com 10m de vão e dois módulos contraventados - com os fechamentos

8.2 - Ações nominais

As ações horizontais consideradas no sentido longitudinal para a análise dos deslocamentos das edificações com e sem o fechamento, foram consideradas distribuídas uniformemente nos pilaretes e pilares dos oitões frontais e de fundo, numerados em função do tamanho do vão da edificação, segundo a vista dos oitões na figura 8.1.

Para a verificação dos deslocamentos laterais das edificações, as ações foram distribuídas uniformemente nos pilares direitos e esquerdos dos pórticos 1, 2 e 3. Os coeficientes de vento que foram considerados nas edificações estão apresentados nas figuras 8.5 e 8.6.

A análise dos deslocamentos para o vento atuando lateralmente nas edificações, VT90°, foi efetuada

apenas para verificação da contribuição da ação diafragma nos pórticos 1, 3 com relação ao pórtico 2, visto que, nesta análise os pórticos 1 e 3 trabalharam com o fechamento e o pórtico 2 sem o fechamento para os mesmos esforços aplicados. Além disso, esta análise diz respeito ao efeito da ação diafragma de telhado e não é o objetivo principal deste trabalho de pesquisa.

Os pontos de aplicação dos esforços e posterior verificação dos deslocamentos referentes e que foram analisados com relação à análise global das edificações estão indicados na figura 8.7.

As ações atuantes na estrutura devido ao vento foram definidas tomando-se a pressão dinâmica do vento (q_{vento}) segundo a NBR 6123:1988.

$$q_{\text{vento}} = 0,613 \times V_k^2 \quad (8.1)$$

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (8.2)$$

onde,

V_k = velocidade característica do vento, em m/s;

V_0 = velocidade básica do vento, igual a 40 m/s, obtida através do gráfico das isópletas.

Os coeficientes da equação (8.2) foram utilizados com valores iguais a $S_1 = 1,0$, $S_2 = 0,79$ e $S_3 = 1,0$ e a pressão dinâmica do vento após calculada apresentou um valor igual a $q_{\text{vento}} = 0,612 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

Após combinados os coeficientes de pressão internos e externos para as condições mais críticas

chegou-se nos valores dos coeficientes finais de força, C_f , para o cálculo das ações horizontais nas edificações.

Para o cálculo da força frontal nos oitões e pilaretes das edificações, quando da atuação frontal do vento, $VT0^\circ$, foram utilizados coeficientes finais, C_f , com valores iguais a 1,0 e 0,4, conforme ilustra a figura 8.5. A influência do vento no telhado não é relevante neste caso e por isso não foi considerada.

