

# **ANÁLISE ESTRUTURAL DE GALPÕES PRÉ-MOLDADOS EM CONCRETO CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ NAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR**

**LUCIANO OLIVEIRA ALVES DE QUEIROS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil/Estruturas.

Orientadora: Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Aline da Silva Ramos Barboza

Co-orientador: Prof. Dr. Eduardo Nobre Lages

Maceió, Outubro de 2007.

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

**Catálogo na fonte**  
**Universidade Federal de Alagoas**  
**Biblioteca Central**  
**Divisão de Tratamento Técnico**

**Bibliotecária Responsável: Renata Barros Domingos**

Q3d Queiros, Luciano Oliveira Alves de.  
Análise estrutural de galpões pré-moldados em concreto considerando a influência da rigidez nas ligações viga-pilar / Luciano Oliveira Alves de Queiros. – Maceió, 2007.  
117f. : il.

Orientador: Aline da Silva Ramos Barboza.

Co-Orientador: Eduardo Nobre Lages.

Dissertação (mestrado em Engenharia Civil : Estruturas) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2007.

Bibliografia: f. 100-107.

Apêndices: f. 108-117.

1. Engenharia civil. 2. Estruturas. 3. Construção de concreto pré-moldado.  
4. Métodos dos elementos finitos – Programa de computador. I. Título.

CDU: 624.012.3

*Aos meus pais,  
amor e apoio que me deram condições de concluir mais este projeto.*

*À minha família,  
motivação extra para eu não olhar para trás.*

## Agradecimentos

Ao Deus Eterno, que deu aos homens a capacidade de descobrir coisas, de desenvolver e de fazer engenharia de um modo geral e que me conduziu e me fortaleceu durante este período de batalha, seja toda Gratidão.

A Professora Aline da Silva Ramos Barboza, pela sua orientação e apoio fornecidos durante a elaboração deste trabalho.

Ao Professor Eduardo Nobre Lages, pela sua colaboração e pelas suas preciosas sugestões a este trabalho.

A Cleonábula, da secretaria da pós-graduação, pela sua atenção e disposição.

A todos os colegas, em especial ao Osvaldo e ao Carivaldo, do programa de pós-graduação, pela colaboração.

A minha namorada Kalliny pela força e apoio nos momentos difíceis.

Ao CNPq, pela bolsa de estudo concedida.

# Sumário

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	v
LISTA DE SÍMBOLOS	vi
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	ix
RESUMO	x
ABSTRACT	xi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Objetivo	3
1.2.1 Justificativa	4
1.2.2 Apresentação do trabalho	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 Considerações Gerais para as ligações em estruturas de concreto pré-moldado	6
2.2 Sistemas estruturais em concreto pré-moldado para galpões	8
2.2.1 Sistemas estruturais com elementos de eixo reto	8
2.2.2 Sistemas estruturais com elementos de eixo curvo	14
2.2.3 Sistemas estruturais de elementos compostos	15
2.2.4 Sistemas estruturais com elementos com abertura entre os banzos	18
2.2.5 Sistemas estruturais de parede portante	19
2.3 Ligações nos sistemas estruturais de galpões com elementos de concreto pré-moldado	20
2.3.1 Ligações viga-pilar para transferência de forças horizontais	21
2.3.2 Ligações viga-pilar para transferência de esforços de flexão e de torção	27
2.3.3 Ligações pilar-fundação	29
2.3.4 Deformabilidade das ligações	31
2.3.5 Parâmetros relacionados à rigidez da ligação	32

2.4 Método para análise linear de pórticos com nós semi-rígidos	38
2.5 Validade da aproximação linear para a análise estrutural do pórtico	42
2.6 Estabilidade no sistema estrutural de galpões pré-moldados em concreto	45
2.6.1 Estabilidade nos pilares do galpão	47
2.6.2 Parâmetro $\gamma_z$ considerado no estudo da estabilidade do galpão	49
3. ANÁLISE NUMÉRICA DE SISTEMAS APORTICADOS DE GALPÕES	52
3.1 Introdução	52
3.2 Formulação numérica	54
3.3 Modelo numérico	58
4. ESTUDO DE CASO	65
4.1 Introdução	65
4.2 Caracterização física e geométrica do galpão	67
4.3 Resultados encontrados	72
5. ANÁLISE DOS RESULTADOS	80
5.1 Cálculo da Rigidez e momento fletor de projeto	80
5.2 Resistência da ligação ao esforço cortante	81
5.3 Deslocamento Horizontal relativo entre a viga e o pilar	81
5.4 Deslocamento Horizontal máximo no topo do pilar	82
5.5 Deslocamento vertical no topo da cumeeira e pilar	83
6 CONCLUSÕES	86
6.1 Considerações Finais	86
Anexo A - Interface do Programa	89
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	100

## Lista de Figuras

i

### Capítulo 2:

<b>Figura 2.1</b>	<i>Sistema aporticado com pilar engastado na fundação e viga articulada nos pilares.</i>	9
<b>Figura 2.2</b>	<i>Sistema aporticado com pilar engastado na fundação e viga engastada nos pilares.</i>	10
<b>Figura 2.3</b>	<i>Sistema estrutural para galpão de duas águas com pilares engastado na fundação e dois elementos de cobertura articulados.</i>	10
<b>Figura 2.4</b>	<i>Sistemas aporticados com viga contínua com e sem tirante.</i>	11
<b>Figura 2.5</b>	<i>Sistema aporticado com viga de cobertura contínua. Fonte: EL DEBS (2000) e CILEL Pré-Moldados.</i>	11
<b>Figura 2.6</b>	<i>Sistema aporticado com ligação rígida entre os pilares e os elementos de cobertura. Fonte: EL DEBS (2000)</i>	12
<b>Figura 2.7</b>	<i>Esquemas construtivos com elementos de eixo reto. Fonte: EL DEBS (2000).</i>	13
<b>Figura 2.8</b>	<i>Galpões com fechamentos de alvenaria de blocos.</i>	13
<b>Figura 2.9</b>	<i>Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos de eixo curvo. Fonte: EL DEBS (2000).</i>	15
<b>Figura 2.10</b>	<i>Sistema aporticado com elementos engastados na fundação e duas articulações na trave. Fonte: EL DEBS (2000).</i>	16
<b>Figura 2.11</b>	<i>Sistema aporticado com elemento em forma de U. Fonte: EL DEBS (2000).</i>	16
<b>Figura 2.12</b>	<i>Pórticos triarticulados para galpões. Fonte: EL DEBS (2000).</i>	17
<b>Figura 2.13</b>	<i>Esquemas construtivos com elementos compostos por trechos de eixo reto. Fonte: EL DEBS (2000).</i>	17
<b>Figura 2.14</b>	<i>Exemplo de elementos com aberturas entre os banzos em edifícios de um pavimento. Fonte: EL DEBS (2000).</i>	18
<b>Figura 2.15</b>	<i>Sistema estrutural com elementos em forma de viga</i>	18



	<i>Vierendel. Fonte: EL DEBS (2000).</i>	ii
<b>Figura 2.16</b>	<i>Sistema estrutural externo com parede portante e estrutura interna de esqueleto. Fonte: EL Debs (2000).</i>	19
<b>Figura 2.17</b>	<i>Estabilização de sistema estrutural de parede portante com o efeito “caixa”. Fonte: EL DEBS (2000).</i>	20
<b>Figura 2.18</b>	<i>Princípio de transferência de força cortante por ação (efeito) de pino. Fonte: (ABCIC PRÉ-MOLDADO).</i>	22
<b>Figura 2.19</b>	<i>Modificação do modelo para a determinação da capacidade de cisalhamento.</i>	23
<b>Figura 2.20</b>	<i>Estado de deformação do chumbador. Fonte: ENGSTRÖM (1992a).</i>	25
<b>Figura 2.21</b>	<i>Exemplo de ligação resistente à flexão. Fonte: ABCIC PRÉ-MOLDADOS.</i>	27
<b>Figura 2.22</b>	<i>Exemplo de ligação resistente à torção com barras chumbadas no interior de um nicho grauteado. Fonte: ABCIC PRÉ-MOLDADOS.</i>	28
<b>Figura 2.23</b>	<i>Ligação viga-pilar através de consolo trapezoidal e retangular. Fonte: BAPREL PRÉ-MOLDADOS.</i>	28
<b>Figura 2.24</b>	<i>Ligação viga-pilar rígida feita com solda ou com concreto moldado in loco. Fonte: BAPREL PRÉ-MOLDADOS.</i>	29
<b>Figura 2.25</b>	<i>Tipos de ligações pré-moldadas pilar-fundação PCI (1988) – adaptado por CANHA (2004).</i>	30
<b>Figura 2.26</b>	<i>Curva momento rotação para uma ligação.</i>	33
<b>Figura 2.27</b>	<i>Influência da deformabilidade da ligação no comportamento da viga.</i>	35
<b>Figura 2.28</b>	<i>Influência da deformabilidade da ligação na estabilidade da estrutura. Fonte: ELLIOTT (1992).</i>	36
<b>Figura 2.29</b>	<i>Esquema com “molas” para representação das deformabilidades nas extremidades de uma barra. Fonte: FERREIRA (1993).</i>	38
<b>Figura 2.30</b>	<i>Representação das rotações nas extremidades dos</i>	42

	<i>elementos com rigidez modificada (<math>\theta</math>), nas ligações (<math>\phi_l</math>) e nas extremidades das barras com rigidez modificada (<math>\theta + \phi_l</math>).</i>	iii
<b>Figura 2.31</b>	<i>Comparação entre os pontos de interseção da rigidez inicial da ligação, <math>K_\phi</math>, e da curva <math>M-\phi</math> da ligação com a reta “Beam-Line”.</i>	44
<b>Figura 2.32</b>	<i>Critérios e objetivos de projeto.</i>	46
<b>Figura 2.33</b>	<i>Haste articulada.</i>	48
<b>Capítulo 3:</b>		
<b>Figura 3.1</b>	<i>Comportamento não linear do material caracterizado através de um estado uniaxial.</i>	53
<b>Figura 3.2</b>	<i>Comportamento geometricamente não linear caracterizado a partir de um pórtico plano.</i>	53
<b>Figura 3.3</b>	<i>Trajétória de equilíbrio genérica com os pontos limites e de bifurcação.</i>	54
<b>Figura 3.4</b>	<i>Esquema genérico do processo incremental e iterativo dos algoritmos de controle para o traçado das trajetórias de equilíbrios.</i>	56
<b>Figura 3.5</b>	<i>Configuração deformada de uma barra plana.</i>	59
<b>Figura 3.6</b>	<i>Membro típico <math>i</math> num pórtico plano com relação aos eixos de referências da estrutura.</i>	61
<b>Figura 3.7</b>	<i>Deslocamentos locais possíveis nas extremidades de um membro típico <math>i</math>.</i>	62
<b>Figura 3.8</b>	<i>Deslocamentos possíveis nas extremidades de um membro nas Direções dos eixos da estrutura.</i>	63
<b>Capítulo 4:</b>		
<b>Figura 4.1</b>	<i>Tipo de galpão considerado para a análise numérica do presente Trabalho.</i>	65
<b>Figura 4.2</b>	<i>Pórtico frontal e planta de cobertura para o galpão em estudo.</i>	66
<b>Figura 4.3</b>	<i>Ligação considerada no galpão e detalhe do chumbador inserido</i>	68

<i>no pilar respectivamente</i>	iv
<b>Figura 4.4</b> <i>Detalhe da ligação típica do galpão em estudo.</i>	68
<b>Figura 4.5</b> <i>Seção transversal em H do pilar.</i>	69
<b>Figura 4.6</b> <i>Seção transversal em I e vista de frente da viga de concreto</i>	70
<b>Figura 4.7</b> <i>Seção transversal da terça de concreto armado</i>	71
<b>Figura 4.8</b> <i>Fundação tipo cálice utilizada no galpão</i>	71
<i>PCI (1988) – Adaptado por CANHA (2004).</i>	
<b>Figura 4.9</b> <i>Aproximação da reta Beam-line para a ligação em estudo.</i>	73
<b>Figura 4.10</b> <i>Momento fletor na base do pilar em função da Rigidez da ligação</i>	74
<i>viga-pilar.</i>	
<b>Figura 4.11</b> <i>Momento fletor na ligação em função da Rigidez da ligação</i>	74
<i>Viga-pilar.</i>	
<b>Figura 4.12</b> <i>Deslocamento horizontal no topo do pilar em função da Rigidez</i>	75
<i>da ligação.</i>	
<b>Figura 4.13</b> <i>Aproximação da reta Beam-line para a ligação em estudo</i>	77
<b>Figura 4.14</b> <i>Momento fletor na base do pilar em função da Rigidez da ligação</i>	77
<i>viga-pilar.</i>	
<b>Figura 4.15</b> <i>Momento fletor na ligação em função da Rigidez da ligação</i>	78
<i>viga-pilar.</i>	
<b>Figura 4.16</b> <i>Deslocamento horizontal no topo do pilar em função da</i>	79
<i>Rigidez da ligação.</i>	
<b>Capítulo 5:</b>	
<b>Figura 5.1</b> <i>Obtenção do momento de projeto <math>M_E</math> e rigidez de projeto <math>K_E</math></i>	80
<i>Através da reta bi-linear.</i>	
<b>Figura 5.2</b> <i>Simulação numérica.</i>	84
<b>ANEXO A</b>	
<b>Figura A -1</b> <i>Interface do programa MATLAB utilizado no presente trabalho</i>	89

## Lista de Tabelas

v

### Capítulo 2:

<b>Tabela 2.1</b> <i>Coeficientes de atrito, com base em ENGSTROM (1992a).</i>	25
<b>Tabela 2.2</b> <i>Limites entre as classes de rigidez.</i>	34
<b>Tabela 2.3</b> <i>Classificação das Ligações Semi-Rígidas em Estruturas Pré-Moldadas [FERREIRA et al. (2002)]</i>	37
<b>Tabela 2.4</b> <i>Valores usuais de k.</i>	48

### Capítulo 4:

<b>Tabela 4.1</b> <i>Resultados numéricos obtidos com o uso de telha de fibro-cimento para o pórtico frontal.</i>	72
<b>Tabela 4.2</b> <i>Resultados numéricos obtidos com o uso de telha de alumínio para o pórtico frontal.</i>	72
<b>Tabela 4.3</b> <i>Resultados numéricos obtidos com o uso de telha de fibro-cimento para o pórtico intermediário.</i>	76
<b>Tabela 4.4</b> <i>Resultados numéricos obtidos com telha de alumínio para o pórtico intermediário.</i>	76

## Lista de Símbolos

vi

- $F_{vy}$  - Força responsável pela formação da segunda rótula plástica no chumbador
- $c_1$  - coeficiente adimensional
- $\phi_b$  - Diâmetro do chumbador
- $f_{cc,máx}$  - Maior valor de resistência à compressão do concreto/graute
- $f_{yb}$  - resistência ao escoamento do chumbador
- $c_r$  - Coeficiente de restrição ao giro adimensional
- $c_e$  - Coeficiente de excentricidade adimensional
- $\varepsilon$  - Parâmetro adimensional
- $h_l$  - Altura livre entre o pilar e a viga
- $F_{v,tot}$  - Força total responsável pela formação da segunda rótula plástica no chumbador, considerando o efeito do atrito
- $f_{yb,red}$  - Resistência referente à parcela do efeito pino no chumbador
- $\sigma_{sb}$  - Tensão normal atuante no chumbador quando o mecanismo é formado (rótula plástica)
- $\mu$  - Coeficiente de atrito
- $A_{sb}$  - Área da seção transversal do chumbador
- $\alpha_{crit}$  - Deformação angular crítica
- $E_s$  - Módulo de elasticidade do chumbador
- $F_{V,red}$  - Parcela da força total  $F_{V,tot}$ , referente ao efeito de pino
- $q$  - Carregamento uniformemente distribuído ao longo do comprimento do chumbador inserido no elemento de concreto
- $x$  - Distância da face do elemento de concreto (viga ou pilar), até a região de momento fletor máximo no chumbador, referente as rótulas plásticas, dados por  $x_1$  e  $x_2$  respectivamente

- $a_{vy}$  - Deslocamento horizontal relativo da ligação viga-pilar
- $l_p$  - Distância em relação a duas rótulas plásticas para elementos de concreto diferentes (viga-pilar)
- $h_a$  - Espessura da almofada de elastômero
- $K_\phi$  - Rigidez inicial da ligação
- $M$  - Momento fletor interno à ligação
- $\phi$  - Rotação da ligação associada ao momento  $M$
- $\lambda_\phi$  - Flexibilidade da ligação
- $K_s$  - Rigidez adimensional em relação à ligação
- $l$  - Vão efetivo da viga
- $E$  - Módulo de elasticidade longitudinal do concreto
- $I$  - Momento de inércia da seção transversal bruta de concreto
- $M_h$  - Momento fletor negativo na viga
- $M_s$  - Momento fletor positivo na viga
- $K$  - Matriz de rigidez do elemento modificada
- $C$  - Matriz de correção da rigidez
- $S$  - Matriz de rigidez dos elementos da estrutura
- $F$  - Forças internas
- $D$  - Deslocamentos locais de extremidade
- $\gamma_i, \gamma_j$  - Fatores de restrição à rotação
- $\lambda_{\phi i}, \lambda_{\phi j}$  - Deformabilidades de flexão
- $\beta_i, \beta_j$  - Fatores de restrição ao deslocamento axial na extremidade de uma barra
- $\lambda_{hi}, \lambda_{hj}$  - Deformabilidades nas ligações na direção axial ao elemento de barra
- $C_f$  - Matriz de correção para os esforços de bloqueio
- $M^P$  - Momento de engastamento perfeito
- $P_i$  - Esforços de extremidades das barras
- $F_i$  - Esforços devido aos deslocamentos locais

$P_i'$	- Esforços de bloqueio	viii
$D'$	- Deslocamentos nodais desconhecidos referidos ao sistema global	
$U$	- Matriz de ordem $6n.k$ , composta de transformação T.	
$L$	- Comprimento de flambagem	
$k$	- Coeficiente de flambagem	
$P_{cr}$	- Carga crítica de EULER	
$\lambda$	- Índice de esbeltez	
$r$	- Raio de giração	
$I_x$	- Momento de inércia em relação ao eixo x	
$I_y$	- Momento de inércia em relação ao eixo y	
$\gamma_z$	- Parâmetro gama-z	
$(EI)_{sec}$	- Rigidez à flexão secante do concreto	
$E_{CI}$	- Módulo de elasticidade secante inicial do concreto	
$A_s$	- Área de aço para armadura de tração	
$A_s'$	- Área de aço para armadura de compressão	

## Lista de Abreviaturas e Siglas

ix

**EUROCODE** - *European Cooperation in the Field of Scientific and Technical*

**NBR** - *Norma Brasileira Registrada*

**PCI** - *Precast/Prestressed Concrete Institute*





**Universidade Federal de Alagoas – UFAL**  
**Centro de Tecnologia – CTEC**  
**Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil – PPGEC**  
Av. Lourival de Melo Mota, S/N  
Tabuleiro do Martins – CEP 57072-970 – Maceió – Alagoas  
Tel/Fax: (82) 3214-1276  
E-mail: ppgec@ctec.ufal.br  
Homepage: <http://www.ctec.ufal.br/posgraduacao/ppgec>



Membros da Banca de Exame da Dissertação de Mestrado do Engenheiro Civil **LUCIANO OLIVIERA ALVES DE QUEIROS**, intitulada “ANÁLISE ESTRUTURAL DE GALPÕES PRÉ-MOLDADOS EM CONCRETO CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ NAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR”, apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Alagoas, no dia 30 do mês de outubro do ano de 2007, às 8 horas e 56 minutos, na Salá de Aula do PPGEC/CTEC/UFAL.

**MEMBROS DA BANCA:**

**Prof. Dr.ª Aline da Silva Ramos Barboza**  
Orientadora – CTEC/UFAL  
CPF: 150.820.508-69

**Prof. Dr. Eduardo Nobre Lages**  
Co-orientador – CTEC/UFAL  
CPF: 575.783.974-00

**Prof. Dr. Narbal Ataliba Marcellino**  
UFSC  
CPF: 178.824.199-15

**Prof. Dr. Francisco Patrick Araujo Almeida**  
CTEC/UFAL  
CPF: 911.495.844-91

Este trabalho tem como objetivo principal analisar o comportamento estrutural de um galpão pré-moldado em concreto de duas águas, considerando-se a influência das ligações viga-pilar para um caso típico de ligação bastante utilizado no Estado de Alagoas e mais especificamente em Maceió.

A análise é feita através de simulações numéricas de um sistema aporticado, levando-se em consideração o comportamento não linear e semi-rígido das ligações, variando-se a rigidez da condição articulada até a engastada. Para as simulações, foi aplicado um código computacional na plataforma MATLAB para análise não linear de ligações semi-rígidas para pórticos planos, utilizando o Método dos Elementos Finitos. Além disso, foi feito o confronto dos resultados da análise numérica com os critérios estabelecidos pela norma brasileira e pela literatura.

O método beam-line apresentou bons resultados no caso do galpão em estudo. Os resultados calculados através da simulação numérica para o momento fletor e rigidez de projeto foi de  $24,45 \text{ kN} \cdot \text{m}$  e  $2500 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{rad}$ , respectivamente, para uma rotação de  $9,78 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ , sendo que o limite máximo segundo a literatura é de  $1 \cdot 10^{-2} \text{ rad}$  para que se considere o comportamento linear da ligação viga-pilar.

A ligação em estudo resiste ao esforço cortante com uma folga de aproximadamente 45%. Já o deslocamento horizontal no topo do pilar para a rigidez de projeto foi de 12,3 cm, ou seja, maior do que o estabelecido pela norma brasileira que é de 4,8 cm.

**Palavras-chave:** *Estruturas, Concreto Pré-Moldado, Ligações Semi-Rígidas, Estabilidade Global, Método dos Elementos Finitos.*

This work has as objective to analyze the structural behavior of a multi-story precast concrete structure, considering in itself the influence of the beam-column connection for a typical case used in the State of Alagoas and in Maceió.

The analysis is made through numerical simulations, taking in consideration the non linear and semi-rigid behavior of the connections varying it rigidity of the articulated condition until the fixed one. For the simulations, a computational code in platform MATLAB was developed, using the Finite Elements Methods. Moreover, the results were compared with the Brazilian codes.