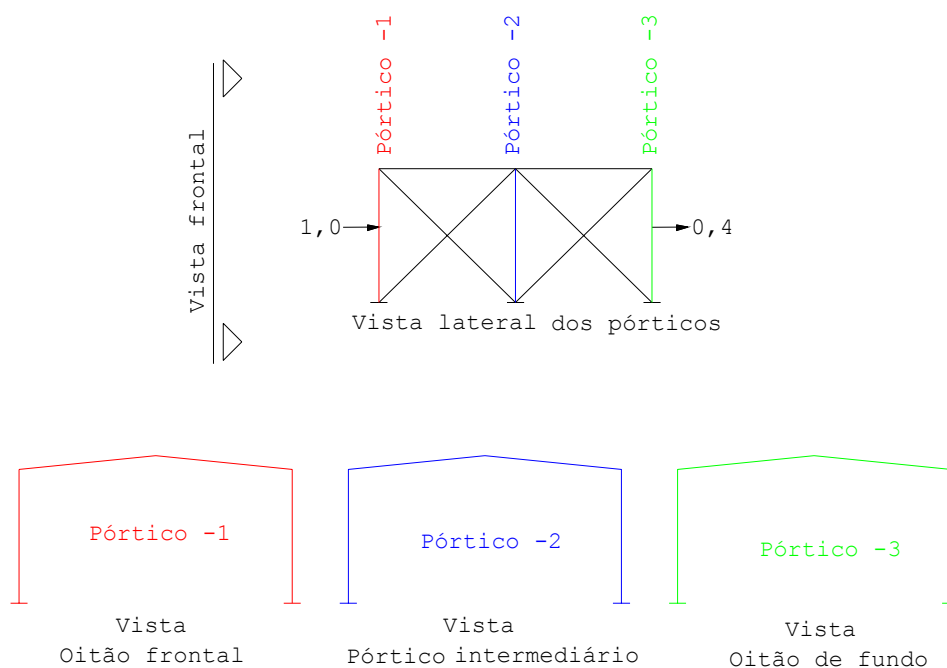


Figura 8.5: Coeficientes de força - para vento frontal - $VT0$

Para o cálculo da força lateral nos pórticos 1, 2 e 3 quando da atuação do vento lateral nas edificações, $VT90$, foram utilizados coeficientes, C_f , com valores iguais a 0,7 e 0,4 nas paredes laterais e 1,2 e 0,4 nos telhados, conforme a ilustra figura 8.6.

Observa-se que no caso de vento atuando lateralmente nas edificações, VT90, a influência do vento no telhado esquerdo é relevante, podendo gerar uma diminuição dos deslocamentos laterais e por isso foi considerada na análise.

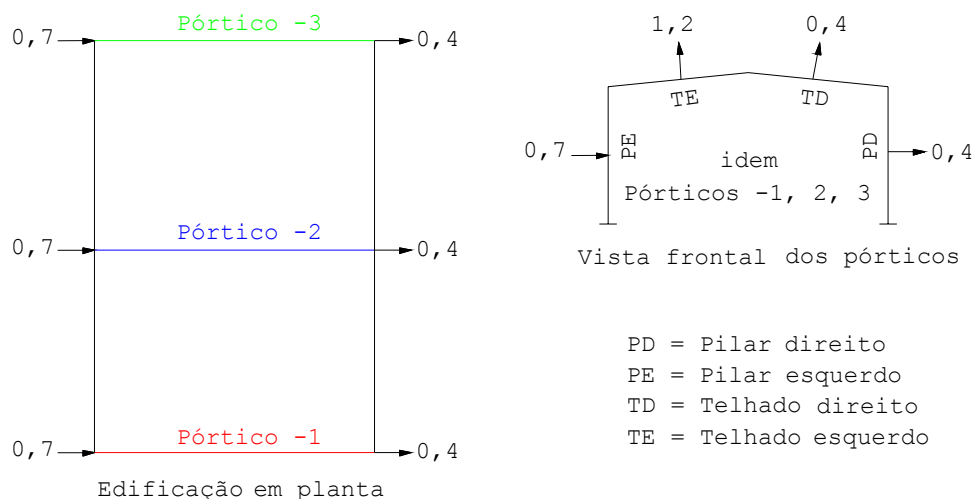


Figura 8.6: Coeficientes de força para vento lateral - VT90

A força global distribuída uniformemente nos pilaretes, oitões e pórticos considerando-se as áreas de contribuição das edificações foi obtida através da equação (8.3). Esta força após obtida, foi dividida pelo comprimento linear do elemento estrutural considerado para aplicação da força.

$$F = C_f \times q_{\text{vento}} \times A \quad (8.3)$$

onde,

C_f = coeficiente de força especificado em cada caso;

A = área de referência especificada em cada caso.

As tabelas seguintes apresentam os valores das ações obtidas a partir da equação (8.3) e que estão distribuídas uniformemente nos pilaretes e pilares dos oitões frontais segundo numeração mostrada na

figura 8.1, quando o vento atua frontalmente nas edificações, VT0°. Valores positivos indicam sobrepressão e valores negativos indicam sucção.

Tabela 5.3: Força (kN/m) nos oitões com 10m de vão

Oitão	Numeração dos pilaretes e pilares		
	1	2	3
Frontal	+1,57	+2,99	+1,57
Fundo	-0,63	-1,20	-0,63

Tabela 5.4: Força (kN/m) nos oitões com 15m de vão

oitão	Numeração dos pilaretes e pilares			
	1	2	3	4
frontal	+1,57	+3,06	+3,06	+1,57
fundo	-0,63	-1,22	-1,22	-0,63

Tabela 5.5: Força (kN/m) nos oitões com 20m de vão

oitão	Numeração dos pilaretes e pilares				
	1	2	3	4	5
frontal	+1,57	+3,06	+3,00	+3,06	+1,57
fundo	-0,63	-1,22	-1,20	-1,22	-0,63

Na sequência são apresentados os valores das ações distribuídas uniformemente nas paredes laterais e telhados "PE", "PD", "TE" e "TD" dos pórticos 1, 2 e 3, segundo indicação mostrada nas figuras 8.6 quando o vento atua lateralmente nas edificações, VT90°.

Tabela 5.6: Força (kN/m) nos pórticos com 4m de distância entre pórticos

Pilar	Numeração dos pórticos		
	1	2	3
PE	+0,43	+0,86	+0,43
PD	-0,24	-0,49	-0,24
TE	-0,74	-1,47	-0,74
TD	-0,24	-0,49	-0,24

Tabela 5.7: Força (kN/m) nos pórticos com 5m de distância entre pórticos

Pilar	Numeração dos pórticos		
	1	2	3
PE	+1,07	+2,14	+1,07
PD	-0,61	-1,22	-0,61
TE	-1,84	-3,67	-1,84
TD	-0,61	-1,22	-0,61

Tabela 5.8: Força (kN/m) nos pórticos com 6m de distância entre pórticos

Pilar	Numeração dos pórticos		
	1	2	3
PE	+1,28	+2,57	+1,28
PD	-0,73	-1,47	-0,73
TE	-2,20	-4,41	-2,20
TD	-0,73	-1,47	-0,73

Tabela 5.9: Força (kN/m) nos pórticos com 7m de distância entre pórticos

Pilar	Numeração dos pórticos		
	1	2	3
PE	+1,50	+3,00	+1,50
PD	-0,86	-1,71	-0,86
TE	-2,57	-5,14	-2,57
TD	-0,86	-1,71	-0,86

Os deslocamentos δ_1 , δ_2 , δ_3 dos pontos 1, 2, 3 analisados nas edificações são indicados na figura 8.7.