The beam-line method presented good results for the case studied. The bending moment and rigidity were  $24,45 \text{ kN} \cdot \text{m}$  and  $2500 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{rad}$  respectively, for a rotation of  $9,78 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ , which was lower compared to maximum limit of  $10^{-2} \text{ rad}$ , recommended for Brazilian codes. what it leads to conclude that the linear approach presents a good correlation with the non linear method.

The connection in study resists to the cutting effort with a recess of approximately 45%. But, the horizontal displacement in the top of the column was 12,3 cm, which was upper to the limit established at Brazilian code that is 4,8 cm.

**Keywords:** Structures, Precast Concrete, Semi-rigid connections, Global stability, finite elements Method.

# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Considerações gerais

A competitividade no mercado e as demandas da sociedade moderna têm servido de impulso para que a cadeia produtiva da construção civil busque aumento de eficiência e melhoria nas condições de trabalho através de inovação tecnológica aplicada a novos sistemas e processos construtivos. Neste contexto, a automação de processos vem sendo gradativamente implementada no setor, a exemplo de preparo de armadura, execução de formas, preparo e lançamento do concreto, acabamentos do concreto arquitetônico, entre outros. Entretanto, apesar do avanço alcançado nos últimos anos, ainda há muito para ser implementado nos processos construtivos atuais, e a pré-fabricação se caracteriza como uma alternativa viável.

Comparado aos sistemas construtivos executados com métodos de construção tradicionais, os sistemas pré-fabricados de concreto apresentam características positivas que resultam em vantagens da seguinte forma:

- Produtos feitos em fábrica

A produção em fábrica possibilita processos de produção mais eficientes e racionais, trabalhadores especializados, repetição de tarefas, controle de qualidade, entre outros.

- Uso otimizado de materiais

Permite um maior potencial econômico, desempenho estrutural e durabilidade maior comparativamente às construções moldadas no local, por meio do uso de equipamentos modernos e de procedimentos de fabricação específicos cuidadosamente elaborados. Em algumas situações na pré-fabricação, os aditivos e adições são empregados para conseguir desempenhos mecânicos específicos de projeto para cada classe de concreto, e o lançamento e adensamento do concreto são executados em locais fechados, por equipamentos servo-

controlados, com cura do concreto em condições controladas, permitindo adotar uma relação água/cimento reduzida. Em síntese, o concreto pode ser adaptado aos requisitos de produção de cada componente estrutural, para otimizar o uso dos materiais.

- Menor tempo de construção, menos da metade do tempo necessário para construção convencional moldada no local.

Considerando que os processos de execução de estruturas de concreto moldadas no local, são mais lentos, devido a necessidade de endurecimento do concreto, os longos atrasos na construção estão geralmente presentes. Entretanto, a demanda atual por um rápido retorno do investimento está se tornando cada vez mais importante: a decisão de iniciar a construção pode ser adiada até o último momento, mas uma vez iniciada, o cronograma inicial da obra deve ser cumprido. Além disso, os projetos estão se tornando mais complexos, que não é favorável para construções em um curto espaço de tempo.

- O processo de pré-fabricação independe das condições adversas do clima e normalmente, a produção continua no inverno.
- Qualidade

O termo qualidade tem um significado amplo, o objetivo final é conseguir que os produtos e serviços correspondam às expectativas do usuário. Isso se inicia no estudo preliminar do projeto em paralelo com a produção de componentes e com o respeito ao cronograma de entrega e de montagem do sistema construtivo pré-fabricado.

A garantia da qualidade durante a fabricação se baseia em quatro pontos: 1) mão-de-obra; 2) instalações e equipamentos na fábrica; 3) matéria-prima e processos operacionais; 4) controle de qualidade na execução. Geralmente, a supervisão da qualidade tem como base o sistema de autocontrole, podendo haver ou não a supervisão de uma terceira parte. O sistema de controle de produção da fábrica consiste de procedimentos, instruções, inspeções regulares, testes, matéria-prima, processos de produção e produtos. Os resultados da inspeção são registrados e ficam disponíveis aos clientes. Muitas empresas de pré-fabricação possuem certificação ISO 9000.

As desvantagens da pré-fabricação estariam relacionadas às etapas de transporte e montagem dos elementos da estrutura.

As limitações de transporte, de maneira geral, restringem-se aos gabaritos de transporte e no caso da montagem à disponibilidade e condições de acesso de equipamentos para sua realização.

Dentre os sistemas construtivos pré-fabricados de concreto, o galpão tem se mostrado com um número crescente de aplicações. Um galpão pode ser definido geralmente como uma edificação térrea, com grandes dimensões em planta e destinado a usos múltiplos, tais como industrial, comercial ou até mesmo agrícola.

O fato de ser uma edificação térrea, com grandes áreas construídas, destinadas predominantemente a uma função específica, tende a facilitar a modulação e principalmente a tipificação dos galpões. Deste modo, não fica difícil justificar a grande parcela representada por estas edificações no universo das construções pré-moldadas. O uso de concreto pré-moldado neste tipo de edificação está amplamente relacionado a uma forma de construir mais econômica, durável e estruturalmente segura.

Por se constituir em uma estrutura formada por elementos estruturais esbeltos e leves, deve-se ter maior atenção na execução das ligações entre os elementos para garantir a estabilidade do conjunto. Esse requisito torna necessário o estudo da influência da rigidez das ligações para o comportamento estrutural do galpão, e é dentro desse contexto que se situa o presente trabalho.

## **1.2 Objetivo**

O objetivo geral do presente trabalho é analisar o comportamento estrutural de um sistema construtivo aplicado a galpões considerando a influência das ligações entre os elementos, através de uma simulação computacional da estrutura variando-se a rigidez da ligação viga-pilar.

Mais especificamente pretende-se:

- ✓ Fazer um levantamento bibliográfico dos sistemas construtivos aplicados na construção de galpões de concreto e das ligações existentes entre os elementos;

- ✓ Fazer um levantamento bibliográfico do comportamento estrutural isolado das ligações existentes entre os elementos componentes do sistema construtivo de galpões;
- ✓ Avaliar o comportamento estrutural do galpão considerando a influência do comportamento estrutural das ligações através de simulação computacional em elementos finitos.
- ✓ Fazer uma análise comparativa do comportamento estrutural de um sistema construtivo normalmente aplicado na construção de galpões no Estado de Alagoas considerando a deformabilidade das ligações, com a finalidade de avaliar condições de projeto.

### **1.2.1 Justificativa**

Nos galpões, as ligações viga-pilar variam o grau de deformabilidade de acordo com as características de projeto, sendo necessária a incorporação de parâmetros de deformabilidade no modelo de cálculo considerado, para que se tenha uma maior aproximação com o comportamento real da estrutura, acarretando em menores erros de cálculo, sejam de esforços ou de deformações.

O fato do sistema construtivo de galpões ser o mais utilizado em estruturas pré-moldadas de concreto justifica a necessidade de se ter um melhor entendimento do seu comportamento estrutural, de forma a obter informações que possam ser aplicadas diretamente por projetistas desse tipo de sistema.

### **1.2.2 Apresentação do Trabalho**

No Capítulo 2, é apresentado os principais tipos de sistemas estruturais de galpões pré-moldados em concreto armado de forma que se possa conhecer as características de cada tipo de sistema, tanto em relação às formas dos elementos estruturais como também os tipos de ligações, que é de suma importância para o estudo do presente trabalho. Além disso, é apresentada, de forma resumida, a formulação matricial para a análise de pórticos com nós semi-rígidos, a qual foi apresentada de forma extensa no trabalho de mestrado em FERREIRA (1993). Também nesse capítulo são apresentados procedimentos simplificados para a análise estrutural e para a estimativa da resistência de uma ligação viga-pilar

resistente à flexão, com base na sua rigidez, com o intuito de se obter condições específicas de projeto.

No Capítulo 3, formula-se o problema de traçado de trajetórias não lineares de equilíbrio. Em seguida, descreve-se o elemento finito geometricamente não linear a ser empregado no estudo do galpão de referência deste trabalho.

No Capítulo 4, é apresentado o galpão tipo em estudo, com todas as características físicas e geométricas necessárias para a simulação numérica.

No Capítulo 5, é apresentado os resultados obtidos através da simulação numérica; além disso, é feito o cálculo analítico considerando recomendações normativas e considerações encontradas na literatura.

Finalmente no capítulo 6, são feitas as considerações finais e conclusões em relação ao galpão tipo estudado.



## Capítulo 2

### Revisão Bibliográfica

#### **2.1 Considerações gerais para as ligações em estruturas de concreto pré-moldado**

A importância do estudo das ligações está amplamente difundida na literatura técnica. Em ORDÓÑEZ *et al.* (1974), argumenta-se que a influência das ligações na construção pré-moldada é tal que alguns especialistas chegaram a afirmar que as questões técnicas relacionadas com as ligações é que têm impedido a superação dos métodos construtivos convencionais pelos pré-moldados. Em CHEOK & LEW (1991), faz-se referência a uma consulta realizada no APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, em Berkeley em 1981, onde no início de uma lista com 40 prioridades de pesquisa, para as estruturas de concreto pré-moldado, estava a necessidade do desenvolvimento de recomendações práticas para o projeto de ligações típicas. Em JOHAL *et al.* (1991) é apresentado o resultado de um outro levantamento sobre as prioridades para direcionamentos de futuras pesquisas, realizado pelo PCI COMMITTEE ON RESEARCH AND DEVELOPMENT, onde o estudo das ligações aparece novamente em lugar de destaque. Em BALLARIN (1993), comenta-se que, embora alguns países venham realizando estudos sistemáticos sobre determinados tipos de ligações nas últimas décadas, tal investigação não tem acompanhado a expansão na utilização das estruturas de concreto pré-moldado.

Do ponto de vista do comportamento estrutural, a presença das ligações é o que diferencia basicamente uma estrutura de concreto pré-moldado de uma estrutura convencional.

As ligações são regiões particulares na estrutura pré-moldada, onde ocorrem concentrações das tensões. Também, as ligações apresentam-se como regiões de descontinuidade que podem ou não mobilizar deslocamentos e esforços decorrentes dos elementos por elas ligados, fazendo com que haja uma

redistribuição desses esforços ao longo da estrutura, interferindo no comportamento da mesma.

O grau de conhecimento que se possui sobre o comportamento de um sistema estrutural é um fator determinante para a garantia da segurança no cálculo estrutural.

Entretanto, em muitos casos das estruturas pré-moldadas, o comportamento estrutural ainda não pode ser inteiramente determinado devido à falta de conhecimento que se tem quanto ao comportamento da rigidez nas suas ligações.

Ao contrário do que ocorre na análise das estruturas monolíticas de concreto, tradicionalmente, as estruturas de concreto pré-moldado são concebidas e projetadas a partir da hipótese de que as suas ligações viga-pilar se comportam como articulações perfeitas. De fato, isto ocorre em função de que a maior parte das estruturas pré-moldadas serem empregadas em edificações com poucos pavimentos, tendo-se uma tendência maior para o emprego das ligações consideradas como articuladas.

Entretanto, existe também uma necessidade do desenvolvimento de ligações resistentes à flexão, que apresentem um bom desempenho estrutural, a partir das quais poderão ser viabilizados sistemas estruturais em concreto pré-moldado para edificações de múltiplos pavimentos. Quando se pretende formar um pórtico com elementos pré-moldados, torna-se de grande importância o desempenho apresentado pelas ligações empregadas, dependendo delas o desempenho de toda a estrutura.

No caso das ligações resistentes à flexão, o desempenho destas ligações depende da resistência, da rigidez, da ductilidade, da simplicidade na execução e da durabilidade.

E é dentro deste contexto que o presente trabalho se enquadra, pelo fato de tentar entender o comportamento de um tipo de ligação com a consideração de um chumbador inserido no topo do pilar satisfatoriamente ancorado e inserido no orifício da viga previamente determinado em projeto e teoricamente preenchido com graute e sem a consideração de almofada de elastômero entre os elementos,

mas considerando-se uma chapa metálica soldada ao chumbador faceando o topo do pilar, com o intuito de obter uma ligação semi-rígida com uma certa restrição ao giro.

CHEOK e LEW (1991) comentam que, pela falta de uma base de dados sobre a rigidez das ligações viga-pilar com resistência aos efeitos da flexão, as estruturas pré-moldadas tendem a ser presumidas como muito menos dúcteis e muito menos estáveis do que as estruturas monolíticas. SUCUOGLA (1995) realizou um estudo experimental sobre a influência da rigidez de ligações resistentes à flexão na rigidez de um pórtico em estrutura de concreto pré-moldado. Segundo esse autor, o desempenho da rigidez da estrutura com relação às ligações correspondeu à cerca de 80 % da rigidez de uma estrutura monolítica, sendo considerada satisfatória para aplicação em regiões sísmicas.

No que diz respeito ao projeto estrutural das ligações, o desenvolvimento de critérios de dimensionamento e de detalhamento da ligação dependem do conhecimento dos fatores que interferem no comportamento desta ligação.

## **2.2 Sistemas estruturais em concreto pré-moldado para galpões**

“Segundo EL DEBS (2000), o uso do concreto pré-moldado em edifícios de um pavimento é bastante comum em todo mundo, e no Brasil vem sendo utilizado com bastante frequência em uma grande quantidade de obras. Esses edifícios são em geral estruturas de vãos relativamente grandes e costumam receber o nome de galpão”.

Existe aparentemente um grande número de sistemas e soluções técnicas para as construções pré-moldadas para galpões. Entretanto, todos fazem parte de sistemas estruturais básicos, onde os princípios de projeto são bastante semelhantes. Dentre os sistemas mais utilizados, destacam-se os sistemas aporticados.

### **2.2.1 Sistemas estruturais com elementos de eixo reto**

Segundo EL DEBS (2000), os elementos estruturais de eixo reto apresentam certa facilidade em todas as fases da produção das estruturas de concreto pré-moldado; essa característica faz com que esses sistemas estruturais, em princípio, sejam mais adequados para pré-moldados de fábrica; porém, esses sistemas são pouco favoráveis no que diz respeito aos esforços internos solicitantes.

Tais sistemas podem ter as seguintes formas básicas:

- ✓ Pilares engastados na fundação e viga articulada nos pilares;
- ✓ Pilares engastados na fundação e viga engastada nos pilares;
- ✓ Pilares engastados na fundação e dois elementos de coberturas articulados;
- ✓ Com ligação rígida entre os pilares e os elementos de coberturas.

A primeira forma básica, onde se tem os pilares engastados na fundação e viga articulada nos pilares, é uma das mais empregadas pelas facilidades de montagem e de execução das ligações. Na Figura 2.1 representa-se o modelo de cálculo associado a esse tipo de situação.



Figura 2.1 - Sistema aperticado com pilar engastado na fundação e viga articulada nos pilares.

Na segunda forma básica, onde se tem os pilares engastados na fundação e viga engastada nos pilares, podem ser utilizados para situações em que os momentos fletores nos pilares atingem níveis elevados, ou quando o pilar é muito alto, ou ainda quando se utiliza pontes rolantes com grande capacidade de carga em conjunto com os pilares. Na Figura 2.2 representa-se o modelo de cálculo associado a esse tipo de situação.



Figura 2.2 - Sistema aperticado com pilar engastado na fundação e viga engastada nos pilares.

Na terceira forma básica, onde se tem os pilares engastados na fundação e dois elementos de coberturas articulados, é empregada em coberturas inclinadas, muitas vezes com tirante no topo dos pilares, por utilizar elementos pré-moldados leves. Na Figura 2.3 tem-se representado o sistema estrutural do galpão em pauta e o respectivo modelo de cálculo.

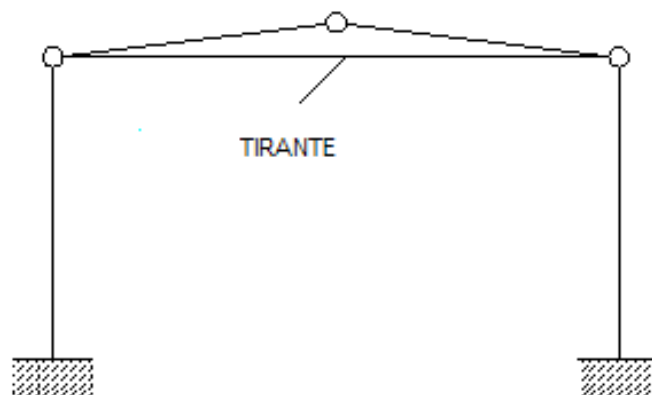


Figura 2.3 - Sistema estrutural para galpão de duas águas com pilares engastado na fundação e dois elementos de cobertura articulados.

Como variação para o sistema anterior, pode ser adotada viga contínua de cobertura, com ou sem tirante (Figura 2.4 e Figura 2.5), dependendo de fatores tais como: altura do galpão (pé-direito), finalidade de uso, local onde será construído e estudo de estabilidade.

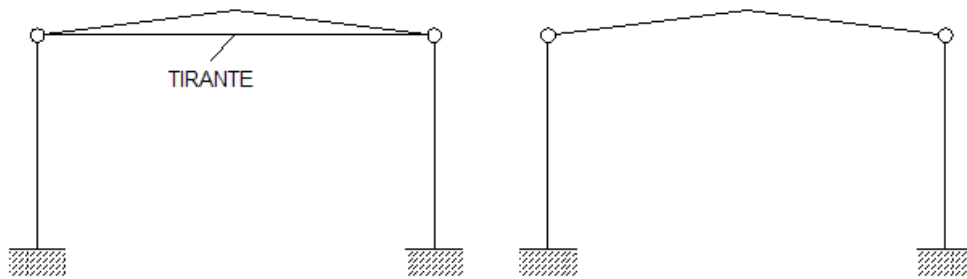


Figura 2.4 - Sistemas aporticados com viga contínua com e sem tirante.



Figura 2.5 - Sistema aporticado com viga de cobertura contínua.

Fonte: CILEL Pré-Moldados.

A última forma básica, com ligação rígida entre os pilares e os elementos de coberturas, é menos empregada que a anterior devido à existência de ligação rígida entre os pilares e os elementos de cobertura. As ligações dos pilares com as fundações podem ser duas articulações ou dois engastes. Na Figura 2.6 tem-se representado o modelo de cálculo associado a esse tipo de situação.

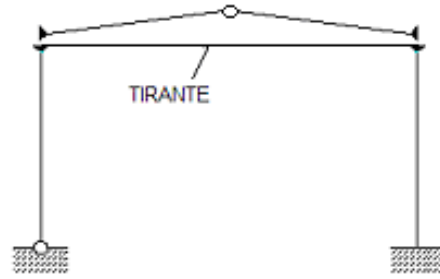
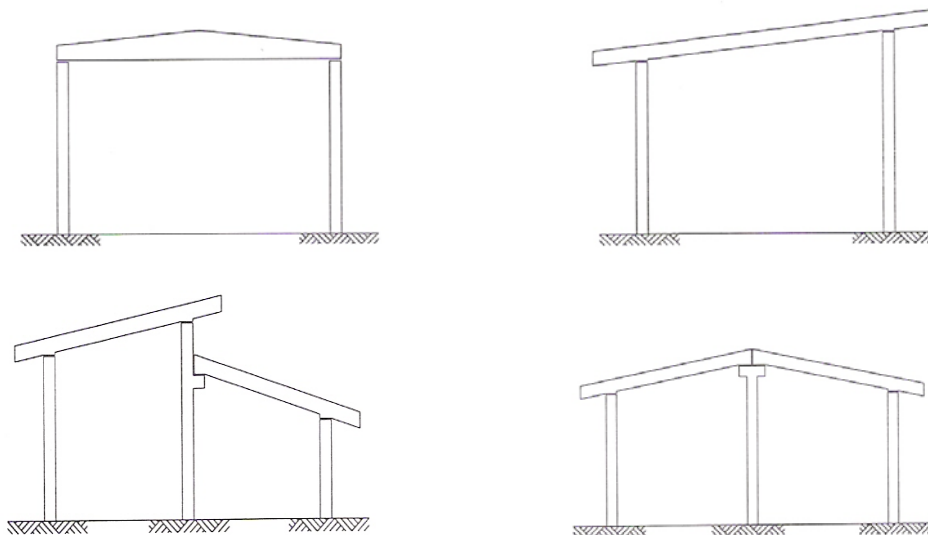


Figura 2.6 - Sistema aporticado com ligação rígida entre os pilares e os elementos de cobertura

Fonte: EL DEBS (2000)

Os sistemas aporticados apresentados nas Figura 2.3 a Figura 2.6 podem ser empregados para galpões de um vão ou de múltiplos vãos.

Na Figura 2.7 apresentam-se os principais esquemas construtivos derivados das formas básicas apresentadas anteriormente, onde podem ser observadas alternativas com vigas em balanço, esquema de viga Gerber, vãos com alturas diferentes para propiciar iluminação lateral, viga inclinada em relação a horizontal para formar uma cobertura em dente de serra, dentre outros. A escolha do sistema construtivo adequado depende de um ou mais dos seguintes aspectos: funcionalidade, estética e otimização estrutural.



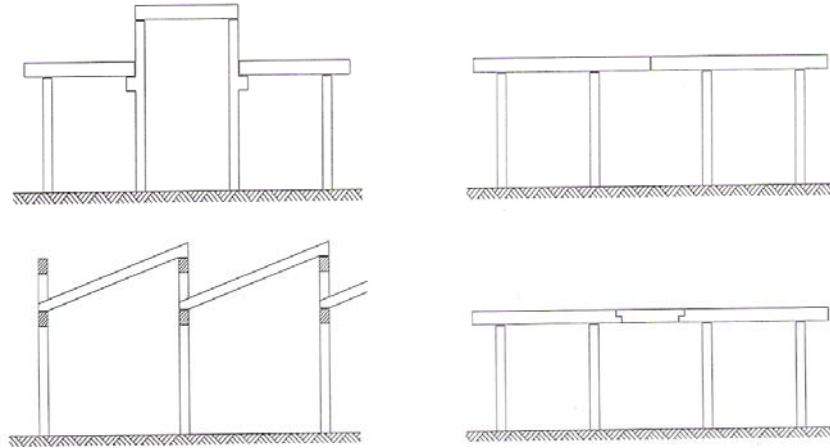


Figura 2.7 - Esquemas construtivos com elementos de eixo reto.

Fonte: EL DEBS (2000).