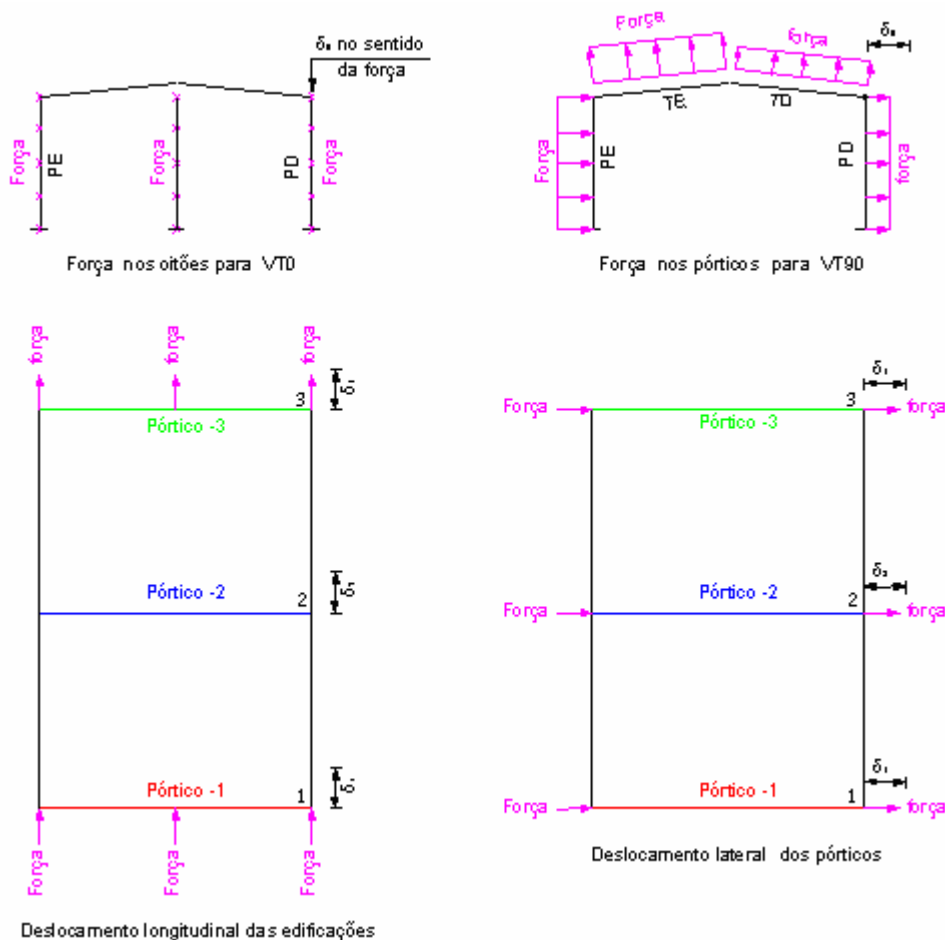


Figura 8.7: Ponto de aplicação dos esforços frontais e laterais e verificação dos deslocamentos referentes

As dimensões apresentadas no título das tabelas seguintes são referentes aos dois módulos considerados para as edificações analisadas. As dimensões consideradas são: $b \times 2L$, (ver figura 8.1).

As tabelas seguintes apresentam os valores dos deslocamentos mostrados na figura 8.7, sendo adotada a seguinte nomenclatura nas tabelas:

SF = edificação sem o fechamento

CF = edificação com o fechamento

8.2.1 Deslocamentos no sentido longitudinal das edificações para VT0

Tabela 6.0: Deslocamentos para a edificação - 10mx8m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT0°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	1,876	1,727	1,798
CF	1,688	1,554	1,618

Tabela 6.1: Deslocamentos para a edificação - 10mx10m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT0°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	1,670	1,554	1,578
CF	1,552	1,416	1,436

Tabela 6.2: Deslocamentos para a edificação - 10mx12m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT0°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	1,549	1,425	1,443
CF	1,394	1,282	1,298

Tabela 6.3: Deslocamentos para a edificação - 10mx14m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT0°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	1,503	1,392	1,445
CF	1,385	1,332	1,340

Tabela 6.4: Deslocamentos para a edificação - 15mx8m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT0°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	3,061	2,430	2,980
CF	2,631	2,370	2,563

Tabela 6.5: Deslocamentos para a edificação - 15mx10m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT0°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	2,443	2,335	2,343
CF	2,213	2,102	2,110

Tabela 6.6: Deslocamentos para a edificação - 15mx12m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT0°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	2,306	2,182	2,190
CF	2,075	1,964	1,971

Tabela 6.7: Deslocamentos para a edificação - 15mx14m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT0°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	2,278	2,139	2,149
CF	1,959	1,840	1,851

Tabela 6.8: Deslocamentos para a edificação - 20mx8m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT0°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	4,231	3,952	4,158
CF	3,788	3,517	3,701

Tabela 6.9: Deslocamentos para a edificação - 20mx10m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT0°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	3,586	3,388	3,444
CF	3,227	3,049	3,100

Tabela 7.0: Deslocamentos para a edificação - 20mx12m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT0°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	3,382	3,216	3,271
CF	2,908	2,766	2,813

Tabela 7.1: Deslocamentos para a edificação - 20mx14m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT0°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	3,399	3,252	3,293
CF	2,991	2,894	2,931

8.2.2 Deslocamentos no sentido transversal das edificações para VT90

Tabela 7.2: Deslocamentos para a edificação - 10mx8m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT90°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	21,541	22,253	21,541
CF	18,956	19,137	18,956

Tabela 7.3: Deslocamentos para a edificação - 10mx10m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT90°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	52,975	55,850	52,976
CF	46,754	47,548	46,757

Tabela 7.4: Deslocamentos para a edificação - 10mx12m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT90°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	63,903	66,817	63,902
CF	54,952	57,463	54,956

Tabela 7.5: Deslocamentos para a edificação - 10mx14m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT90°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	74,222	78,676	74,223
CF	63,311	67,111	63,312

Tabela 7.6: Deslocamentos para a edificação - 15mx8m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT90°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	17,350	18,639	17,350
CF	14,749	15,899	14,748

Tabela 7.7: Deslocamentos para a edificação - 15mx10m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT90°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	41,924	46,385	41,924
CF	35,635	39,566	35,636

Tabela 7.8: Deslocamentos para a edificação - 15mx12m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT90°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	48,728	55,813	48,728
CF	41,565	47,608	41,565

Tabela 7.9: Deslocamentos para a edificação - 15mx14m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT90°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	55,631	65,326	55,633
CF	47,286	55,527	47,288

Tabela 8.0: Deslocamentos para a edificação - 20mx8m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT90°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	9,875	14,401	9,875
CF	8,423	12,284	8,423

Tabela 8.1: Deslocamentos para a edificação - 20mx10m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT90°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	28,855	34,012	28,856
CF	24,854	28,978	24,853

Tabela 8.2: Deslocamentos para a edificação - 20mx12m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT90°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	33,030	42,299	33,030
CF	28,108	35,996	28,108

Tabela 8.3: Deslocamentos para a edificação - 20mx14m

Edificação	Deslocamentos (mm) - VT90°		
	δ_1	δ_2	δ_3
SF	38,487	45,572	38,487
CF	32,714	38,736	32,714

Verificando-se os deslocamentos obtidos nos pontos 1, 2 e 3 a partir dos esforços frontais, VT0, aplicados às edificações, conforme a figura 8.7 observou-se que os deslocamentos apresentaram-se de acordo com a seguinte relação: $\delta_1 > \delta_3 > \delta_2$.

Além disso, as edificações analisadas com a consideração dos fechamentos apresentaram deslocamentos menores com relação às edificações analisadas sem o fechamento, evidenciando a ação diafragma, que é objeto de estudo deste trabalho de pesquisa.

Outro fator observado foi que quando mantido o tamanho do vão, aumentando-se a distância longitudinal entre pórticos para este caso, observou-se que os deslocamentos longitudinais diminuíram progressivamente.

Com o aumento do vão os deslocamentos longitudinais aumentaram com relação a um vão menor. Porém, as seções transversais dos perfis que compõem os elementos estruturais das edificações foram mantidas constantes, mesmo com o aumento do vão e da distância entre pórticos para a análise das edificações.

Os deslocamentos obtidos no sentido transversal das edificações, a partir dos esforços laterais, VT90, para as edificações analisadas sem os fechamentos, foram maiores no pórtico 2 com relação aos pórticos 1 e 3 devido a consideração de uma maior área de influência no pórtico 2, com relação aos outros dois, apesar de ter sido mantido o mesmo valor para o coeficiente de vento nos 3 pórticos: 1, 2 e 3.

Alem disso, a presença dos fechamentos nos oitões frontal e de fundo diminuíram consideravelmente os deslocamentos nos pórticos 1 e 3, com relação ao pórtico 2, evidenciando a ação diafragma também neste caso.

Outro fator observado nesta análise lateral foi o aumento dos deslocamentos quando do aumento da distância longitudinal entre pórticos, mantendo-se o tamanho do vão.

A partir do aumento do tamanho do vão observou-se diminuição dos deslocamentos transversais.