Os fechamentos laterais do galpão podem ser feitos com painéis pré-fabricados de concreto armado ou paredes convencionais de alvenaria de blocos de concreto ou blocos cerâmicos, como mostrado na Figura 2.8.

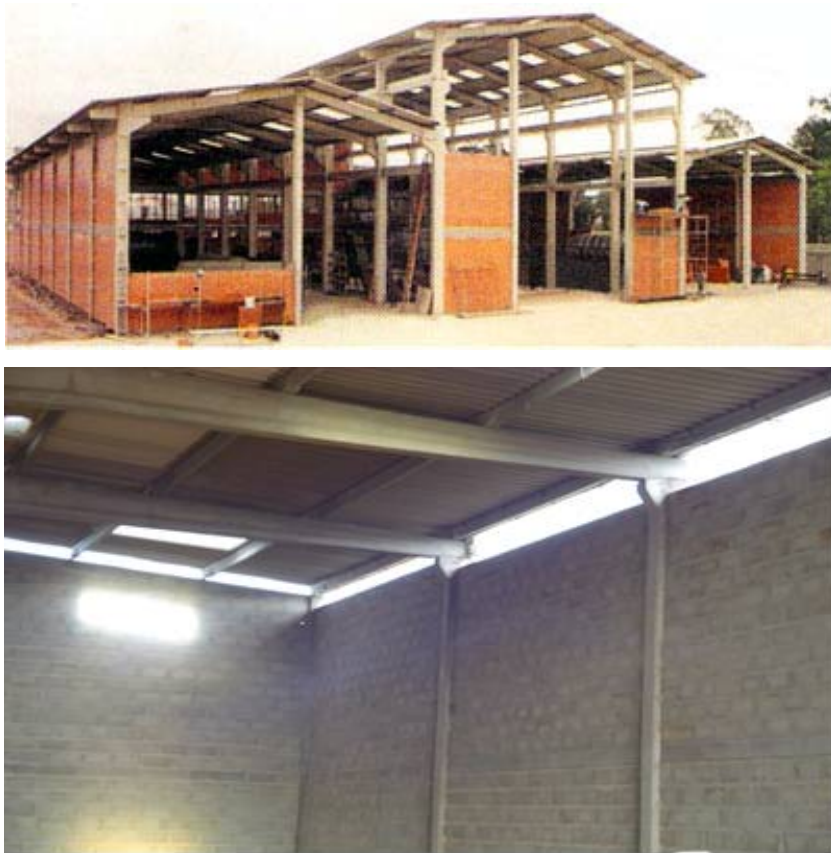


Figura 2.8 - Galpões com fechamentos de alvenaria de blocos.



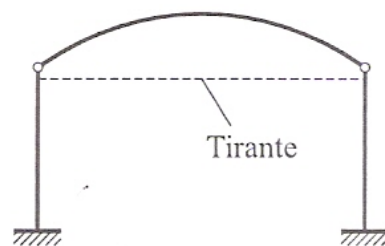
### 2.2.2 Sistemas estruturais com elementos de eixo curvo

O emprego de elementos de eixo curvo, formando arco, refere-se apenas à cobertura, sendo os pilares idênticos aos casos anteriores. Assim, a diferença em relação aos casos anteriores está exclusivamente na forma do elemento de cobertura.

A forma do arco possibilita uma grande redução nos momentos fletores, comparativamente ao caso de elementos retos, acarretando uma redução significativa do consumo de materiais e, conseqüentemente, do peso dos elementos. Essa redução de peso pode chegar à casa dos 50% comparada com alternativa em viga (EL DEBS, 2000).

As formas básicas dos sistemas estruturais com elementos de eixo curvo estão mostradas na Figura 2.9. Em princípio, todas as formas podem ser utilizadas para mais de um vão, com ou sem tirante na extremidade superior do pilar. No entanto, nas duas primeiras formas o tirante é praticamente obrigatório e a forma com um elemento engastado nos pilares é de uso limitado devido à necessidade de realizar ligação rígida entre o pilar e o arco.

Embora os sistemas estruturais com elementos em arco sejam pouco empregados hoje em dia, eles não deixam de ser uma alternativa a ser explorada quando se deseja grandes vãos livres. Como idéia geral, esses sistemas estruturais podem ser interessantes a partir de vãos acima dos empregados com as vigas, o que seria acima dos 30 metros.



Com um elemento articulado nos pilares

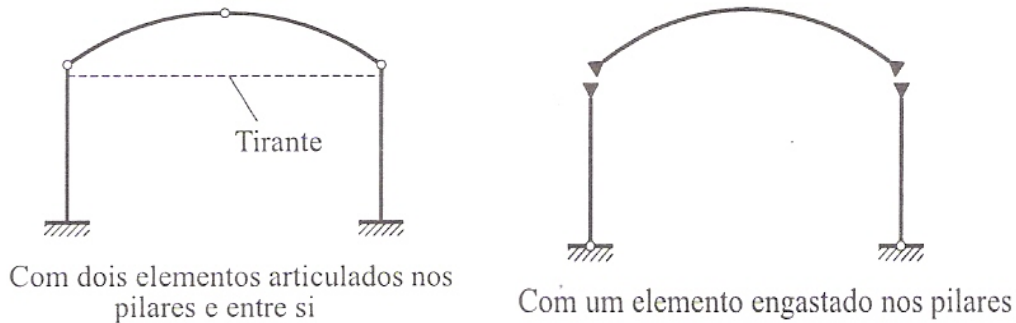


Figura 2.9 - Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos de eixo curvo.

Fonte: EL DEBS (2000).

### 2.2.3 Sistemas estruturais de elementos compostos

Segundo EL DEBS (2000), o emprego de elementos composto por trechos de eixo reto ou curvo, via de regra, resulta em uma melhor distribuição dos esforços solicitantes comparados com os casos anteriores. Por outro lado, os elementos compostos são, em geral, mais trabalhosos de serem executados, transportados e montados.

Os sistemas estruturais com elementos compostos por trechos de eixo reto usualmente empregados são:

- ✓ Com elementos engastados na fundação e duas articulações na trave;
- ✓ Com elementos em forma de U;
- ✓ Com elementos em forma de L ou T.

Para o primeiro deles, com elementos engastados na fundação e duas articulações na trave, a Figura 2.10 mostra a forma constituída por dois elementos, entre os quais um desempenha o papel de pilares engastados na fundação e o outro com função de trave, articulado nos pilares. Essas articulações são dispostas próximas à posição do momento fletor nulo devido à carga permanente, em estrutura monolítica equivalente. Os sistemas estruturais com essas características são denominados sistemas lambda. O emprego do tirante no topo dos pilares é bastante comum e vem sendo largamente utilizado no país, principalmente quando se deseja reduzir o peso dos elementos.

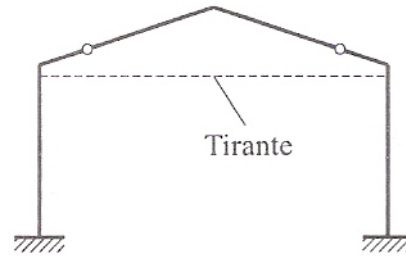


Figura 2.10 - Sistema aporticado com elementos engastados na fundação e duas articulações na travessa. Fonte: EL DEBS (2000).

As aplicações práticas do segundo tipo, com elementos em forma de U, deste caso se restringem a pré-moldados de canteiro, com a moldagem dos elementos na posição horizontal. Além da forma U, os elementos podem ser na forma de TT, quando se deseja criar balanços. A vinculação desses elementos com a fundação pode ser com duas articulações como mostra a Figura 2.11.

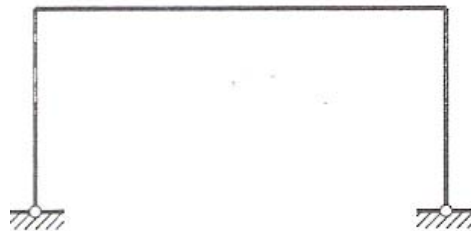


Figura 2.11 - Sistema aporticado com elemento em forma de U.  
Fonte: EL DEBS (2000).

Para o último tipo, com elementos em forma de L ou T, o elemento equivale à metade do caso anterior. Trata-se de um caso de particular interesse para galpões altos e estreitos de um só vão, formando pórticos triarticulados, evitando, assim, o engastamento na fundação para a situação final como mostra a Figura 2.12.



Figura 2.12 - Pórticos triarticulados para galpões.

Fonte: EL DEBS (2000).

Na Figura 2.13 são ilustrados esquemas construtivos com elementos compostos, cujas formas mostradas podem ser empregadas para galpões de um vão ou de múltiplos vãos e as coberturas podem ser planas ou inclinadas.

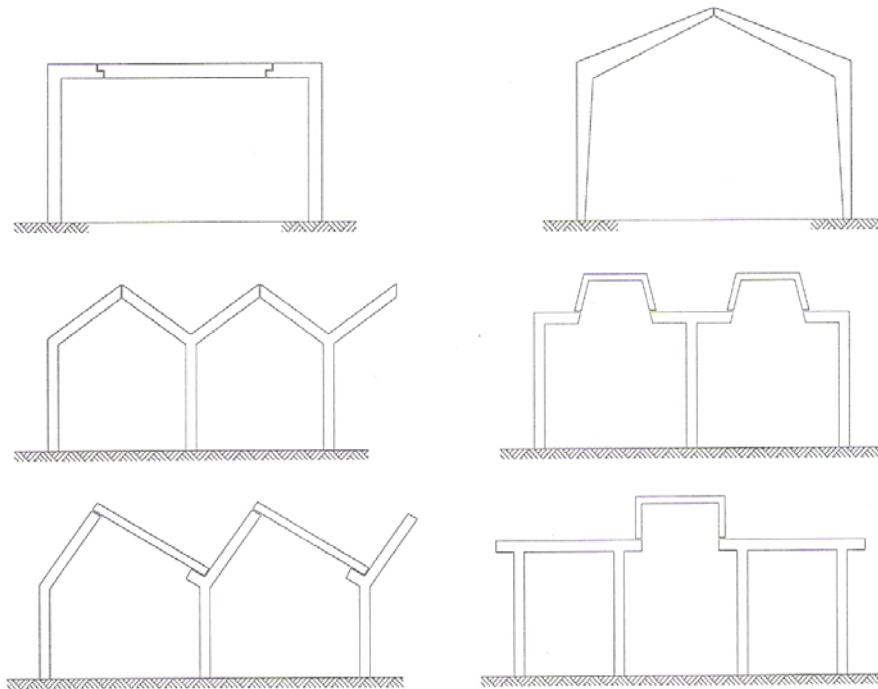


Figura 2.13 - Esquemas construtivos com elementos compostos por trechos de eixo reto.

Fonte: EL DEBS (2000).

É importante destacar que podem ser aplicados sistemas estruturais com parte dos elementos com eixo reto, como por exemplo os pilares, e parte com elementos de eixo curvo.

## 2.2.4 Sistemas estruturais com elementos com abertura entre os banzos

Os sistemas estruturais aqui enquadrados correspondem a alternativas da forma dos elementos, que podem ser em treliça, viga Vierendel ou viga armada. Em princípio, essas formas de elementos se aplicam a quaisquer dos sistemas estruturais derivados das formas básicas apresentadas anteriormente. Assim, os elementos com abertura entre os banzos podem ser empregados em vigas, em pilares ou em elementos compostos por trechos de eixo reto. A característica dessas formas é a redução do consumo de materiais e, conseqüentemente, do peso dos elementos. As Figuras 2.14 e 2.15 mostram exemplos do sistema em questão.

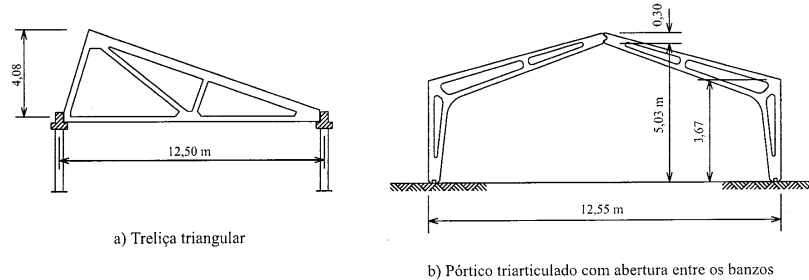


Figura 2.14 - Exemplo de elementos com aberturas entre os banzos em edifícios de um pavimento. Fonte: EL DEBS (2000).

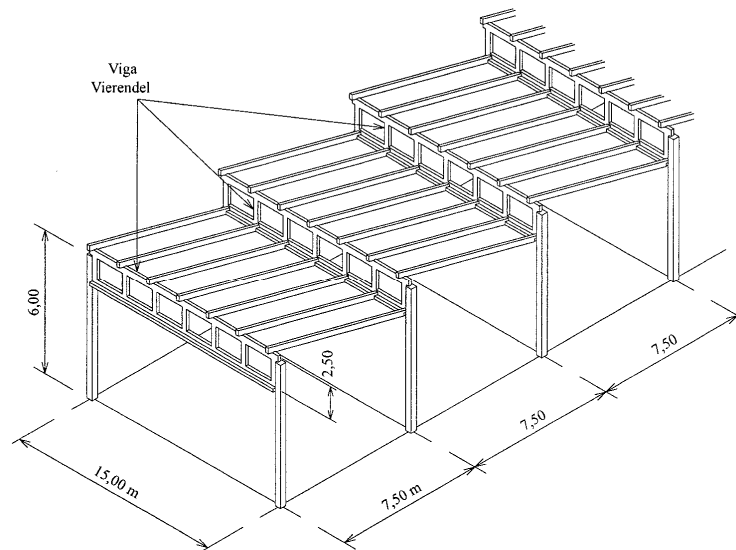


Figura 2.15 - Sistema estrutural com elementos em forma de viga Vierendel.

Fonte: EL DEBS (2000).

### 2.2.5 Sistemas estruturais de parede portante

A característica principal destes sistemas é que as paredes, além de prover o fechamento lateral dos galpões, servem de apoio para a cobertura. Em geral, apenas paredes externas são portantes, e a parte interna é constituída por sistema de esqueleto, conforme indicado na Figura 2.16. A aplicação desse sistema estrutural pode apresentar dificuldades para ampliação da construção. Em geral, adota-se parede portante em apenas uma direção, possibilitando a ampliação na outra direção.

Cabe destacar que um levantamento da FIP (FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE), feito no início da década de 70, visando à tipificação da construção de galpões em vários países, apontou essa alternativa construtiva como uma forma de maior interesse no futuro. De fato, esses sistemas estruturais têm sido largamente empregados nos Estados Unidos. Já sua utilização na Europa é relativamente limitada.

Nesses sistemas estruturais, as paredes podem ser engastadas na fundação e os elementos de cobertura apoiados sobre elas, utilizando a primeira forma básica dos sistemas de esqueletos com elementos de eixo reto. Assim, a estabilidade da estrutura, em relação às ações laterais, seria garantida pela parede engastada na fundação.

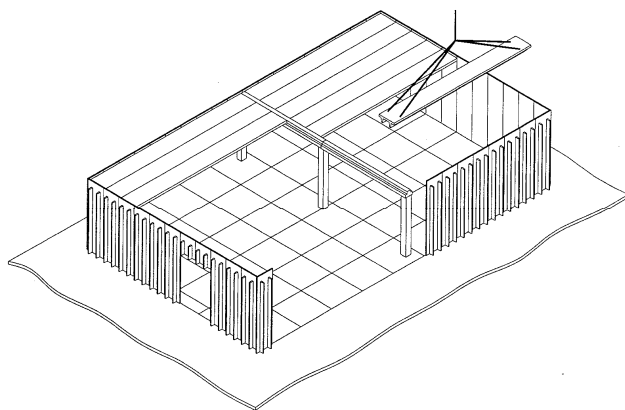


Figura 2.16 - Sistema estrutural externo com parede portante e estrutura interna de esqueleto.

Fonte: EL DEBS (2000).

Outra possibilidade de estabilizar a estrutura é contar com a cobertura para transferir as ações laterais para as paredes da direção da ação, com o efeito

diafragma. Dessa forma, desde que o arranjo das paredes, da cobertura e das ligações entre elas propicie o comportamento de caixa, indicado na Figura 2.17, as paredes podem ser simplesmente apoiadas na fundação.

As paredes podem ser constituídas por vários tipos de painéis, no entanto, a maior parte das aplicações tem utilizado painéis TT e painéis alveolares.

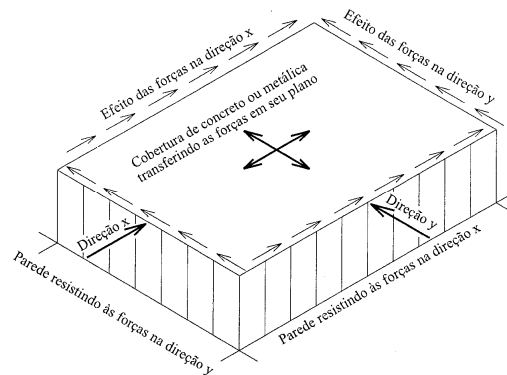


Figura 2.17 - Estabilização de sistema estrutural de parede portante com o efeito "caixa".

Fonte: EL DEBS (2000).

### 2.3 Ligações nos sistemas estruturais de galpões com elementos de concreto pré-moldado

As ligações constituem-se em um dos tópicos mais importantes com relação às estruturas pré-moldadas para galpões. O papel das ligações é fazer uma interligação racional entre os elementos pré-moldados para compor um sistema estrutural capaz de resistir a todas as forças atuantes, incluindo ações indiretas provenientes da retração, fluência, movimentos térmicos, fogo, entre outros.

Para desenvolver adequadamente o projeto estrutural, os projetistas devem conhecer o fluxo de tensões ao longo da estrutura quando submetida às ações, bem como compreender como as ligações interagem com os elementos dentro do sistema estrutural como um todo. A função principal das ligações é a transferência das forças entre as interfaces dos elementos pré-moldados, de forma a fazê-los interagir entre si como um único sistema estrutural. Tal interação pode ter diferentes propósitos, tais como:

- ✓ Conectar elementos à estrutura de apoio;

- ✓ Garantir o comportamento global pretendido para os subsistemas pré-moldados, como a ação de diafragma nos subsistemas de pisos, ação de contraventamento em paredes compostas por elementos de painéis, entre outros;
- ✓ Transferir forças do ponto de aplicação para um subsistema de estabilização, como um núcleo ou parede de contraventamento.

Ligações típicas e padronizadas para estruturas pré-moldadas são apresentadas em manuais de projeto ou em catálogos de fabricantes. Todavia, o projeto detalhado das ligações não se limita a uma questão de escolher um dispositivo de ligação apropriado a partir de uma lista de soluções padronizadas, mas engloba a consideração da ligação como um todo, incluindo os materiais para preenchimento de nichos, detalhamento das superfícies das interfaces e das zonas nas extremidades dos elementos pré-moldados, em regiões próximas às ligações. Estas zonas nas extremidades dos elementos promovem a transferência das forças dos dispositivos de ligação para dentro dos elementos e devem ser detalhadas e armadas considerando as forças internas e as possíveis deformações.

Neste item serão apresentados os princípios básicos e critérios de projeto, com a finalidade de possibilitar o entendimento do projeto de ligações em estruturas pré-moldadas em geral.

### **2.3.1 Ligações viga-pilar para transferência de forças horizontais**

A transferência de ações horizontais de um elemento para o outro em estruturas pré-moldadas no caso dos galpões é geralmente feita por meio de ligações que utilizam chumbadores, nos quais tem-se uma ação de pino conforme apresentada na Figura 2.18.



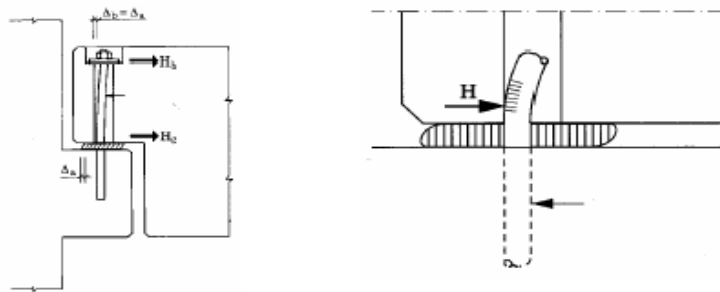


Figura 2.18 - Princípio de transferência de força cortante por ação (efeito) de pino.

Fonte: (ABCIC PRÉ-MOLDADO).

As forças horizontais são transferidas por ação de pino do chumbador inserido nos elementos de concreto, quando o nicho para o chumbador na extremidade da viga é grauteado. Quando se intenciona permitir movimentos horizontais na ligação, este nicho não é preenchido com graute, mas com material betuminoso e utiliza-se um chumbador rosqueado parafusado no topo da viga para fornecer estabilidade à ligação.

De acordo com SOARES (1998), foi realizada na Universidade de Tecnologia de Chalmers (Suécia), em 1985, uma série de testes detalhados em ligações viga-pilar com chumbador parafusado. O objetivo foi estudar a relação cisalhamento-deslocamento, especialmente sob a ação de grandes deslocamentos impostos. A avaliação dos resultados mostrou que, no caso de ligações cujos chumbadores são ancorados em ambas as extremidades (no pilar e na viga), o efeito do atrito na interface da ligação freqüentemente contribui na capacidade resistente da ligação.

Para considerar os efeitos de pino e de atrito combinados, ENGSTRÖM (1992) desenvolveu uma aproximação teórica, que inclui na teoria clássica de efeito de pino o efeito do atrito na interface da ligação. O autor considerou que a capacidade da ligação é atingida no momento em que um mecanismo de plastificação é formado. Segundo ENGSTRÖM (1992), a força de escoamento da ligação para a teoria clássica de efeito de pino é dada por:

$$F_{vy} = c_1 \phi_b^2 \sqrt{f_{cc,max} f_{yb}} \quad (2.1)$$

onde  $F_{vy}$  representa a força responsável pela formação da segunda rótula plástica no chumbador;  $c_1$  é um coeficiente adimensional adotado 1,03 para o caso da ausência de atrito na interface aparelho de apoio-viga;  $\phi_b$  é o diâmetro do chumbador;  $f_{cc,máx}$  é o maior valor de resistência do concreto/graute entre os elementos (corpos de prova cúbicos) e  $f_{yb}$  é a resistência ao escoamento do chumbador.