Capítulo 9 – Conclusões finais

Os pontos mais importantes e que devem ser destacados com base nos estudos efetuados no presente trabalho de pesquisa são apresentados na seqüência:

- no âmbito geral, percebeu-se boa convergência do modelo numérico com relação aos resultados apresentados;
- a consideração da ação diafragma permitiu uma melhor distribuição dos esforços internos de cisalhamento diminuindo consideravelmente os deslocamentos dos painéis e conseqüentemente das edificações como um todo, aumentando a rigidez das mesmas;
- a rigidez diafragma quando se utilizou a telha fixada nas terças em todas as ondas baixas foi maior que a rigidez proporcionada pelo conjunto formado a partir da fixação da 2ª e 5ª ondas baixas da telha nas terças, mas não existiram grandes diferenças no comportamento estrutural com relação aos dois tipos de fixação analisados. Contudo, é importante a consideração de uma análise por elementos de contato para se verificar a verdadeira eficiência dos dois tipos de fixação que não foi levada em consideração no presente trabalho de pesquisa;
- a utilização da telha fixada na 2ª e 5ª onda baixa da telha se justifica pela economia de material de fixação que pode ser obtida em função da diminuição do número de pontos de fixação;
- a parcela de rigidez obtida a partir da fixação entre o conjunto telha-terça e os pilares do

pórtico também contribuiu na contenção longitudinal dos deslocamentos dos painéis e edificações analisadas. Porém é interessante neste caso, a consideração da não linearidade física do material, em se tratando da consideração de perfis leves e com baixa espessura;

- não existiram grandes diferenças entre o comportamento linear e não-linear dos painéis apesar da utilização de esforços relativamente elevados para a análise dos mesmos. Contudo é mais conveniente a consideração da análise linear para o tipo de análise efetuada no presente trabalho de pesquisa, podendo-se até dispensar, neste caso, a consideração da análise não-linear geométrica;
- a análise linear dos painéis em termos computacionais foi uma análise mais simples de ser efetuada com relação a análise não-linear, pois para se efetuar a análise não-linear necessitou-se de um maior tempo de processamento computacional tornado em certos momentos a análise inviável e não tão satisfatória;
- a análise global considerando-se dois módulos contraventados e a restrição diafragma a partir da atuação de esforços frontais, mostrou que nas edificações, os painéis laterais formados pelo conjunto telha-terça trabalharam em conjunto com os contraventamentos laterais diminuindo os deslocamentos dos painéis e conseqüentemente das edificações, confirmando o efeito da ação diafragma no sentido longitudinal, como

demonstrada através da análise isoladas dos painéis;

- ainda com relação a análise global, a partir da aplicação dos esforços laterais aos pórticos das edificações foram obtidos deslocamentos menores nos oitões frontais e de fundo com relação aos pórticos intermediários da edificação, analisados sem o fechamento de telha, evidenciando a ação diafragma lateral nos oitões e aumentando a rigidez da edificação também neste sentido de aplicação dos esforços;
- os deslocamentos laterais δ_1 , δ_2 , δ_3 no sentido transversal da edificação, restringidos pela ação dos pórticos auto-portantes em conjunto com as telhas, se apresentaram em uma ordem de grandeza maior que os deslocamentos apresentados no sentido longitudinal da edificação, devido ao fato dos pórticos apresentam uma rigidez menor neste sentido de aplicação dos esforços e não existirem contraventamentos trabalhando na restrição dos deslocamentos no plano dos oitões, somente a ação do diafragma;
- é importante a consideração da ação diafragma nos oitões para aumentar a rigidez global da estrutura na contenção dos deslocamentos laterais.

9.1. Proposta para trabalhos futuros

A seguir relacionam-se algumas propostas que podem ser seguidas para a confecção de trabalhos futuros:

- análise dos painéis diafragma considerando a não linearidade física do material;
- continuidade da análise numérica dos painéis diafragma através da não linearidade geométrica, enfocando a sua flambagem;
- consideração da variação da espessura das telhas na verificação da ação diafragma;
- verificação do comportamento efetuado pela análise numérica dos painéis através de ensaios experimentais;
- análise da fixação entre telha e terça a partir da consideração de elementos de contato;
- dimensionamento dos demais elementos do painel a partir da consideração da ação diafragma;
- estudo paramétrico da estrutura contraventada comparando-a com a estrutura sem contraventamentos, trabalhando apenas com a ação diafragma conferida pelas telhas.

Capítulo 10 - Bibliografia consultada

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço construídas por perfis formados a frio - Procedimento, Rio de Janeiro, 2001. 77p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123/1988** Forças devido ao vento em edificações, 1988. 110p.

BARALDI, L. T. **Ação diafragma de cobertura aplicada às construções em pórticos de madeira**. 77f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

BELLEI, I.H. **Edifícios industriais em aço: Projeto e Cálculo**. Editora Pini, 1994. 326p.

CHUNG, K.F. E QUINTON, D. St Structural Performance of Modern Roofs with Thick Over-purlins Insulation- Experimental Investigation. **Journal of Constructional Steel Research**, n. 1, v. 40, p.17-38. 1996.

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. Integrated Finite Elements Analysis and Design of Structures. 1997. Tutorial Manual SAP 2000.

DAVIES, J. M. Recent research advances in cold-

formed steel structures. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 55, p.267-288. 2000.

DAVIES, J.M. Calculation of steel diaphragm behaviour. **Journal of the Structural Division**, ASCE, p.1411-1430. 1976.

ENGLEKIRK, R. **Steel Structures—Controlling Behavior Through Design**: Los Angeles, 1994. 807p.

El-Sheikh, A. I.; El-Kassas, E. M. A. e Mackie, R. I. Performance of stiffened and unstiffened cold-formed channel members in axial compression. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 23, p. 1221-1231, 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode-3**: Design of steel structures. Part 1.3: General rules Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting. Brussels, 1996. ENV 1993-1-3.

HANCOCK, G.J., CELEBAN, M., HEALY, C. Tests of continuous under downwards loading. Proc. Eleventh International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. University of Missouri - Rolla, St. Louis, MO. p.157-179. 1992.

Javaroni, C. E. Perfis de aço formados a frio submetidos à flexão: análise teórica-experimental. 1999, 258p. Tese Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São

Carlos.

HANCOCK, G.J., CELEBAN, M., HEALY, C., GEORGIU, P.N. and INGS, N.L. - Tests of purlins with screw fastened sheeting under wind uplift. Proc. Tenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. University of Missouri - Rolla, St. Louis, MO. p.393-419. 1990.

LUCAS, R.M.; Al-BERMANI, F.G.A. E KITIPORNCHAI S. Modelling of Cold-Formed Purlins-Sheeting Systems Part 1. Full Model. Thin-Walled Structures, n. 3, v. 27, p.223-243. 1997.

LUCAS, R.M.; Al-BERMANI, F.G.A. E KITIPORNCHAI S. Modelling of Cold-Formed Purlins-Sheeting Systems Part 2. Simplified Model. Thin-Walled Structures, n. 4, v. 27, p.263-286. 1997.

METFORM: Perfis de aço formados a frio. 2002. Catálogo.

METFORM: Telhas de aço. 2002. Catálogo.

NILSON, A. H.: "Light Gage Steel Roofs." *Proceedings of the World Conference on Steel Structures*, Oct. 1962.

PEKOZ, T. Diaphragm-Braced Thin-Walled Channel and Z-section Beams. Stability and Strength. Beams and

Beams Columns, 1983. Capítulo 6, p.161-181.

Pincus, G. The performance of columns and beams continuously braced with diaphragms. Ph.D. thesis, Cornell University, 1963.

Rousch, C. J.; Hancock, G J. A non-linear analysis model for simply-supported and continuous purlins. Research Report R688. School of Civil and Mining Engineering. The University of Sydney, 1994.

Rousch, C. J.; Hancock, G J. Tests of channel and Z-section purlins undergoing non-linear twisting. Research Report R708, School of Civil and Mining Engineering. The University of Sydney, 1995.

Serrette, R. e Peköz, T. Bending Strength of Standing Seam Roof Panels. Thin-Walled Structures, n. 1, v. 27, p. 55-64, 1997.

Sokol, L. Lateral stabilization by Steel Sheeting of Structural Members. Thin-Walled Structures, n. 3, v. 25, p. 207-217, 1996.

YU, W. **Cold-formed Steel Design:** 2 ed. New York: Wiley-Interscience, 1985. 545p.