No caso de haver uma restrição ao giro do chumbador na região da interface da ligação, tem-se a modificação no comportamento do chumbador, no trecho inserido no concreto, formando-se um novo modelo conforme ilustrado na Figura 2.19. Esta restrição pode ser causada pelas restrições aos giros relativos entre os elementos, ou ainda por uma restrição proposital através da utilização de uma chapa metálica presa ao chumbador na face do elemento de concreto. Em razão desta restrição aos giros, são formados em cada lado do chumbador, próximos à interface da ligação, dois momentos fletores com sinais contrários. O mecanismo plástico da ligação ocorrerá quando forem formadas rótulas plásticas em ambos os lados restritos do chumbador.

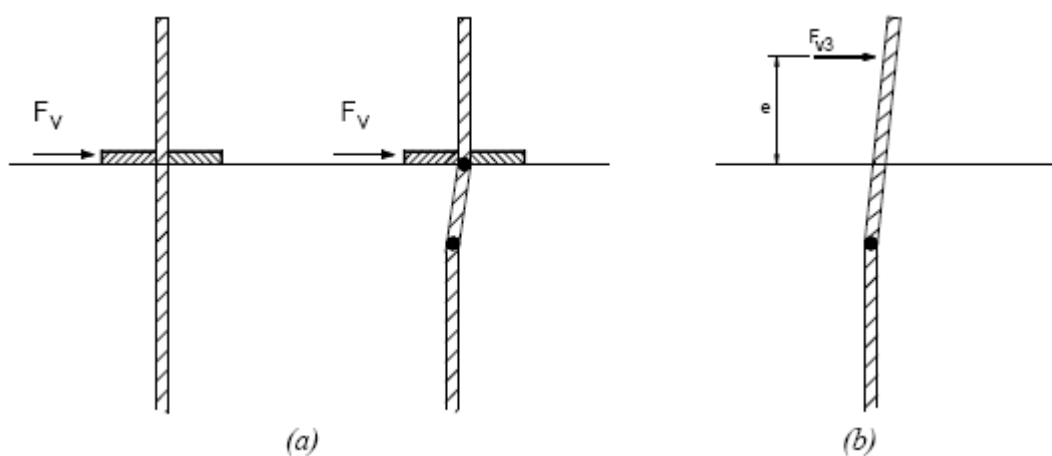


Figura 2.19 - Modificação do modelo para a determinação da capacidade de cisalhamento.  
a) restrição ao giro do chumbador na interface da ligação  
b) excentricidade da aplicação da força de cisalhamento [ENGSTRÖM (1992)]

No caso de restrições ao giro e/ou quando o carregamento for aplicado excentricamente, devem ainda ser considerados outros dois coeficientes  $c_r$  e  $c_e$ , respectivamente, multiplicando  $c_1$  na Equação (2.1). ENGSTRÖM (1992) apud SOARES (1998) sugere  $c_r = \sqrt{2}$ , para o caso de restrição total, e  $c_r = \frac{\sqrt{2}+1}{2}$ , para o caso de restrição parcial, enquanto  $c_e$  deve ser determinado por:

$$c_e = \sqrt{1 + (\varepsilon c_1)^2} - \varepsilon c_1 \quad (2.2)$$

sendo

$$\varepsilon = \frac{3h_l}{\phi_b} \sqrt{\frac{f_{cc,m\acute{a}x}}{f_{yb}}} \quad (2.3)$$

onde  $h_l$  é a altura livre; no caso dessa altura livre ser devida à presença de aparelho de apoio ela deve ser tomada como a metade da altura do referido aparelho de apoio.

Se o atrito deve ser considerado, a Equação (2.1) é alterada para:

$$F_{v,tot} = c_1 \phi_b^2 \sqrt{(f_{cc,m\acute{a}x} f_{yb,red})} + \mu \sigma_{sb} A_{sb} \quad (2.4)$$

sendo

$$f_{yb,red} = f_{yb} - \sigma_{sb} \quad (2.5)$$

onde  $A_{sb}$  é a área da seção transversal do chumbador;  $\mu$  é o coeficiente de atrito na interface (Tabela 2.1) e  $\sigma_{sb}$  é a tensão atuante no chumbador quando o mecanismo é formado (proveniente do aperto e de eventual deslocamento imposto).

Tabela 2.1 - Coeficientes de atrito, com base em ENGSTRÖM (1992a).

Superfície de contato na interface da ligação	$\mu$
Concreto-concreto	0,6
Aço-concreto	0,4
Concreto-elastômero	0,3-0,4

Segundo ENGSTRÖM (1992) apud SOARES (1998), através da introdução de um critério de deformação para o chumbador durante a ruína é possível estimar o alongamento imposto ao chumbador e, com isso, o efeito do atrito resultante na interface da ligação. Na Figura 2.20. é apresentado o estado de deformação simplificado para um chumbador inserido em dois elementos de concreto, no momento em que ocorre o mecanismo de deformação das rótulas plásticas nos dois lados das seções solicitadas do chumbador.

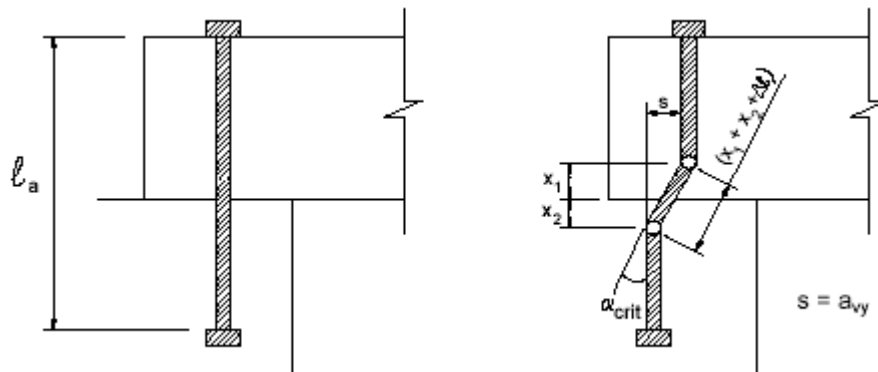


Figura 2.20 - Estado de deformação do chumbador.

Fonte: ENGSTRÖM (1992a).

Segundo ENGSTRÖM (1992a), o mecanismo de formação das rótulas plásticas ocorre quando o chumbador atinge uma deformação angular crítica,  $\alpha_{crit}$ , dada por

$$\alpha_{crit} = k \frac{f_{yb,red}}{\phi_b E_s} \quad (2.6)$$

onde  $E_s$  representa o módulo de elasticidade do aço.

Com base em resultados experimentais, ENGSTRÖM (1992) sugere um valor médio para  $k = 1,75$  m. FERREIRA (1999) sugere  $f_{yb,red} = 0,7f_{yb}$ . A distância  $x$ , da face do elemento de concreto até à seção de máximo momento atuante no chumbador, pode ser calculada por meio de uma condição de equilíbrio, chegando-se a:

$$x = \frac{F_{V,red}}{q} = \frac{\sqrt{\frac{f_{yd,red}}{f_{cc}}}}{3c_1} \phi_b \quad (2.7)$$

onde

$$q = 3c_1^2 f_{cc} \phi_b \quad (2.8)$$

Todavia, somente a parcela na força total ( $F_{V,total}$ ) que é devida ao efeito de pino, representada por  $F_{V,red}$ , é levada em conta nesse equilíbrio.

Conforme o caso, à distância  $x$  deve ser ajustada pelos fatores  $c_r$  e  $c_e$ , para se levar em conta os efeitos da restrição ao giro e da excentricidade das ações horizontais, respectivamente. Para chumbadores que estão inseridos em dois elementos de concreto; a distância  $x$  deve ser calculada separadamente para cada lado, utilizando-se os valores da resistência do concreto para cada elemento.

A partir da deformação angular crítica  $\alpha_{crit}$ , o deslocamento horizontal relativo na ligação  $a_{vy}$ , que está associado ao momento da formação das rótulas plásticas no chumbador, pode ser obtido de

$$\alpha_{crit} = \frac{a_{vy}}{x} \quad (2.9)$$

para o caso de chumbador inserido em um único elemento de concreto, ou

$$\alpha_{crit} = \frac{a_{vy}}{l_p} \quad (2.10)$$

para o caso de chumbador inserido em dois elementos de concreto.

No caso de ligações sem altura livre entre os elementos, o comprimento  $l_p$  é dado por:

$$l_p = x_1 + x_2 \quad (2.11)$$

No caso de ligações com almofada de elastômero, com uma altura livre entre os elementos da ordem da espessura da almofada ( $h_a$ ), tem-se

$$l_p = x_1 + x_2 + h_a \quad (2.12)$$

### 2.3.2 Ligações viga-pilar para transferência de esforços de flexão e de torção

Os momentos fletores são geralmente transferidos entre elementos de concreto por meio do estabelecimento de um binário de tração e compressão, onde o princípio de projeto está embasado na ligação entre as armaduras por meio de sobreposição, chumbamento ou soldagem. Na Figura 2.21 é apresentado um exemplo de ligação resistente à flexão.

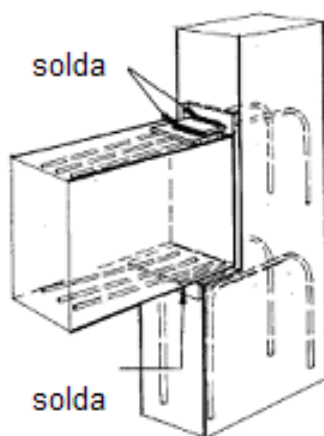


Figura 2.21 - Exemplo de ligação resistente à flexão.

Os momentos torsores aparecem freqüentemente nas vigas que suportam as lajes de piso, as quais são carregadas em apenas um dos lados. A torção resultante na viga deve ser resistida pelas ligações nos apoios e transformada em momento fletor no elemento de apoio. Assim como no caso do momento fletor, a torção pode ser transferida por ação de um binário de forças (ver Figura 2.22).

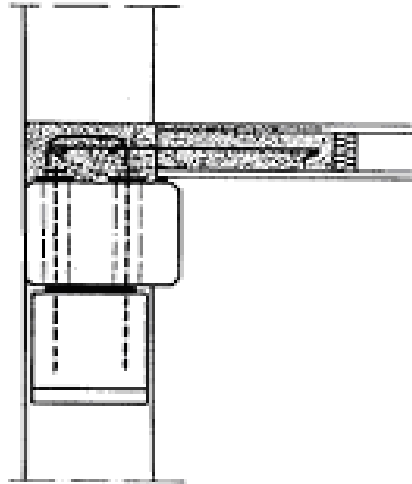


Figura 2.22 - Exemplo de ligação resistente à torção com barras chumbadas no interior de um nicho grauteado.

As ligações de vigas a pontos intermediários de pilares geralmente são feitas com consolos (Figura 2.23), onde são deixados ferros de esperas que se encaixam nos orifícios das vigas. As formas dos consolos podem ser trapezoidais ou retangulares, e ainda serem aparentes e embutidos dando continuidade à viga conectada, localizados em qualquer face do pilar.

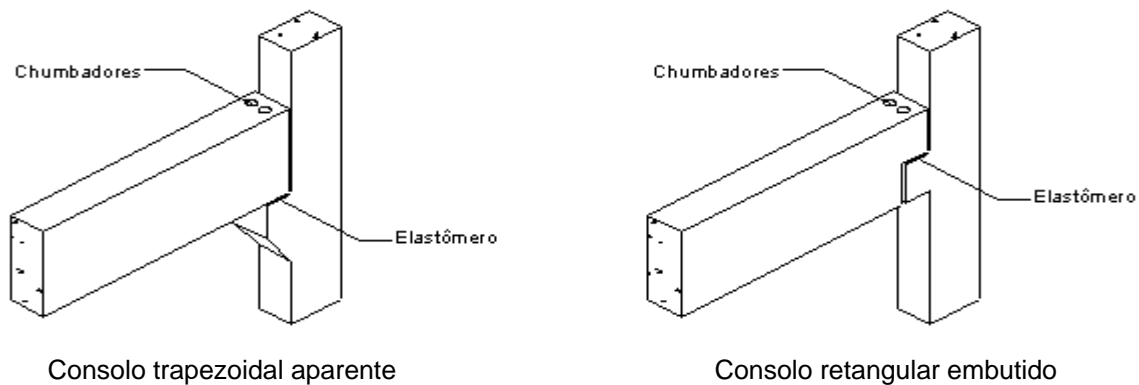


Figura 2.23 - Ligação viga-pilar através de consolo trapezoidal e retangular.

No caso de ligações rígidas (Figura 2.24), elas podem ser feitas deixando-se ferros de espera, tanto na viga como no pilar, para uma concretagem posterior no local, ou deixando-se insertos metálicos inseridos nos pilares e nas vigas, e

neste caso os insertos metálicos já são utilizados com uma certa espessura para que a ligação se aproxime do engaste.

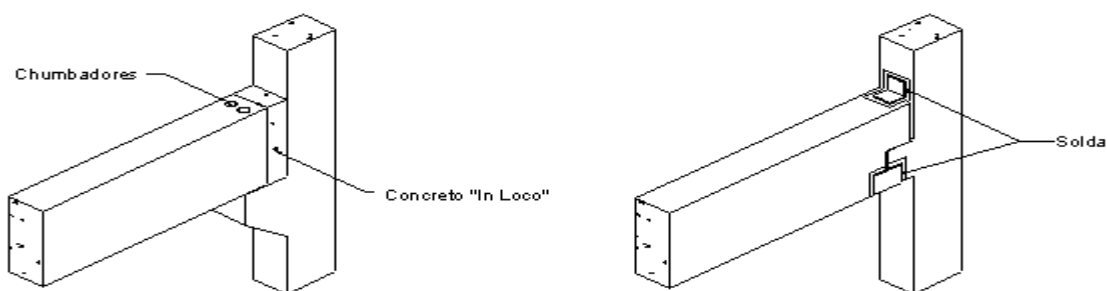


Figura 2.24 - Ligação viga-pilar rígida feita com solda ou com concreto moldado in loco.

É importante ressaltar que além da ligação intermediária das vigas com os pilares, também existem as ligações no topo dos pilares com as vigas para formar os pórticos dos galpões como é o caso do presente trabalho.

### 2.3.3 Ligações pilar-fundação

Este tipo de ligação, assim como qualquer outra, tem a finalidade de transmitir esforços entre seus elementos (pilar e estrutura de fundação), sendo projetadas para transferir forças verticais, horizontais e momentos fletores.

Existem basicamente quatro tipos de ligações entre o pilar e a fundação, como mostra a Figura 2.25.



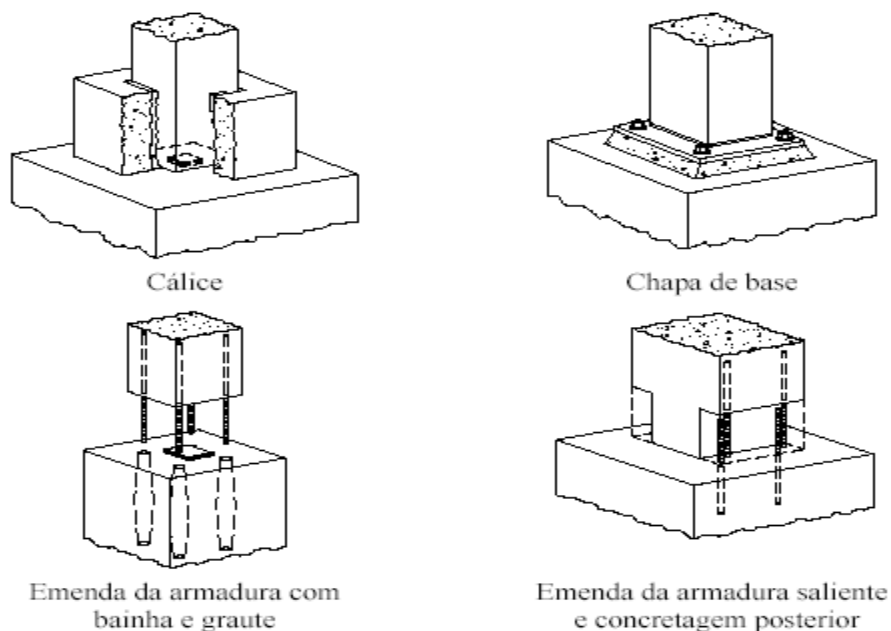


Figura 2.25 - Tipos de ligações pré-moldadas pilar-fundação PCI (1988) – Adaptado por CANHA (2004).

A ligação por meio de cálice é realizada embutindo-se um trecho do pilar (comprimento de embutimento) em uma abertura do elemento de fundação que possibilite o seu encaixe. Após a colocação do pilar, a ligação é efetivada com o preenchimento através de concreto ou graute do espaço remanescente entre o pilar e o cálice. O posicionamento do pilar em planta e em nível é feito por meio de dispositivos de centralização, sendo que a fixação temporária antes da concretagem da junta é feita por intermédio de cunhas dispostas nos quatro lados do cálice, impedindo assim que o pilar se desloque do centro da ligação.

Segundo JUNIOR (2005), na ligação por meio de chapa de base, as forças atuantes no pilar são transmitidas para a fundação por meio de uma chapa metálica soldada na base do pilar unida a sua armadura principal, que por sua vez é encaixada em chumbadores dispostos no elemento de fundação. O nível e prumo do pilar são ajustados por um sistema de porcas e contraporcas. O espaço entre a chapa e o elemento de fundação é preenchido com argamassa seca ou graute.

No caso da ligação por emenda da armadura com graute e bainha, a armadura do pilar ou da fundação projeta-se para fora do elemento. A ligação é

executada a partir da penetração da armadura em bainha previamente colocada no elemento adjacente, que posteriormente é preenchido com graute, bem como o espaço entre o pilar e a fundação, sendo que neste caso, é necessário o escoramento provisório para a concretagem da ligação.

Na ligação pilar-fundação por meio de solda ou com acopladores da armadura saliente do pilar com a armadura saliente da fundação, a concretagem da emenda é feita após a montagem.

Dentre os tipos de ligação pilar-fundação, a mais utilizada nos galpões pré-moldados de concreto é com a utilização de cálices pré-moldados. As principais vantagens deste tipo de ligação são:

- Rapidez na etapa de montagem;
- Facilidade nos ajustes aos desvios de execução, por ser menos sensível às imprecisões de projeto;
- Boa capacidade de transmissão de forças normais e momentos fletores, com um comportamento próximo ao de uma ligação monolítica;
- Não requer cuidados especiais com agentes corrosivos e em relação ao fogo, pelo fato de não ter armaduras expostas neste tipo de ligação.

A principal desvantagem é que há a necessidade de maiores cuidados na concretagem da cavidade de encaixe, principalmente na vibração do concreto.

Dependendo do tipo de fundação, as ligações pilar-fundação são em maior ou menor grau deformável em relação à rotação, sendo necessária a consideração no projeto.

#### **2.3.4 Deformabilidade das ligações:**

Tradicionalmente as ligações podem ser classificadas em função da sua rigidez em três classes:

**Classe 1:** *Ligações rígidas, com resistência total à flexão;*

**Classe 2:** *Ligações semi-rígidas, com resistência parcial à flexão;*

**Classe 3:** *Ligações articuladas.*

As ligações semi-rígidas tiveram início com o estudo das estruturas metálicas, sendo incorporado recentemente ao estudo das estruturas de concreto pré-moldado. Esta notação “ligações semi-rígidas”, a princípio, tem sido empregada para relacionar a ligação com a sua deformabilidade à flexão. Todavia, este conceito pode ser estendido para outras formas de deformabilidades nas ligações, como, por exemplo, a deformabilidade ao cisalhamento, que é um importante parâmetro no estudo das ligações com apoio sobre almofada de elastômero ou não, e chumbador.

Quando se diz que as ligações possuem um comportamento semi-rígido, tem-se em mente um comportamento intermediário, em termos da flexão, entre a articulação e o engastamento perfeito, tendendo a se aproximar de uma das duas situações em função da flexibilidade da ligação.

A consideração das deformabilidades das ligações nas extremidades dos elementos da estrutura promove uma modificação na rigidez dos elementos, gerando redistribuição dos esforços e/ou deslocamentos ao longo de toda a estrutura.

### **2.3.5 Parâmetros relacionados à rigidez da ligação:**

As principais propriedades de uma ligação são: resistência, rigidez e ductilidade. A resistência da ligação é uma função da resistência dos materiais que compõem a ligação. Entretanto, no caso de uma ligação ser superdimensionada, a geometria passa a ter uma influência maior sobre a resistência. A geometria é, por sua vez, o principal fator interveniente na rigidez inicial de uma ligação,  $K_{\phi}$ .

A rigidez inicial também é afetada pelas condições impostas à ligação no momento da sua execução, por exemplo, como as folgas e tolerâncias deixadas para os preenchimentos de juntas no local.

CHEOK e LEW (1991) comentam que as estruturas pré-moldadas tendem a ser presumidas como muito menos dúcteis e muito menos estáveis do que as estruturas monolíticas.

As ligações são caracterizadas em relação à rigidez à flexão em função do comportamento do seu diagrama momento *versus* rotação ( $M - \phi$ ), conforme

apresentado na Figura 2.26, onde a rigidez  $K_\phi$  da ligação é obtida pelo gradiente da curva  $M - \phi$ , dado por:

$$K_\phi = \frac{M}{\phi} \quad (2.13)$$

onde  $M$  é o momento fletor interno à ligação e  $\phi$  é a rotação da ligação associada ao momento  $M$ .

A relação inversa da rigidez rotacional da ligação é denominada de flexibilidade,  $\lambda_\phi$ , tendo-se portanto a relação:

$$\lambda_\phi = \frac{\phi}{M} \quad (2.14)$$

A rigidez pode ser expressa em termos adimensionais, como sendo a razão entre a rigidez da ligação e a rigidez do elemento de viga à qual esta conectada, sendo:

$$K_s = \frac{K_\phi \ell}{4EI} \quad (2.15)$$

onde  $E$  é o módulo de elasticidade do concreto;  $I$  é o momento de inércia da viga; e  $\ell$  é o vão efetivo da viga.

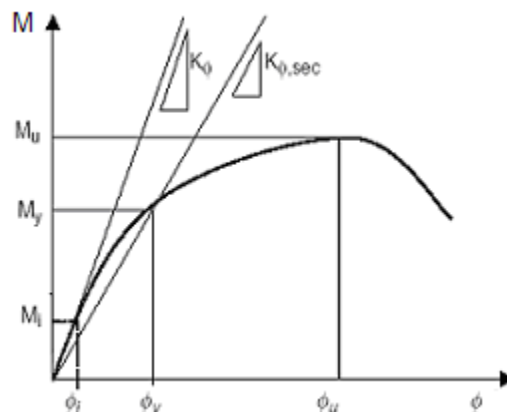


Figura 2.26 - Curva momento rotação para uma ligação

Existem diferentes sistemas de classificação que estabeleceram limites de separação entre essas classes de rigidez para ligações semi-rígidas. Na Tabela 2.2 são apresentados os limites de rigidez entre as três categorias de ligações, segundo BJORHOVDE *et al.* (1990) e o EUROCODE 3 (1992).

Tabela 2.2 - Limites entre as classes de rigidez.

Rigidez inicial da ligação $k_\phi$	EUROCODE 3 (1992)		BJORDHODVE <i>et al.</i> (1990)
	Estruturas não contraventadas	Estruturas contraventadas	
Mínimo valor de $k_\phi$ para ligações rígidas ou máximo valor de $k_\phi$ para ligações semi-rígidas	$k_\phi = \frac{25EI}{l}$	$k_\phi = \frac{8EI}{l}$	$k_\phi = \frac{EI}{2d}$
Mínimo valor de $k_\phi$ para ligações semi-rígidas ou Máximo valor de $k_\phi$ para ligações flexíveis	$k_\phi = \frac{EI}{2l}$	$k_\phi = \frac{EI}{2l}$	$k_\phi = \frac{EI}{10d}$

OBS: d – altura da viga

No caso de um elemento isolado de uma viga com duas ligações nas suas extremidades, tendo as duas a mesma rigidez  $K_\phi$ , a solução para esta viga se aproxima de uma viga bi-apoiada para a rigidez da ligação tendendo a zero. Por outro lado, quando a rigidez da ligação tende ao infinito, então a solução para a viga se aproxima de uma viga biengastada. Na Figura 2.27 são apresentadas as configurações de um elemento de viga, para um carregamento uniforme q, com ligações flexíveis, semi-rígidas e rígidas.

A rigidez das ligações viga-pilar influi na estabilidade das estruturas aporticadas com pilares contínuos ou não, conforme ilustrado na Figura 2.28.

Neste caso, a consideração das ligações semi-rígidas faz com que haja uma modificação dos efeitos de segunda ordem sobre a estrutura diminuindo o momento fletor na base do pilar (fundação). Em ELLIOTT (1992) *et al.* são apresentados estudos sobre a influência da rigidez das ligações na estabilidade das estruturas pré-moldadas.

Uma ligação em uma estrutura pré-moldada não pode ser entendida como sendo apenas um nó da estrutura, mas sim como sendo uma região da estrutura. A região da ligação se distingue dos outros elementos estruturais por ser uma região com grande concentração de tensões, onde as deformações e deslocamentos podem não ser desprezíveis, mesmo para as ações de serviço. De fato, este é um dos motivos que dificulta a modelagem matemática desta região.

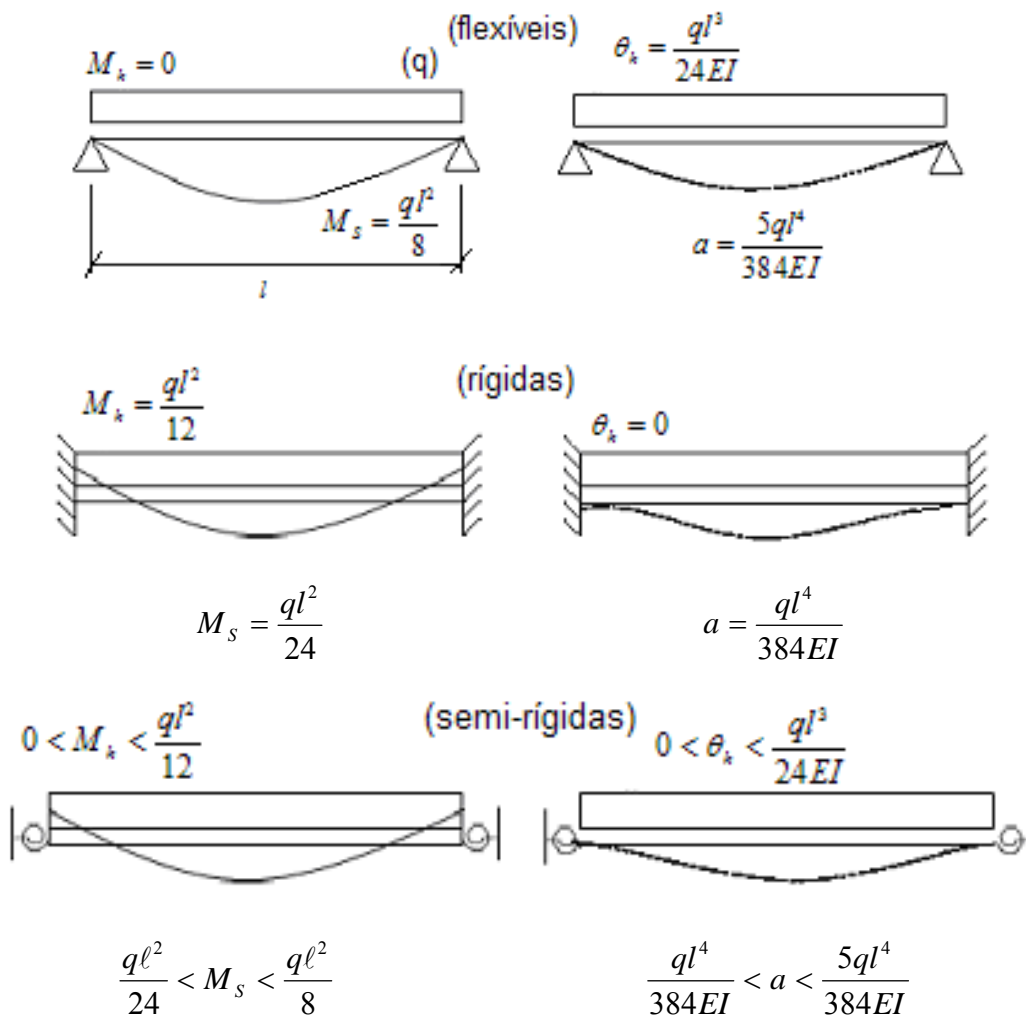


Figura 2.27 - Influência da deformabilidade da ligação no comportamento da viga.

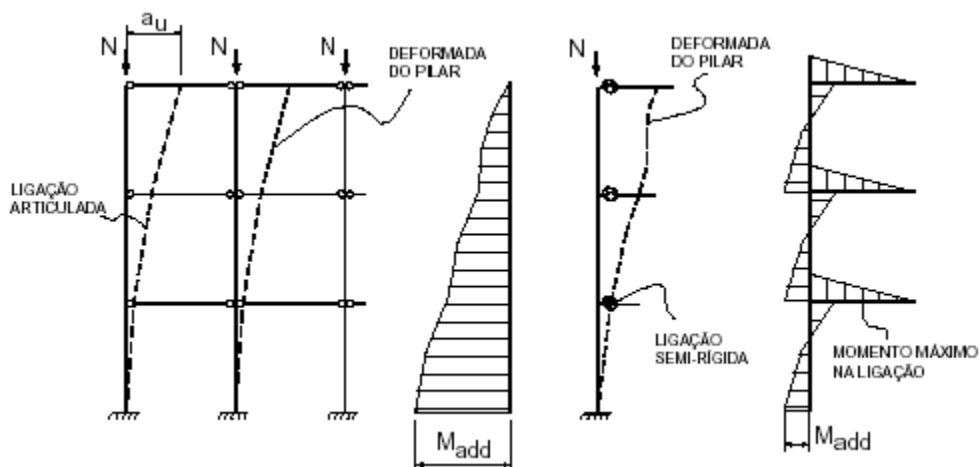


Figura 2.28 - Influência da deformabilidade da ligação na estabilidade da estrutura.

Fonte: ELLIOTT (1992).

A teoria sobre pórticos com nós semi-rígidos está amplamente divulgada na literatura técnica. Com base nos modelos propostos por MONFORTON e WU (1963), FERREIRA (1993) apresenta desenvolvimentos matemáticos que empregam fatores de correção para modificação das matrizes de rigidez dos elementos e das matrizes dos esforços de bloqueio para se levar em conta as deformabilidades das ligações. Estas matrizes são funções do chamado fator de restrição, que é um parâmetro que relaciona a rigidez da ligação em relação à rigidez da viga conectada adjacente, variando entre 0 e 1 para a articulação e o engaste, respectivamente. Desta forma, o modelo proposto por MONFORTON e WU (1963) possui o mesmo número de graus de liberdade da análise que é feita para estruturas de pórticos convencionais. As matrizes de correção podem, então, ser aplicadas diretamente na modificação de rotinas que utilizam o processo dos deslocamentos e assim desenvolver programas computacionais para o cálculo de pórticos com nós semi-rígidos. Para a determinação dos esforços no ELU (Estado limite último), o fator de restrição deverá ser obtido a partir da rigidez secante da relação momento-rotação na região do apoio e deve-se considerar a redução da rigidez na região do vão da viga, bem como considerar a redução da rigidez da viga adjacente, considerando a rigidez equivalente da viga ( $EI_{eq}$ ). Assim, o fator de restrição pode ser obtido pela expressão:

$$\alpha_R = \left( 1 + \frac{3EI_{eq}}{K_{sec}L_{viga}} \right)^{-1} \quad (2.16)$$

Com base no fator de restrição  $\alpha_R$ , FERREIRA *et al.* (2002) apresenta uma proposta de classificação das ligações semi-rígidas de estruturas pré-moldadas em cinco zonas distintas conforme indicado na Tabela 2.3. Com base nesta classificação, a análise estrutural deve considerar o comportamento semi-rígido das ligações com engastamentos parciais entre 20% e 90%. Estruturas com ligações perfeitamente rígidas ou com ligações semi-rígidas com restrição alta podem ser consideradas com nós fixos ou indeslocáveis, enquanto as estruturas com ligações semi-rígidas de menor restrição normalmente são consideradas de nós móveis. A questão essencial a este respeito é como definir se a estrutura pré-moldada é de nós fixos ou móveis.

Tabela 2.3 - Classificação das Ligações Semi-Rígidas em Estruturas Pré-Moldadas (FERREIRA *et al.* (2002))

Zonas	Fator de Restrição $\alpha_R$	Engastamento parcial $\frac{M}{M_R}$	Classificação das ligações
Zona I	$0 \leq \alpha_R < 0,14$	$0 \leq \frac{M}{M_R} < 0,2$	Articulada
Zona II	$0,14 \leq \alpha_R < 0,4$	$0,2 \leq \frac{M}{M_R} < 0,5$	Semi-Rígida com restrição baixa
Zona III	$0,4 \leq \alpha_R < 0,67$	$0,5 \leq \frac{M}{M_R} < 0,75$	Semi-Rígida com restrição média
Zona IV	$0,67 \leq \alpha_R < 0,86$	$0,75 \leq \frac{M}{M_R} < 0,9$	Semi-Rígida com restrição alta
Zona V	$0,86 \leq \alpha_R < 1$	$0,9 \leq \frac{M}{M_R} < 1$	Perfeitamente rígida



## 2.4 Validade da aproximação linear para a análise estrutural do pórtico

No desenvolvimento proposto por MONFORTON e WU (1963), a relação momento-rotação da ligação foi considerada como sendo linear. Segundo FAFARD (1990), vários autores têm proposto métodos aproximados com a consideração da linearidade. GIBBONS *et al.* (1996) propuseram um procedimento para a análise de pórticos com nós semi-rígidos, assumindo um comportamento linear para o pórtico e aproximando o comportamento não linear da ligação, através da utilização da rigidez secante da ligação. Segundo estes autores, uma análise com consideração da não linearidade não seria muito apropriada para rotinas de cálculo dos escritórios de projeto.

CHIKHO e KIRBY (1995) apresentam um método aproximado para o cálculo dos esforços em pórticos com nós semi-rígidos. Eles partiram das mesmas equações básicas desenvolvidas por MONFORTON e WU (1963) e também propuseram um método iterativo para a obtenção de uma rigidez secante, a partir da rigidez inicial, para contornar o problema da não linearidade na ligação.

Outros autores, como BRUN e PICARD (1976), consideraram a não linearidade da relação momento-rotação nas ligações através de processos iterativos.

Assim, a rigidez inicial, tangente da curva momento-rotação, tem sido bastante utilizada por vários pesquisadores na análise de pórticos com nós semi-rígidos por causa da relativa facilidade para a sua determinação por meio de gráficos ou meios analíticos. Através do procedimento ilustrado na Figura 2.31, pode-se observar que o momento da ligação aparente,  $M'_{lig}$ , obtido pela aproximação linear, está superestimado em relação ao momento  $M_{lig}$ , obtido pela curva  $M - \phi$  real da ligação. Segundo GIBBONS *et al.* (1996), esta superestimativa da rigidez inicial produz um pequeno decréscimo nos deslocamentos da estrutura, desde que dentro de um limite para as rotações. Quanto ao valor referencial para esse limite de rotação, BJORHOVDE (1984) concluiu que para rotações da ordem de até 0,01 rad, o valor de  $M'_{lig}$  se aproxima de  $M_{lig}$ , sendo que para valores maiores que este limite, as características não

lineares das ligações são bastante significantes. Segundo GIBBONS *et al.* (1996), a maior parte dos momentos de projetos em ligações, no caso das estruturas metálicas, são atingidos para rotações menores que 0,01 rad. Entretanto, esse autor sugere uma aproximação mais conservativa através da consideração da rigidez secante linear. Todavia, para o caso de ligações com curvas  $M-\phi$  mais abatidas, GIBBONS *et al.* (1996) sugerem que se considere a rigidez secante correspondente ao momento resistente de projeto da ligação.

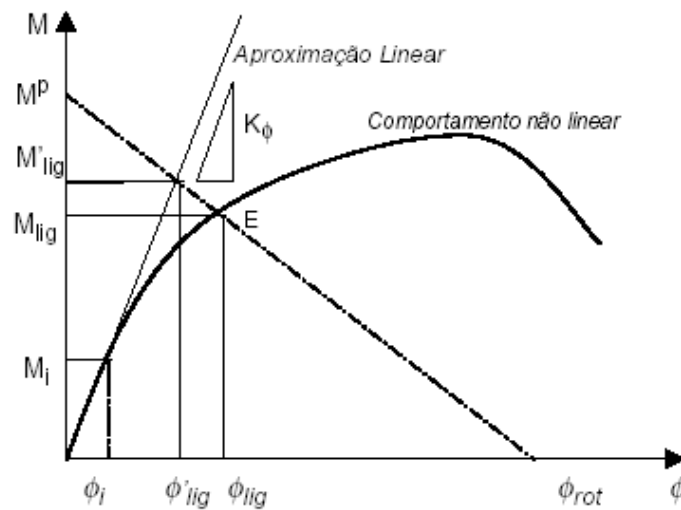


Figura 2.31 - Comparação entre os pontos de interseção da rigidez inicial da ligação,  $K_\phi$ , e da curva  $M-\phi$  da ligação com a reta "Beam-Line".

O método "Beam-Line", válido para pórticos contraventados, foi desenvolvido inicialmente por BATHO e ROWAN (1934) para a aplicação no estudo de ligações semi-rígidas em estruturas metálicas. Porém o PCI (1988) apresenta um exemplo de aplicação do método *Beam-Line* para a determinação da interação entre a ligação viga-pilar para estrutura pré-moldada

Este método consiste em um processo simplificado para estimar a resistência da ligação a partir da consideração da rigidez da ligação, sendo esta resistência compatível com o comportamento elástico da viga e com a rigidez da ligação.

A reta denominada "Beam-Line" é definida a partir dos pontos que unem as

situações de engastamento perfeito e de articulação perfeita nas extremidades da viga, respectivamente, conforme apresentada na Figura 2.31. O trecho da curva  $M-\phi$  da ligação que se encontra na região abaixo da reta “*Beam-Line*”, corresponde ao trecho de trabalho efetivo da ligação. O ponto limite para o trabalho da ligação, definido pelo ponto E, é corresponde à interseção da curva  $M-\phi$  da ligação com a reta “*Beam-line*”, conforme a figura 2.31.

Em outras palavras, se a ruptura ocorrer no trecho abaixo da interseção da curva  $M-\phi$  com a reta “*Beam-Line*”, isto significa que a ruptura deverá ocorrer na ligação. Por outro lado, se a ruptura ocorrer após a interseção com a reta “*Beam-Line*”, a ruptura deverá acontecer na região da viga.

RAGUPATHY e VIRDI (1996) realizaram um estudo comparativo entre a análise de uma estrutura com nós semi-rígidos, com base num processo simplificado com aproximação linear para a rigidez da ligação, e a utilização de um método de análise não linear, por meio de um programa computacional. Estes autores concluíram que, desde que os momentos nas ligações não ultrapassem a sua capacidade máxima, as ligações podem ser consideradas com uma aproximação linear. Eles também concluíram que o método de análise com aproximação linear apresentou uma boa correlação com o método de análise não linear, dentro de um limite para os valores da rigidez da ligação tais que

$$k_{\phi} \geq \frac{EI}{2l} \quad (2.31)$$

onde  $EI$  é a rigidez a flexão da seção transversal bruta e  $l$  é o vão livre da viga. Este limite de  $K_{\phi}$  coincide com o limite inferior para ligações semi-rígidas definido pelo EUROCODE-3, conforme já apresentado na Tabela 2.2. Desta forma, pode-se concluir que a utilização de aproximações lineares é bastante razoável para aplicações usuais de projeto no caso de estruturas de aço. Em FERREIRA (1999) foi feito um estudo de flexão para ligações com chumbadores inseridos nos elementos de concreto tanto no pilar como no interior da viga do galpão sendo este grauteado no interior do seu nicho.

## **2.5 Estabilidade no sistema estrutural de galpões pré-moldados em concreto**

Quando a estrutura do galpão se comporta como um pórtico, a estabilidade é então obtida pela continuidade dos esforços entre os pilares e vigas. Este sistema é normalmente empregado em estruturas com pórticos bidirecionais, para fornecer rigidez complementar para uma estrutura esbelta não contraventada ou em esqueleto, ou no caso de ações horizontais intensas, como por exemplo, em zonas sísmicas, o que não é o caso corrente do Brasil.

Quando se considera que os pilares são engastados nas fundações por meio de ligações resistentes à flexão, irão atuar como uma haste em balanço quando submetida às ações horizontais; a ação de haste em balanço dos pilares engastados na base (fundação) pode ser utilizada para estabilização de estruturas pré-moldadas de baixa altura, que é o caso do presente trabalho. Um efeito de estabilização semelhante sobre a estrutura pode ser conseguido em caixas de escadas e em núcleos estruturais formados por painéis, caso a tipologia do galpão em projeto exija tal estabilização. A análise da estabilidade de um sistema estrutural é desenvolvida considerando-se os seguintes tipos de equilíbrio:

- ✓ Estável: Se houver perturbação retorna à posição inicial;
- ✓ Instável: Acentuada tendência de mudar de posição;
- ✓ Indiferente: Se houver perturbação não retorna à posição inicial.

Se for aplicada uma grande perturbação na estrutura, o que era estável poderá se tornar instável; ou seja, é a magnitude da perturbação necessária para causar a instabilidade que mede o grau de estabilidade. Para o estudo da estabilidade num projeto estrutural, são considerados os critérios apresentados na Figura 2.32.

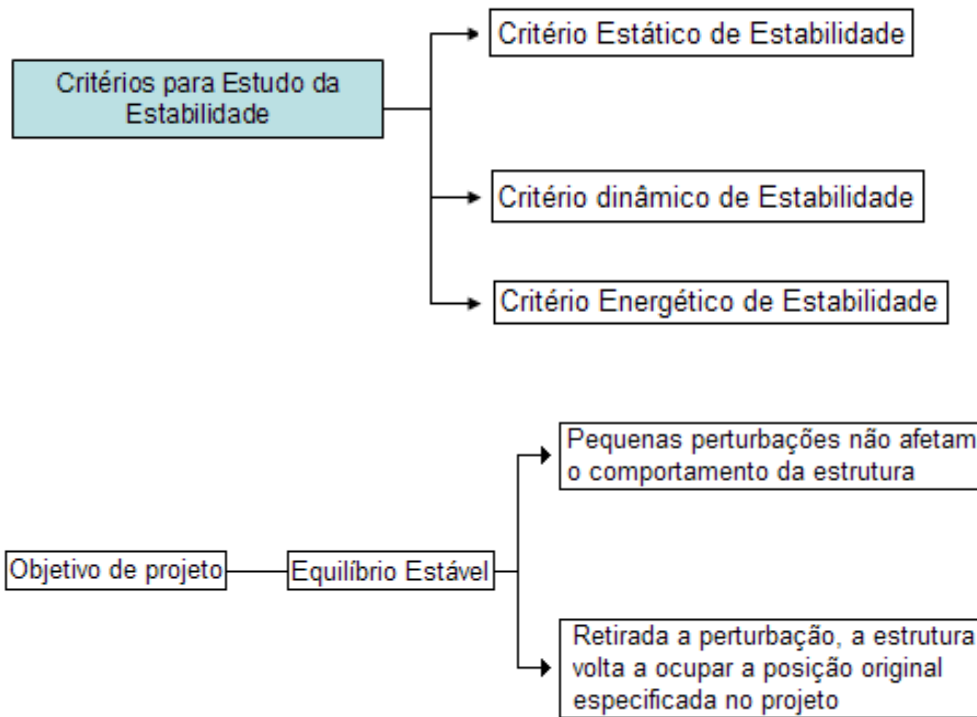


Figura 2.32 - Critérios e objetivos de projeto.

Na Figura 2.32, o critério Estático de Estabilidade considerado o de mais fácil entendimento, escreve-se as equações de equilíbrio estático para o sistema sujeito a pequenas perturbações em torno do estado original de equilíbrio e verifica se as forças resultantes tendem a restaurar ou não o sistema a seu estado original de equilíbrio. A tendência a restaurar o sistema ao seu estado original de equilíbrio representa a condição de equilíbrio estável.

Na mesma figura, no critério Dinâmico de Estabilidade, os estados de equilíbrio são definidos da seguinte maneira: (i) se as frequências naturais de vibração da estrutura sob um dado carregamento estático são reais, tem-se que o equilíbrio é estável; (ii) se pelo menos uma frequência natural for imaginária tem-se um estado instável e (iii) se uma das frequências naturais for nula, sendo todas as outras reais positivas, tem-se um estado crítico.

No critério Energético de Estabilidade verifica-se que o comportamento do sistema estático depende apenas da energia potencial total do sistema. LAGRANGE demonstrou que uma condição suficiente para a estabilidade de um sistema conservativo é que a sua energia potencial tenha um mínimo estrito neste ponto. O teorema de LAGRANGE é a base do chamado critério de energia.

Segundo esse teorema, assumindo que a energia potencial total seja uma função contínua das coordenadas generalizadas, tem-se que uma configuração de equilíbrio de um sistema contendo apenas forças conservativas é estável se o incremento na energia potencial total devido a um campo qualquer de deslocamento adicional suficientemente pequeno e cinematicamente admissível é positivo definido, ou seja, a energia potencial total é mínima. O equilíbrio é instável se o incremento é negativo para pelo menos uma configuração adjacente à configuração fundamental de equilíbrio.

### **2.5.1 Estabilidade nos pilares do galpão**

Deve-se ter em mente que para os sistemas estruturais de galpões, geralmente pórticos planos, a ligação viga-pilar quando considerada indeslocável é possível aplicar o modelo proposto por EULER (1707-1783), e logo após considerar o coeficiente de flambagem para se obter a carga crítica aproximada.

O modelo de EULER foi publicado em 1744, através de flambagem de barras com base de estudo de barras comprimidas. Em seu modelo é considerado algumas hipóteses básicas, tais como:

- Material homogêneo e isotrópico;
- Comportamento elástico linear;
- Carga axial centrada;
- Barras prismáticas;
- Barras sem imperfeições.

Inicialmente considera-se uma barra (haste) articulada nas duas extremidades de comprimento  $L$ , submetida a uma força  $F$  vertical de cima para

baixo no topo da haste como mostra a Figura 2.33. A carga crítica ocorre quando a haste está na eminência de perda de estabilidade.

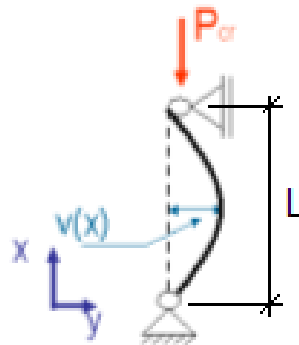


Figura 2.33 - Haste articulada.

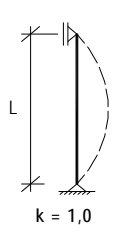
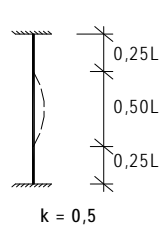
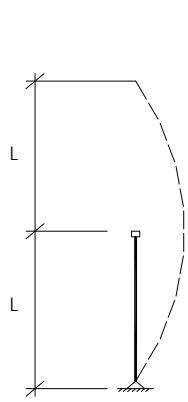
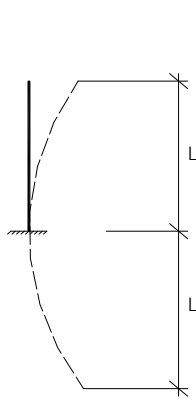
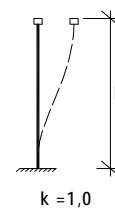
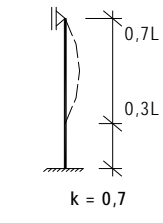
Onde,

$L$  - é o comprimento de flambagem que mede a distância entre dois pontos de inflexão na configuração deformada da barra, e  $k$  é o coeficiente de flambagem. A Tabela 2.4 mostra os valores usuais de  $k$ .

Considerando o coeficiente de flambagem a expressão da carga crítica fica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (2.32)$$

Tabela 2.4 - Valores usuais de  $k$ .

 <p><math>k = 1,0</math></p>	 <p><math>k = 0,5</math></p>	 <p><math>k = 2,0</math></p>	 <p><math>k = 2,0</math></p>
 <p><math>k = 1,0</math></p>	 <p><math>k = 0,7</math></p>		

O índice de esbeltez é dado por:

$$\lambda = \frac{kL}{r} \quad (2.33)$$

Dependendo da seção transversal da barra, o índice de esbeltez considerado é o maior valor calculado em relação aos dois eixos coordenados  $x$  e  $y$ , ou seja;

$$\lambda_x = \frac{kL_x}{r_x} \quad (2.34)$$

$$\lambda_y = \frac{kL_y}{r_y} \quad (2.35)$$

O raio de giração Raio de giração:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{e} \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad (2.36)$$

### 2.5.2 Parâmetro $\gamma_z$ considerado no estudo da estabilidade do galpão

No Brasil, com a revisão da norma NBR-9062: Projetos e execução de estruturas de concreto pré-moldado (ABNT, 2006), o tema sobre estabilidade global em estruturas pré-moldadas tornou-se bastante atual, havendo a necessidade de se saber em que condições os procedimentos dispostos na NBR 6118: Projeto de estrutura de concreto (ABNT, 2004) também são aplicáveis às estruturas pré-moldadas.

Segundo o procedimento recomendado na NBR 6118, o coeficiente  $\gamma_z$  pode ser empregado para avaliar os efeitos globais de segunda ordem. Estes podem ser desprezados para  $\gamma_z < 1,10$  e para valores entre  $1,10 < \gamma_z < 1,30$  as forças horizontais na combinação última devem ser majoradas por  $0,95\gamma_z$  para se estimar os deslocamentos e esforços de segunda ordem. Este procedimento é válido para estruturas com mais de 4 pavimentos. No caso das estruturas pré-



moldadas isostáticas, entretanto, este procedimento pode ser aplicado diretamente e a deslocabilidade da estrutura depende da somatória das rigidezes dos pilares isolados em balanço.

As estruturas são consideradas no cálculo, como de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e os efeitos globais de 2ª ordem são inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem. Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem. A expressão do coeficiente  $\gamma_z$  é dada por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{TOT,d}}{M_{1,TOT,d}}} \quad (2.37)$$

onde

$M_{1,TOT,d}$  é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura; e

$\Delta M_{TOT,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Para o cálculo da rigidez dos elementos da estrutura, na consideração aproximada da não-linearidade física, podem ser utilizados os seguintes valores:

Lajes:  $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci} I$  (2.38)

Vigas:  $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci} I$  para  $A_s' \neq A_s$  e  $(EI)_{sec} = 0,5E_{ci} I$  para  $A_s' = A_s$  (2.39)

Pilares:  $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci} I$  (2.40)

Onde:  $I$  é o momento de inércia da seção transversal bruta de concreto e

$E_{ci}$  é o módulo de elasticidade longitudinal inicial do concreto.

Para o estudo dos galpões pré-moldados em concreto, é feita no presente trabalho a tentativa de poder adotar a aproximação linear para o comportamento da ligação limitando uma rotação máxima de 0,01 rad conforme citado anteriormente. Além disso, leva-se em consideração a semi-rigidez da ligação viga-pilar do galpão com o intuito de se ter uma melhor aproximação com o comportamento real do mesmo.

Em FERREIRA (1999) foi feito um estudo de flexão em escala real para ligações com chumbadores inseridos nos elementos de concreto tanto no pilar como no interior da viga sendo este grauteado no interior do seu nicho, caso semelhante a do presente trabalho.

A diferença é que neste trabalho no lugar do aparelho de elastômero é considerada uma chapa metálica de 15x20 cm<sup>2</sup> soldada no chumbador faceando o topo do pilar, fazendo com que a chapa atue apenas como forças de binário causadas pelo chumbador e pela borda comprimida da chapa, diferente do elastômero que faz com que exista uma altura livre entre os elementos de concreto.

Segundo FERREIRA (1999) quanto menor a espessura da almofada, maior será a restrição às rotações na ligação, então optou-se no presente trabalho por não considerar o elastômero mas apenas uma camada de regularização com argamassa que é bastante utilizado na região.

Então, levando-se em consideração todos os fatos comentados anteriormente, no presente trabalho é feito para comparação na análise numérica a utilização de dois tipos diferentes de material para o telhado de cobertura do galpão que são telhas de fibro-cimento e de alumínio, além da consideração do pórtico frontal e intermediário, fazendo a rigidez da ligação viga-pilar variar da condição articulada até o engaste. O objetivo é saber qual a resposta dada através da simulação em termos de esforços e deslocamentos.

No capítulo seguinte é feita uma abordagem da análise numérica levando-se em consideração o tipo de elemento finito, além da formulação do programa utilizado.

## Capítulo 3

### Análise numérica de sistemas aporticados de galpões

#### 3.1 Introdução

O conhecimento do comportamento mecânico de um sistema estrutural dentro de um regime não linear (geométrico e/ou físico) é importante para a concepção de estruturas esbeltas e leves, sem a redução de seu padrão de segurança e de sua durabilidade. Para esse tipo de análise, faz-se necessário o conhecimento das trajetórias de equilíbrio, que correspondem aos mapeamentos entre os graus de liberdade do modelo estrutural e o fator de escala para um determinado carregamento de referência.

AMORIM *et al.* (2005) apresentaram um ambiente gráfico interativo para o estudo do comportamento não linear de treliças e pórticos planos, utilizando o método dos elementos finitos. Para os modelos aporticados, consideravam-se apenas nós rígidos, tendo como base o elemento formulado por PACOSTE & ERIKSSON (1997) para a geração dos vetores de forças internas e da matriz de rigidez tangente. Neste trabalho fez-se uma adaptação do sistema computacional para a consideração de rótulas perfeitas e nós semi-rígidos.

Para a consideração da semi-rigidez da ligação viga-pilar foram incorporadas na análise considerações específicas recomendadas na literatura; além disso, é feita a variação da rigidez da ligação da condição articulada até a engastada. Na análise numérica não foram considerados os efeitos da rigidez da alvenaria na interação com os pórticos.

O estudo das instabilidades corresponde a uma das áreas de pesquisa que despertam grande interesse da comunidade científica, em particular quando se trata do entendimento do comportamento mecânico dos diversos sistemas estruturais existentes (BAZANT & CEDOLIN, 1991; EL NASCHIE, 1992; ZIEGLER, 1968). O fenômeno está intimamente relacionado à natureza não linear do comportamento desses sistemas. Observa-se que a não linearidade pode se manifestar através de fenômenos físicos e/ou geométricos (BATHE, 1996; CRISFIELD, 1991; ZIENKIEWICZ & TAYLOR, 1991).

O comportamento fisicamente não linear é intrínseco ao material empregado na confecção dos elementos estruturais, onde se constata uma resposta não mais proporcional às ações (Figura 3.1), a exemplo do que acontece com os materiais concreto (BAZANT & PLANAS, 1998) e aço (SIMO & HUGHES, 1998).

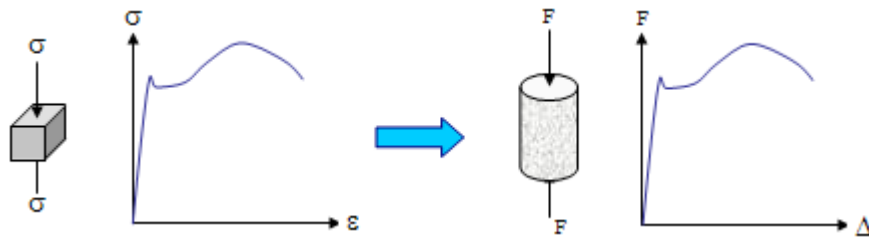


Figura 3.1 - Comportamento não linear do material caracterizado através de um ensaio uniaxial.

Quando se trata de um comportamento geometricamente não linear, esse se deve à necessidade de formular o problema admitindo-se o estado deformado para o estabelecimento das equações de equilíbrio (Figura 3.2), tal como acontece com a análise de elementos estruturais esbeltos (TIMOSHENKO & GERE, 1963).

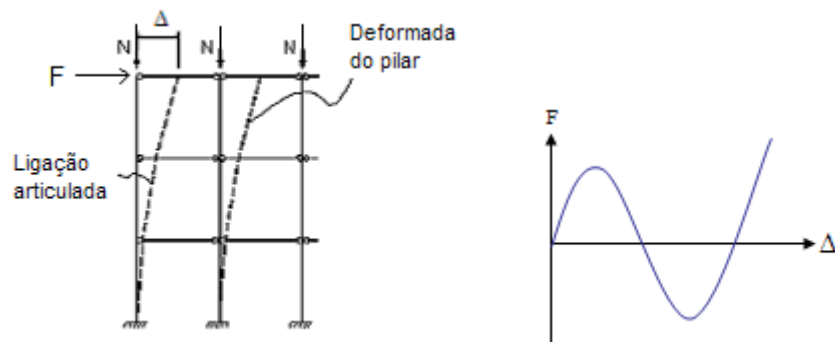


Figura 3.2 - Comportamento geometricamente não linear caracterizado a partir de um pórtico plano.

É objeto de investigação a determinação das trajetórias de equilíbrio, admitindo-se certos padrões de solicitação. O seu conhecimento possibilita a

caracterização dos pontos limites (de carga e de deslocamento), pontos críticos com bifurcações do equilíbrio (ZIEGLER, 1968) como mostra a Figura 3.3.

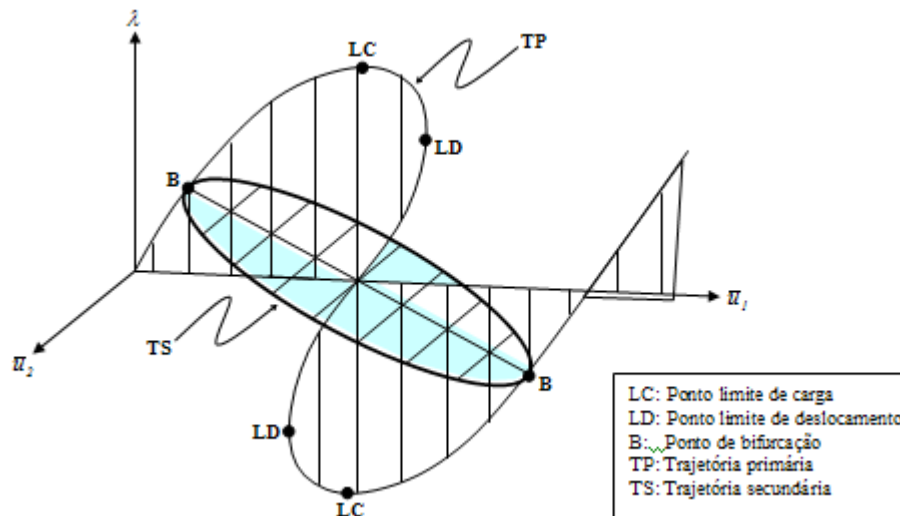


Figura 3.3 - Trajetória de equilíbrio genérica com os pontos limites e de bifurcação.

Visto que o comportamento mecânico do sistema estrutural estudado não apresenta uma relação linear com a solitação externa, deve-se estabelecer um histórico dessa relação para uma determinada faixa de valores, caracterizando as chamadas trajetórias de equilíbrio.

### 3.2 Formulação numérica

Genericamente, uma configuração de equilíbrio dos sistemas estruturais é definida quando se atinge a igualdade entre as forças externas e internas, ou seja,

$$\mathbf{f}_{ext} = \mathbf{f}_{int} \quad (3.1)$$

A partir de agora, o vetor das forças externas aplicadas ao modelo será definido como o produto entre um parâmetro de carga ( $\lambda$ ) e um padrão de carga ( $\bar{\mathbf{p}}$ ) somado a um vetor de carga permanente ( $\bar{\mathbf{p}}_0$ ). O vetor das forças internas

será representado em função dos graus de liberdade do modelo ( $\mathbf{u}$ ), redefinindo-se a equação de equilíbrio como,

$$\lambda \bar{\mathbf{p}} + \bar{\mathbf{p}}_0 = \mathbf{f}_{\text{int}}(\mathbf{u}) \quad (3.2)$$

Para não sobrecarregar a notação, será omitido o índice indicador das forças internas.

Objetivando determinar os valores de  $\lambda$  e  $\mathbf{u}$  que solucionam a identidade (3.2), a mesma é transformada em um problema de resolução de zeros de funções, como segue abaixo,

$$\mathbf{f}(\mathbf{u}) - \lambda \bar{\mathbf{p}} - \bar{\mathbf{p}}_0 = \mathbf{0} \quad (3.3)$$

que pode ser reescrita da seguinte forma,

$$\mathbf{g}(\lambda, \mathbf{u}) = \mathbf{0} \quad (3.4)$$

A partir de uma configuração de equilíbrio, deseja-se determinar, na vizinhança dessa configuração, uma outra que também satisfaça ao equilíbrio. Para tal, lineariza-se a função  $\mathbf{g}$  na vizinhança do ponto  $(\lambda, \mathbf{u})$ , através de uma expansão em série de Taylor chegando-se a:

$$\mathbf{g}(\lambda + \delta\lambda, \mathbf{u} + \delta\mathbf{u}) \approx \mathbf{g}(\lambda, \mathbf{u}) + \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \lambda} \delta\lambda + \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \mathbf{u}} \delta\mathbf{u} \quad (3.5)$$

Visto que a série foi truncada nos termos lineares, a nova configuração será determinada a partir de um processo iterativo, ou seja,

$$\mathbf{g}(\lambda_{j-1}, \mathbf{u}_{j-1}) + \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \lambda_{j-1}} \delta\lambda_j + \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \mathbf{u}_{j-1}} \delta\mathbf{u}_j = \mathbf{0} \quad (3.6)$$

e como  $\mathbf{g}(\lambda_{j-1}, \mathbf{u}_{j-1}) = \mathbf{f}(\mathbf{u}_{j-1}) - \lambda_{j-1} \bar{\mathbf{p}} - \bar{\mathbf{p}}_0$   $\frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \lambda_{j-1}} = -\bar{\mathbf{p}}$  e  $\frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \mathbf{u}_{j-1}} = \frac{\partial \mathbf{f}}{\partial \mathbf{u}_{j-1}}$  chega-se a,

$$\mathbf{f}(\mathbf{u}_{j-1}) - \lambda_{j-1} \bar{\mathbf{p}} - \bar{\mathbf{p}}_0 - \delta \lambda_j \bar{\mathbf{p}} + \frac{\partial \mathbf{f}}{\partial \mathbf{u}_{j-1}} \delta \mathbf{u}_j = 0 \quad (3.7)$$

Introduz-se na equação anterior um índice superior (i) indicando a qual configuração de equilíbrio (passo) o processo iterativo se refere. Assim feito, a equação incremental e iterativa de equilíbrio pode ser escrita como,

$$\mathbf{K}_{j-1}^i \delta \mathbf{u}_j^i = \delta \lambda_j^i \bar{\mathbf{p}} + \mathbf{r}_{j-1}^i \quad (3.8)$$

onde  $\mathbf{K}_{j-1}^i$  ( $\partial \mathbf{f} / \partial \mathbf{u}_{j-1}^i$ ) representa a matriz de rigidez tangente,  $\delta \mathbf{u}_j^i$  e  $\delta \lambda_j^i$  representam as incógnitas do problema,  $\bar{\mathbf{p}}$  é o vetor de cargas de referência e  $\mathbf{r}_{j-1}^i$  é o vetor de resíduos ou cargas desequilibradas (Figura 3.4).

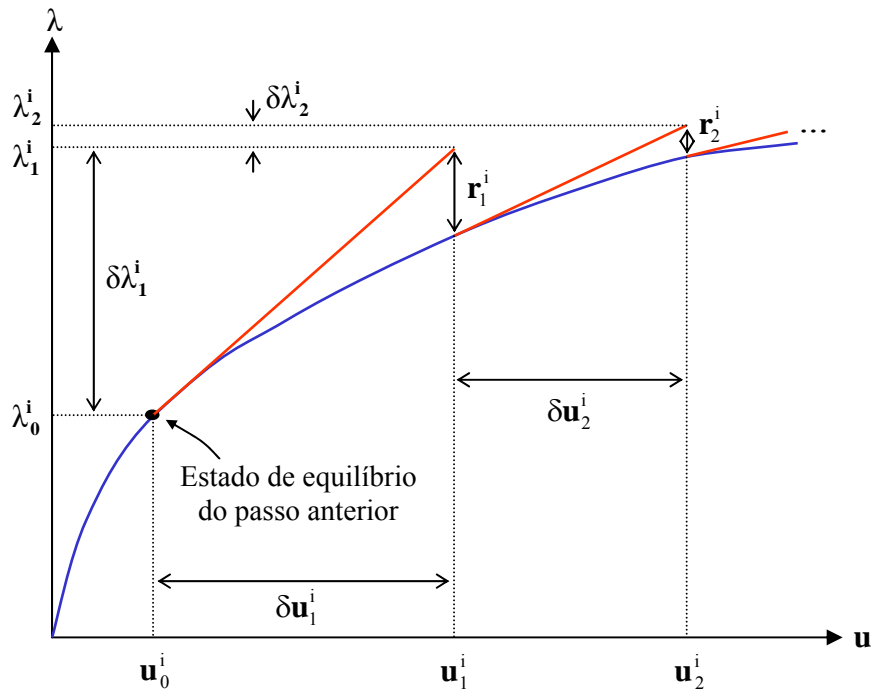


Figura 3.4 - Esquema genérico do processo incremental e iterativo dos algoritmos de controle para o traçado das trajetórias de equilíbrio.

A expressão (3.8) representa um sistema com  $n$  equações e  $n+1$  incógnitas. Para que esse sistema possa apresentar solução determinada, torna-se necessária a introdução de uma nova equação. Essa equação, denominada equação de restrição, caracteriza os diversos algoritmos de solução de sistemas de equações não lineares encontrados na literatura. Dentro do esquema apresentado no trabalho de YANG & SHIEH (1990), a equação de restrição é formatada segundo a expressão,

$$\mathbf{a}^T \delta \mathbf{u}_j^i + b \delta \lambda_j^i = c_j^i \quad (3.9)$$

onde  $\mathbf{a}$ ,  $b$  e  $c_j^i$  são os parâmetros gerais da equação de restrição.

Agrupando-se as expressões (3.8) e (3.2), tem-se,

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{j-1}^i & -\bar{\mathbf{p}} \\ \mathbf{a}^T & b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \mathbf{u}_j^i \\ \delta \lambda_j^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{r}_{j-1}^i \\ c_j^i \end{Bmatrix} \quad (3.10)$$

Observa-se que a introdução da equação de restrição, apesar de tornar o sistema de equações determinado, faz com que a matriz dos coeficientes perca a simetria. Do ponto de vista computacional, essa alteração implica em algumas desvantagens, tanto sob o aspecto de armazenamento (devido à alteração no perfil e/ou banda da matriz), quanto sob a eficiência do próprio processo de solução dos sistemas de equações lineares.

Para contornar esse problema, BATOZ e DHATT (1979) propuseram uma metodologia para solução do novo sistema de equações, que preserva o nível de eficiência computacional anterior, ou seja, antes da consideração da equação de restrição. A metodologia proposta consiste na decomposição do vetor de deslocamentos iterativos em duas parcelas, da seguinte forma:

$$\delta \mathbf{u}_j^i = \delta \lambda_j^i \delta \mathbf{u}_{1j}^i + \delta \mathbf{u}_{2j}^i \quad (3.11)$$

de tal maneira que,



$$\begin{cases} \mathbf{K}_{j-1}^i \delta \mathbf{u}_{1j}^i = \bar{\mathbf{p}} \\ \mathbf{K}_{j-1}^i \delta \mathbf{u}_{2j}^i = \mathbf{r}_{j-1}^i \end{cases} \quad (3.12)$$

A Equação (3.12) permite avaliar as parcelas  $\delta \mathbf{u}_{1j}^i$  e  $\delta \mathbf{u}_{2j}^i$  independentemente do parâmetro de carga, utilizando-se apenas a matriz tangente. Para solução completa da iteração  $j$  do passo  $i$ , basta substituir as parcelas de deslocamentos anteriores diretamente na equação de restrição para obtenção do parâmetro de carga  $\delta \lambda_j^i$ .

A idéia do presente trabalho é de apenas mostrar parte da formulação numérica tendo em vista uma noção da utilização das equações para o modelo numérico adotado.

### 3.3 Modelo Numérico

Esta seção aborda a formulação (PACOSTE & ERIKSSON,1997) que servirá de base para a simulação do modelo de pórticos planos geometricamente não linear. Essa formulação tem como objetivo a obtenção da matriz de rigidez tangente e do vetor de forças internas de um elemento de pórtico em suas coordenadas locais.

A Figura 3.5 mostra a configuração inicial (indeformada) e final (deformada) de uma barra unidimensional. A configuração deformada é descrita pela curva regular definida pela posição do vetor abaixo,

$$\mathbf{r}(x) = [x + u(x)] \mathbf{i} + w(x) \mathbf{j} \quad (3.13)$$

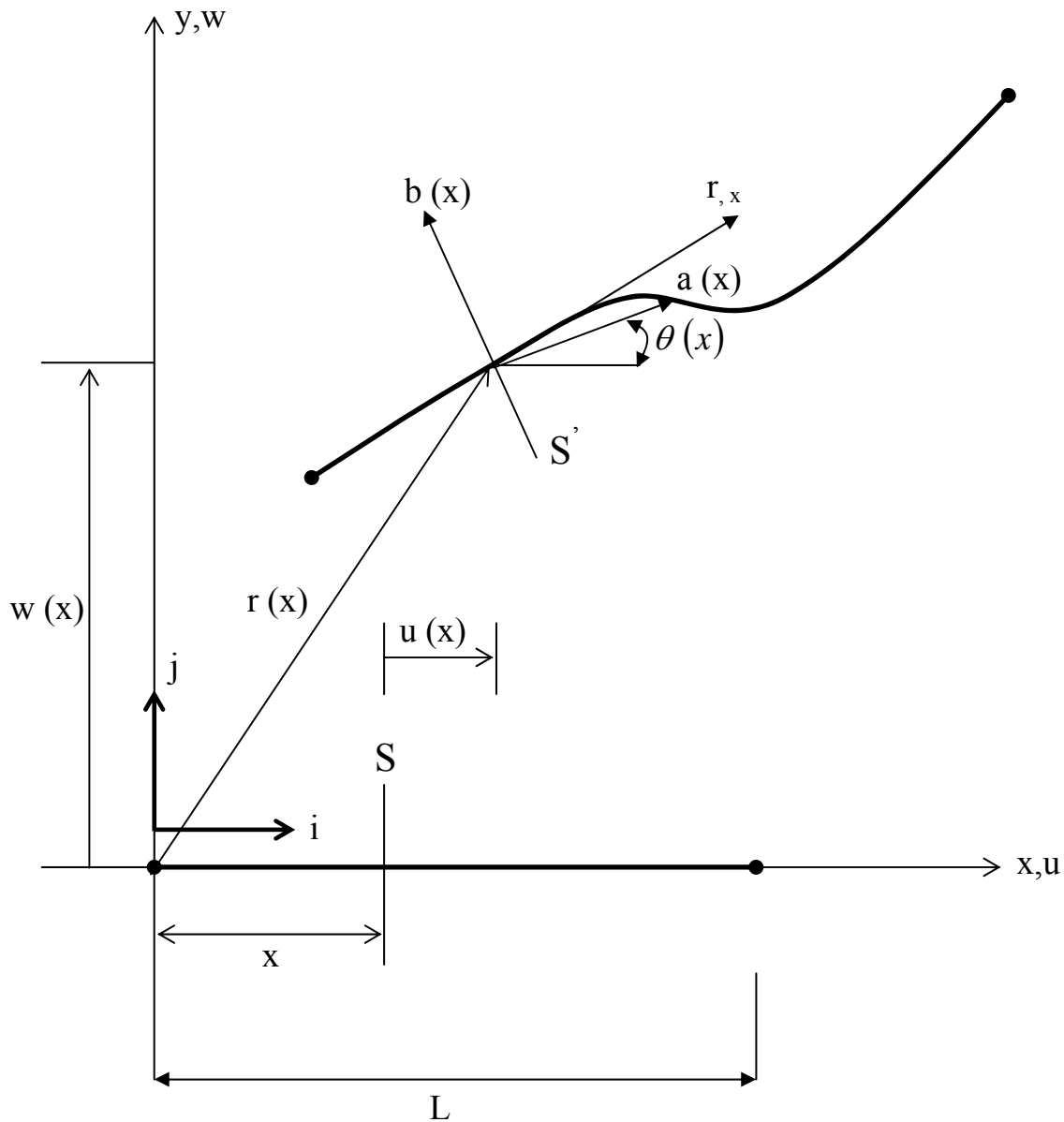


Figura 3.5 – Configuração deformada de barra plana.

onde  $x$  está limitado no intervalo  $x \in [0, L]$ , e  $u(x)$ ,  $w(x)$  representam as componentes dos deslocamentos axial e transversal da barra respectivamente.

É definida na barra uma seção  $S$ , que é tomada como referência para quantificar os deslocamentos axiais e transversais causados na mesma. O ângulo  $\theta$  define a rotação sofrida pela barra da configuração indeformada para a deformada. As medidas de deformações  $\varepsilon$ ,  $\gamma$  e  $\kappa$  são definidas a partir de,

$$\mathbf{r}_{,x} = (1 + \varepsilon) \mathbf{a} + \gamma \mathbf{b} \quad \kappa = \theta_{,x} \quad (3.14)$$

onde  $\mathbf{a}(x) = \cos(\theta) \mathbf{i} + \text{sen}(\theta) \mathbf{j}$  e  $\mathbf{b}(x) = -\text{sen}(\theta) \mathbf{i} + \cos(\theta) \mathbf{j}$  são vetores, ortogonais e paralelos a seção S. Usando a Equação 3.13, a definição 3.14 pode ser reformulada como segue,

$$\varepsilon = (1 + u_{,x}) \cos(\theta) + w_{,x} \text{sen}(\theta) - 1 \quad (3.15)$$

$$\gamma = w_{,x} \cos(\theta) - \text{sen}(\theta) \quad (3.16)$$

$$\kappa = \theta_{,x} \quad (3.17)$$

A energia de deformação pode ser escrita por,

$$\phi(\mathbf{u}) = \frac{1}{2} \int_0^l [EA\varepsilon^2 + GA\gamma^2 + EI\kappa^2] dx \quad (3.18)$$

Com a diferenciação da expressão da energia de deformação é obtido o vetor de forças internas do elemento,

$$\mathbf{F}_i = \frac{\partial \phi}{\partial \mathbf{u}_i} \quad \text{onde } \mathbf{u}_i = u_i, w_i, \theta_i, u_j, w_j, \theta_j \quad (3.19)$$

e a correspondente matriz de rigidez tangente,

$$\mathbf{k}_{ij} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial^2 \mathbf{u}_i} \quad \text{onde } \mathbf{u}_i = u_i, w_i, \theta_i, u_j, w_j, \theta_j \quad (3.20)$$

### Matriz de Rotação

A matriz de rigidez de um membro de pórtico plano é inicialmente formulada em relação às coordenadas locais do membro, e posteriormente transformada para os eixos da estrutura através da matriz de rotação.

A Figura 3.6 mostra um membro típico *i* num pórtico plano, existente no plano *x-y*. O conjunto de eixos ortogonais *x, y* e *z* são os eixos de referência para a estrutura. Os membros do mesmo estão rigidamente ligados, e os deslocamentos significativos dos nós consistem em translações no plano *x-y* e rotação no sentido de *z*.

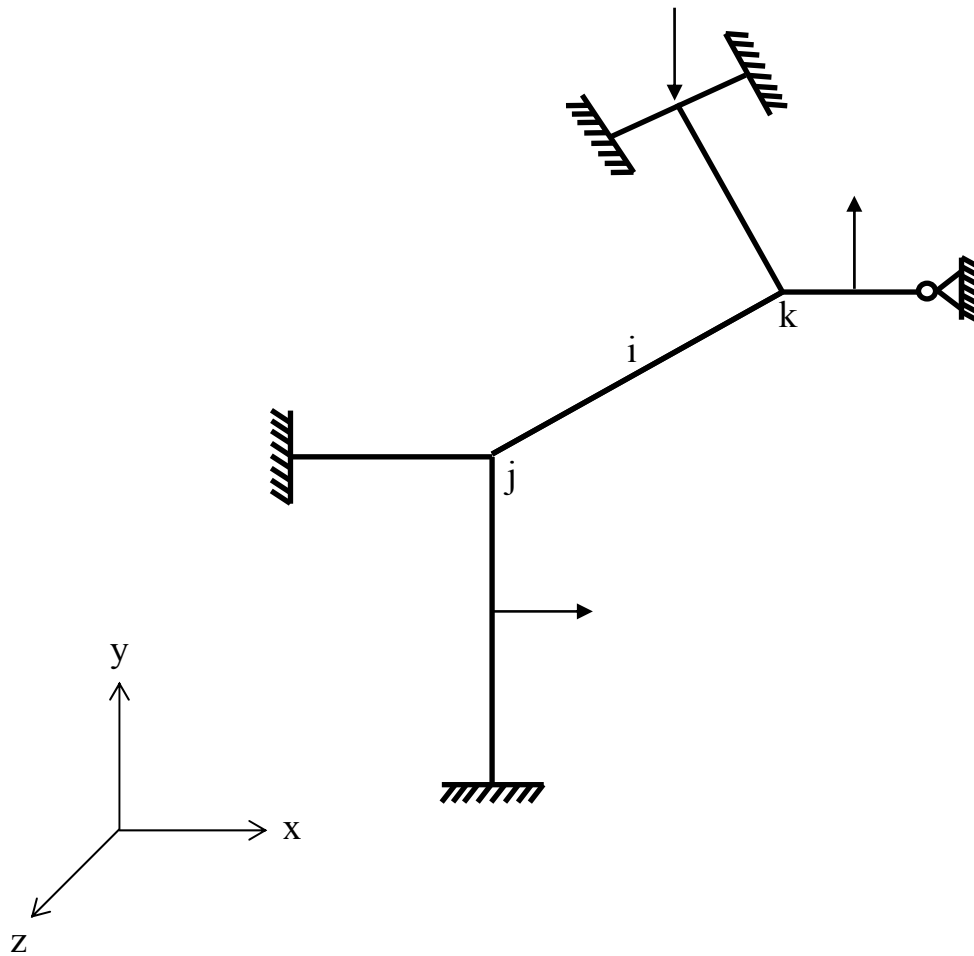


Figura 3.6 - Membro típico *i* num pórtico plano com relação aos eixos de referências da estrutura.

Os possíveis deslocamentos locais nas extremidades de um membro típico *i* estão indicados na Figura 3.7 para os eixos locais  $x_L$ ,  $y_L$  e  $z_L$ . Os eixos locais estão girados dos eixos globais da estrutura em torno do eixo  $z_L$  de um ângulo  $\gamma$ . A Figura 3.8 indica os deslocamentos possíveis nas extremidades de membro *i* nas direções dos eixos da estrutura.

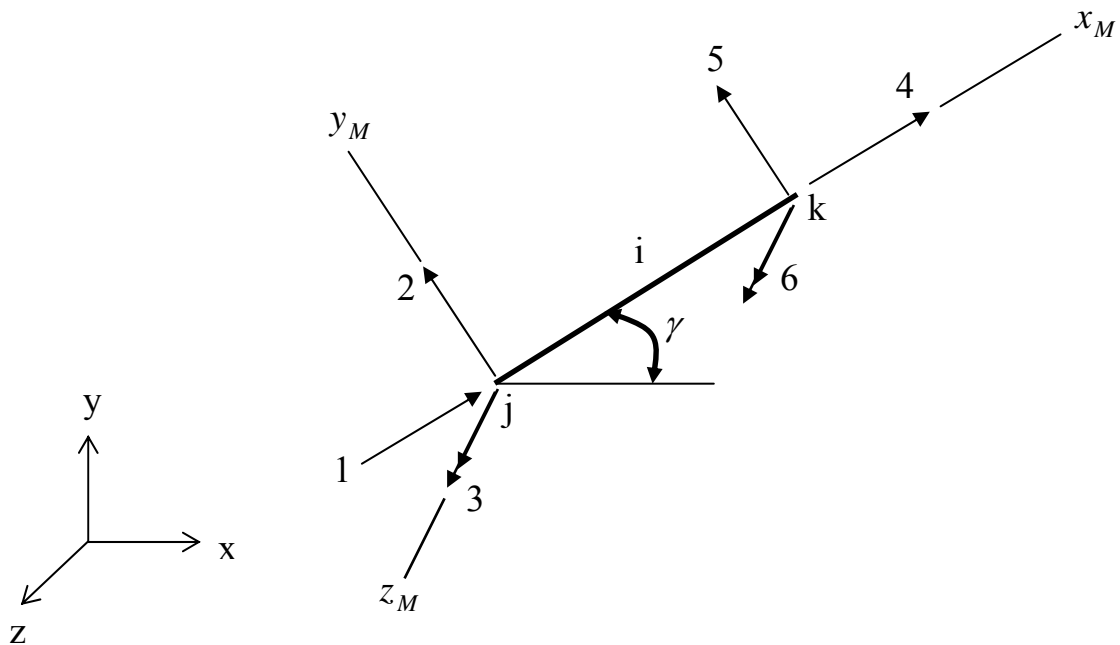


Figura 3.7 – Deslocamentos locais possíveis nas extremidades de um membro típico i.

Para a transformação da matriz de rigidez de membro dos eixos locais para os eixos globais da estrutura, inicialmente é necessária a obtenção da matriz de rotação  $\mathbf{R}$  para o membro de um pórtico plano. Como primeiro passo para obtenção da matriz de rotação está a determinação dos co-senos diretores em função do ângulo  $\gamma$ , como mostra a equação 3.21. Os co-senos diretores podem ser expressos facilmente através da Figura 3.8.

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \lambda_{11} & \lambda_{12} & \lambda_{13} \\ \lambda_{21} & \lambda_{22} & \lambda_{23} \\ \lambda_{31} & \lambda_{32} & \lambda_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \gamma & \text{sen } \gamma & 0 \\ -\text{sen } \gamma & \cos \gamma & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_x & C_y & 0 \\ -C_y & C_x & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

$$\cos \gamma = \frac{x_k - x_j}{L} \quad (3.22)$$

$$\text{sen } \gamma = \frac{y_k - y_j}{L} \quad (3.23)$$

A matriz de transformação de rotação é dada por,

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} R & 0 \\ 0 & R \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

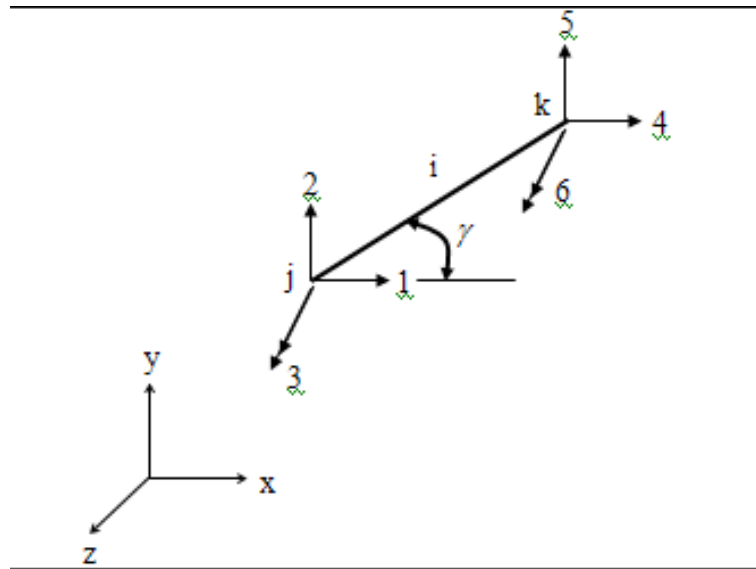


Figura 3.8 – Deslocamentos possíveis nas extremidades de um membro nas direções dos eixos da estrutura.

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \cos \gamma & \text{sen } \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\text{sen } \gamma & \cos \gamma & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \gamma & \text{sen } \gamma & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\text{sen } \gamma & \cos \gamma & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.25)$$

De posse da matriz de rotação, pode-se determinar a matriz de rigidez de membro para os eixos globais da estrutura, utilizando a operação abaixo,

$$k_{SG} = \mathbf{R}^T k_{SL} \mathbf{R} \quad (3.26)$$

Para a análise são utilizadas as normas NBR-9062 (*Projetos e execução de estruturas de concreto pré-moldado - ABNT, 1985*), NBR 6118 (*Projeto de estrutura de concreto - ABNT, 2004*) e NBR-6123 (*Forças devidas ao vento em edificações*). A demonstração da interface do programa pode ser visto no anexo A deste trabalho.

Com a utilização do código computacional é feito, no capítulo seguinte, o estudo de caso para um galpão típico do Estado de Alagoas e mais especificamente de Maceió.

# Capítulo 4

## Estudo de caso

### 4.1 Introdução

O código computacional mencionado no capítulo anterior é utilizado para um estudo de caso para uma tipologia de galpão adotada na cidade de Maceió, como mostra a Figura 4.1. Neste galpão considera-se a ação do vento atuando na estrutura, de forma a obter recomendações de projeto para o sistema estrutural adotado.

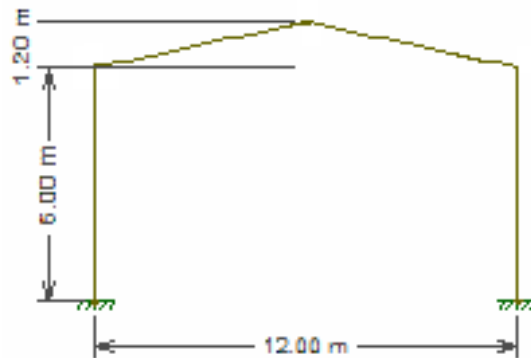
O sistema estrutural em esqueleto possui telhado de duas águas com pé-direito de 6m e altura do topo do pilar até a cumeeira de 1,2 m, como mostrado na Figura 4.2. O vão do pórtico é de 12 m e a distância entre cada pórtico ao longo do comprimento da edificação é de 5 m. Admite-se no total 6 pórticos correspondentes a 25 metros de comprimento da edificação.



Figura 4.1 – Tipo de galpão considerado para a análise numérica do presente trabalho.



Pórtico frontal do galpão piloto:



Planta de cobertura do galpão piloto (Obs: Figura fora de escala):

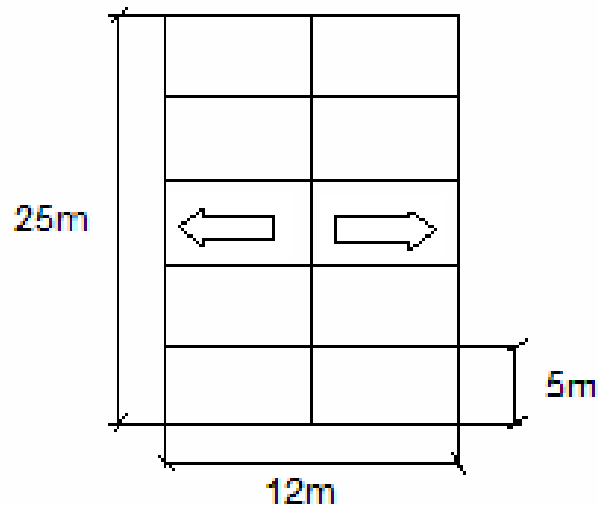


Figura 4.2 – Pórtico frontal e planta de cobertura para o galpão em estudo.

A avaliação da influência da rigidez das ligações permite uma análise comparativa em relação aos esforços internos solicitantes.

No estudo de caso também é calculado qual o deslocamento horizontal máximo do chumbador no topo da ligação viga-pilar no momento do escoamento do mesmo, além de sua capacidade máxima ao esforço cortante. Calcula-se ainda a rigidez de projeto  $K_E$  para a carga de vento atuante e o deslocamento horizontal no topo do pilar. Para a carga de vento considera-se que o terreno é plano ou quase plano (Item 5.2.a – NBR 6123), terreno com poucos obstáculos categoria III

(Item 5.3.1 NBR 6123), Classe A (Item 5.3.2 - NBR 6123), Grupo 3 (Tabela 3 – NBR 6123).

#### **4.2 Caracterização física e geométrica do galpão**

A resistência característica à compressão do concreto utilizado é de 30 MPa, que é bastante empregado para os elementos pré-moldados em Maceió. Para os chumbadores de aço que são inseridos no topo do pilar satisfatoriamente ancorados e inseridos em orifícios nas extremidades das vigas previamente determinados em projeto, é utilizado o aço CA-50 com  $\phi$  de 16 mm e módulo de elasticidade de 210000 MPa, que são grauteados no interior do nicho da viga. A Figura 4.3 mostra este tipo de situação.





Figura 4.3 – Ligação considerada no galpão e detalhe do chumbador inserido no pilar respectivamente.

Um detalhe mais específico na ligação proposta no presente trabalho pode ser visto através da Figura 4.4.

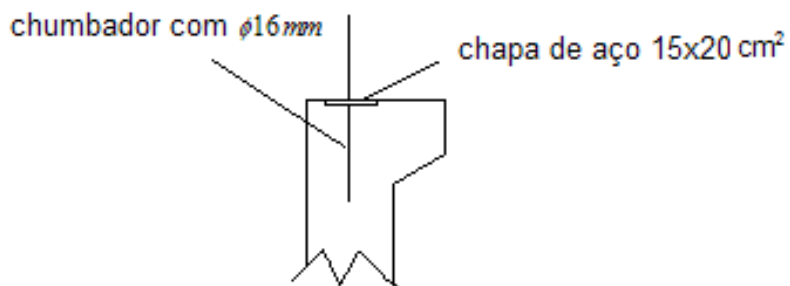


Figura 4.4 – Detalhe da ligação típica do galpão em estudo.

Os pilares possuem seção H, que já permitem o travamento das alvenarias sem a necessidade de ferros de espera. A Figura 4.5 mostra esta situação.

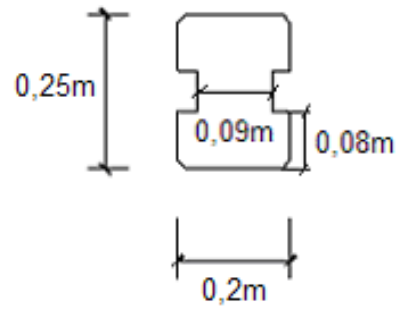


Figura 4.5 – Seção transversal em H do pilar.

As vigas da cobertura que formam os pórticos são contínuas e inclinadas e possuem seção em I variável desde o topo do pilar até a cumeeira. A Figura 4.6 abaixo mostra a seção transversal e vista de frente da viga.

Obs: Figura fora de escala

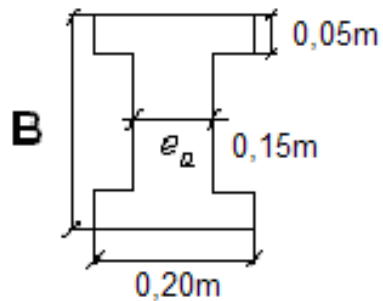


Figura 4.6 – Seção transversal em I e vista de frente da viga de cobertura.

A altura da viga de cobertura varia de 18 cm, desde o topo do pilar, até 48 cm no topo da cumeeira do galpão em estudo como mostra a Figura 4.6 e mais detalhadamente na Figura 4.1.

As terças são em concreto armado com 5 m de comprimento, a Figura 4.7 mostra a seção transversal deste elemento estrutural.

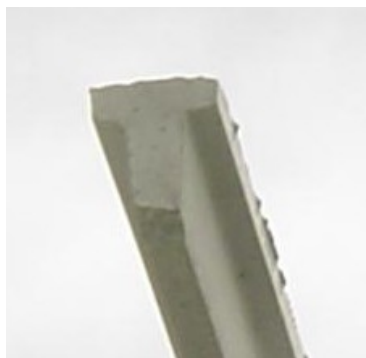
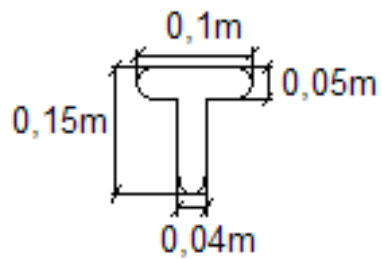
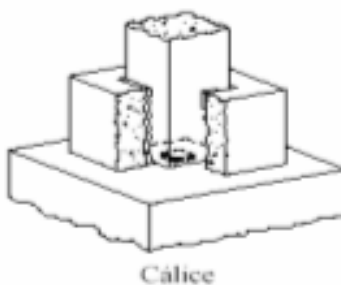


Figura 4.7 – Seção transversal da terça de concreto armado

São considerados dois tipos de telhas para a simulação, as de fibrocimento e de alumínio. Suas características de peso próprio são inseridos diretamente para os dados de entrada do programa.

As fundações são em cálice, que são bastante utilizadas em Alagoas. A Figura 4.8 mostra esta situação.



PCI (1988) – Adaptado por CANHA (2004).



Figura 4.8 – Fundação tipo cálice utilizada no galpão.

### 4.3 Resultados encontrados

Nesta seção é feita a análise dos resultados obtidos através de simulações numéricas. A análise é feita considerando-se o pórtico frontal e intermediário do galpão tipo em estudo, assim como o uso de telhas de fibro-cimento e de alumínio, considerando a ação lateral do vento na condição mais desfavorável, da esquerda para a direita atuando na alvenaria de bloco de concreto, que é bastante utilizado nas estruturas de galpões na cidade de Maceió.

As Tabelas 4.1 e 4.2 mostram os resultados numéricos da simulação do galpão em estudo para o pórtico frontal considerando telha de fibro-cimento e de alumínio, respectivamente. Os dados nas tabelas estão separados em intervalos

de cores em função do intervalo de rigidez e momentos fletores de acordo com a Tabela 2.3.

Tabela 4.1- Resultados numéricos obtidos com o uso de telha de fibro-cimento para o pórtico frontal.

Rigidez da ligação (kN.m/rad)	Momento fletor na ligação (kN.m)	Rotação(rad)	Momento no apoio (kN.m)	Esforço cortante no topo do pilar do lado direito (kN)	Desloc.horiz. no topo do pilar do lado direito (m)
0	0	$3,6 \cdot 10^{-2}$	57,83	5,59	0,099
10	0,35	$3,5 \cdot 10^{-2}$	57,62	5,61	0,098
200	5,25	$2,62 \cdot 10^{-2}$	54,62	5,94	0,088
500	9,39	$1,87 \cdot 10^{-2}$	52,06	6,21	0,079
800	11,69	$1,46 \cdot 10^{-2}$	50,62	6,36	0,074
1000	12,73	$1,27 \cdot 10^{-2}$	49,97	6,43	0,072
1500	14,45	$9,63 \cdot 10^{-3}$	48,9	6,54	0,068
2000	15,49	$7,74 \cdot 10^{-3}$	48,24	6,61	0,066
2500	16,19	$6,47 \cdot 10^{-3}$	47,8	6,65	0,064
3000	16,69	$5,56 \cdot 10^{-3}$	47,48	6,68	0,063
3500	17,07	$4,87 \cdot 10^{-3}$	47,24	6,71	0,062
4000	17,37	$4,34 \cdot 10^{-3}$	47,05	6,73	0,061
5000	17,8	$3,56 \cdot 10^{-3}$	46,78	6,76	0,06
5091	17,83	$3,5 \cdot 10^{-3}$	46,76	6,76	0,06
10000000000	19,76	$1,98 \cdot 10^{-9}$	45,53	6,88	0,056

Tabela 4.2 - Resultados numéricos obtidos com o uso de telha de alumínio para o pórtico frontal.

Rigidez da ligação (kN.m/rad)	Momento fletor na ligação (kN.m)	Rotação (rad)	Momento no apoio (kN.m)	Desloc. horiz. No topo do pilar do lado direito (m)
0	0	$3,3 \cdot 10^{-2}$	56,96	0,097
10	0,32	$3,2 \cdot 10^{-2}$	56,74	0,097
200	4,8	$2,4 \cdot 10^{-2}$	53,67	0,086
500	8,59	$1,71 \cdot 10^{-2}$	51,05	0,078
800	10,7	$1,33 \cdot 10^{-2}$	49,58	0,073
1000	11,66	$1,16 \cdot 10^{-2}$	48,91	0,071
1500	13,23	$8,82 \cdot 10^{-3}$	47,81	0,067
2000	14,19	$7,09 \cdot 10^{-3}$	47,14	0,065
2500	14,83	$5,93 \cdot 10^{-3}$	46,68	0,063
3000	15,3	$5,1 \cdot 10^{-3}$	46,36	0,062
3500	15,65	$4,47 \cdot 10^{-3}$	46,1	0,061
4000	15,92	$3,98 \cdot 10^{-3}$	45,92	0,061
5000	16,31	$3,26 \cdot 10^{-3}$	45,64	0,06
5091	16,34	$3,21 \cdot 10^{-3}$	45,62	0,06
10000000000	18,12	$1,81 \cdot 10^{-9}$	44,36	0,055

A partir dos dados das Tabelas 4.1 e 4.2 é possível obter os gráficos seguintes:



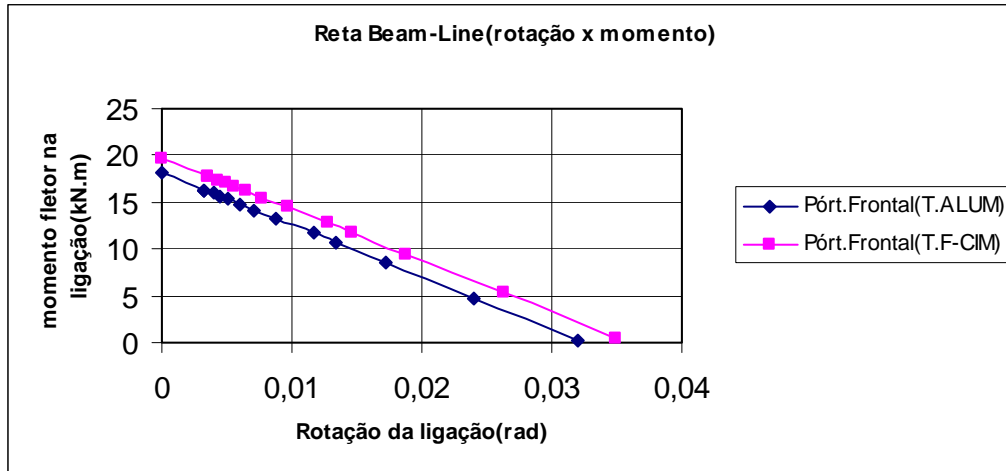


Figura 4.9 – Aproximação da reta Beam-Line para a ligação em estudo.

Percebe-se que na Figura 4.9 as retas beam-line apresentam diferenças significativas quando se considera o pórtico frontal do galpão variando o tipo de telha. Quando se utiliza telhas de fibro-cimento, os momentos fletores e rotações na ligação viga-pilar são maiores do que com a telha de alumínio.

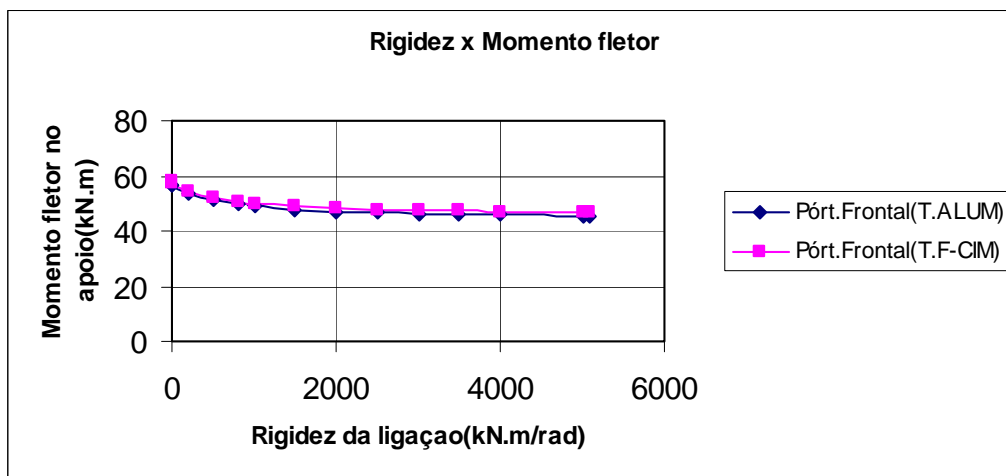


Figura 4.10 – Momento fletor na base do pilar em função da Rigidez da ligação viga-pilar.

Na Figura 4.10 percebe-se que praticamente não há diferenças entre as curvas, considerando pórtico frontal e uso dos dois tipos de telhas, mas existe uma redução significativa nos momentos fletores da base do pilar (apoio/fundação) quando se aumenta a rigidez da ligação viga-pilar.

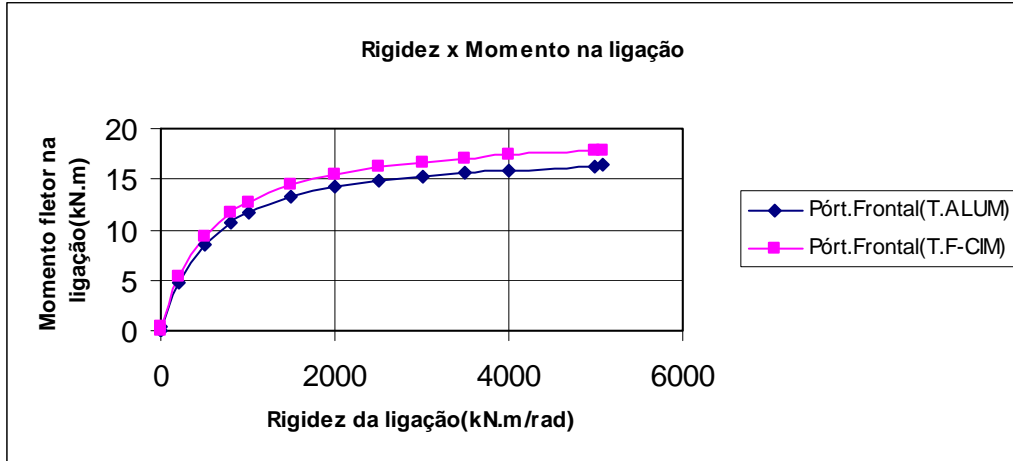


Figura 4.11 – Momento fletor na ligação em função da Rigidez da ligação viga-pilar.

Na Figura 4.11 percebe-se diferenças consideráveis entre as curvas considerando pórtico frontal do galpão em estudo. Existe um aumento do momento fletor na ligação viga-pilar quando se aumenta a rigidez da mesma, o que era de se esperar. Além disso, quando se utiliza telha de fibro-cimento os momentos fletores nas ligações viga-pilar são sempre maiores do que com o uso do outro tipo de telha, essas diferenças são menos acentuadas quando a rigidez é baixa, ou seja, quando a ligação viga-pilar se aproxima da articulação.

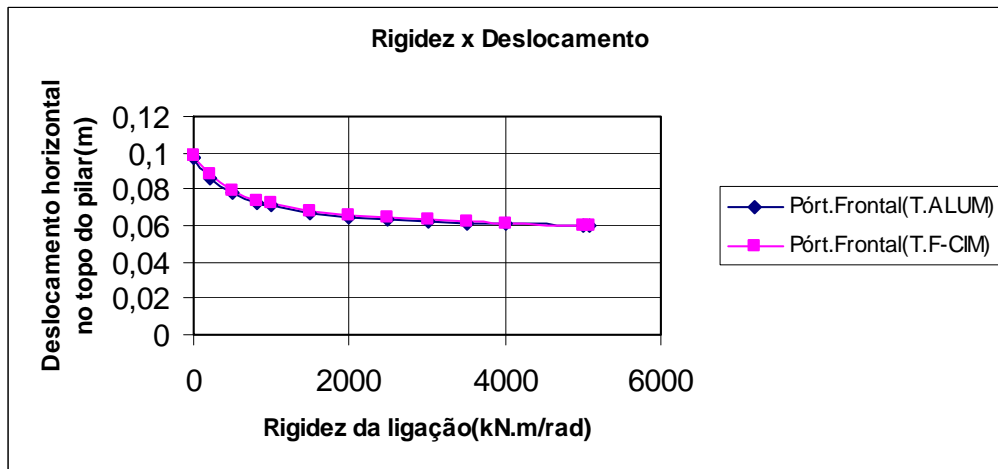


Figura 4.12 – Deslocamento horizontal no topo do pilar em função da rigidez da ligação.

Na Figura 4.12 não há praticamente nenhuma diferença entre as curvas, ou seja, considerando o pórtico frontal com o uso de telhas de fibro-cimento ou de alumínio o deslocamento horizontal no topo do pilar é praticamente o mesmo quando se aumenta a rigidez da ligação da condição articulada até o engaste. Porém, existe uma considerável redução dos deslocamentos horizontais no topo do pilar quando se considera a curva individual.

As Tabelas 4.3 e 4.4 mostram os resultados numéricos da simulação do galpão em estudo para o pórtico intermediário considerando telha de fibro-cimento e de alumínio, respectivamente.

Tabela 4.3 - Resultados numéricos obtidos com o uso de telha de fibro-cimento para o pórtico intermediário.

Rigidez da ligação (kN.m/rad)	Momento fletor na ligação (kN.m)	Rotação (rad)	Momentono apoio (kN.m)	Esforço cortante no topo do pilar do lado direito (kN)	Desloc. horiz. no topo do pilar do lado direito (m)
0	0	$5,3 \cdot 10^{-2}$	110,54	10,36	0,189
10	0,52	$5,2 \cdot 10^{-2}$	110,09	10,37	0,187
200	7,88	$3,94 \cdot 10^{-2}$	103,63	10,52	0,168
500	14,132	$2,82 \cdot 10^{-2}$	98,13	10,65	0,15
800	17,61	$2,2 \cdot 10^{-2}$	95,048	10,72	0,142
1000	19,19	$1,91 \cdot 10^{-2}$	93,65	10,75	0,137
1500	21,79	$1,45 \cdot 10^{-2}$	91,33	10,81	0,131
2000	23,38	$1,16 \cdot 10^{-2}$	89,93	10,84	0,126
2500	24,45	$9,78 \cdot 10^{-3}$	88,97	10,86	0,123
3000	25,21	$8,4 \cdot 10^{-3}$	88,29	10,88	0,121
3500	25,79	$7,36 \cdot 10^{-3}$	87,77	10,89	0,12
4000	26,24	$6,56 \cdot 10^{-3}$	87,37	10,9	0,11
5000	26,9	$5,38 \cdot 10^{-3}$	86,78	10,91	0,11
5091	26,95	$5,29 \cdot 10^{-3}$	86,74	10,91	0,11
$10^{10}$	29,9	$2,99 \cdot 10^{-9}$	84,09	10,97	0,1

Tabela 4.4 - Resultados numéricos obtidos com telha de alumínio para o pórtico intermediário.

Rigidez da ligação (kN.m/rad)	Momento fletor na ligação (kN.m)	Rotação (rad)	Momento no apoio (kN.m)	Desloc. horiz. no topo do pilar do lado direito (m)
0	0	$4,7 \cdot 10^{-2}$	108,49	0,184
10	0,46	$4,6 \cdot 10^{-2}$	108,02	0,183
200	6,96	$3,48 \cdot 10^{-2}$	101,48	0,164
500	12,5	$2,5 \cdot 10^{-2}$	95,9	0,148
800	15,6	$1,95 \cdot 10^{-2}$	92,78	0,139
1000	17	$1,7 \cdot 10^{-2}$	91,35	0,135
1500	19,33	$1,28 \cdot 10^{-2}$	89	0,128
2000	20,74	$1,03 \cdot 10^{-2}$	87,57	0,124
2500	21,7	$8,68 \cdot 10^{-3}$	86,6	0,121
3000	22,38	$7,46 \cdot 10^{-3}$	85,91	0,11
3500	22,9	$6,54 \cdot 10^{-3}$	85,38	0,11
4000	23,3	$5,82 \cdot 10^{-3}$	84,97	0,11
5000	23,89	$4,77 \cdot 10^{-3}$	84,37	0,11
5091	23,93	$4,7 \cdot 10^{-3}$	84,33	0,11
10000000000	26,58	$2,66 \cdot 10^{-9}$	81,64	0,1

A partir dos dados das Tabelas 4.3 e 4.4 é possível obter os gráficos seguintes:

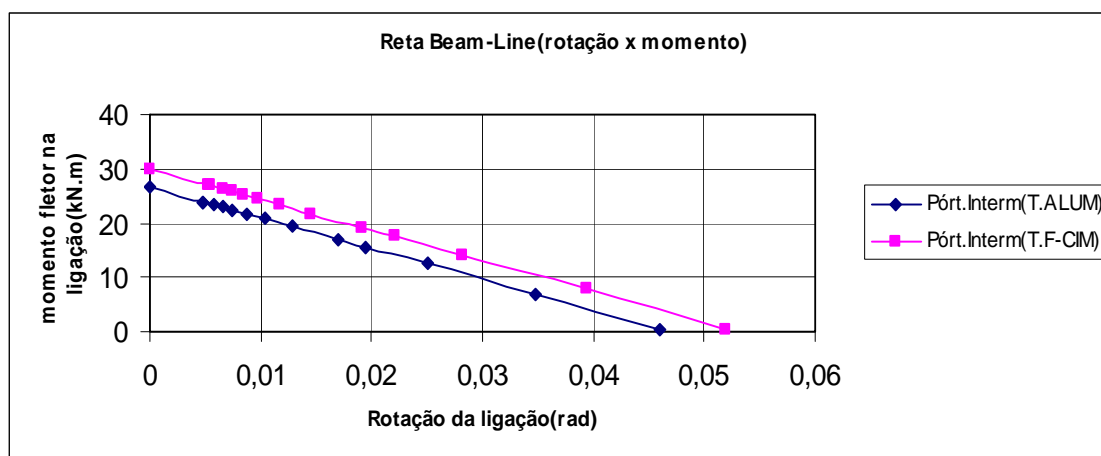


Figura 4.13 – Aproximação da reta Beam-Line para a ligação em estudo.

A Figura 4.13 mostra que com a utilização do pórtico intermediário e utilização de telhas de alumínio e de fibro-cimento do galpão em estudo, as retas beam-line apresentam também diferenças significativas como na Figura 4.9.

Quando se utiliza telha de fibro-cimento, os momentos fletores e rotações na ligação viga-pilar são maiores do que se utilizasse o outro tipo de telha, isso se

deve ao fato de que as telhas de fibro-cimento são mais pesadas do que as de alumínio. Além disso, os momentos fletores e rotações na ligação viga-pilar são maiores quando se considera o pórtico intermediário do que o pórtico frontal considerando os dois tipos de telhas.

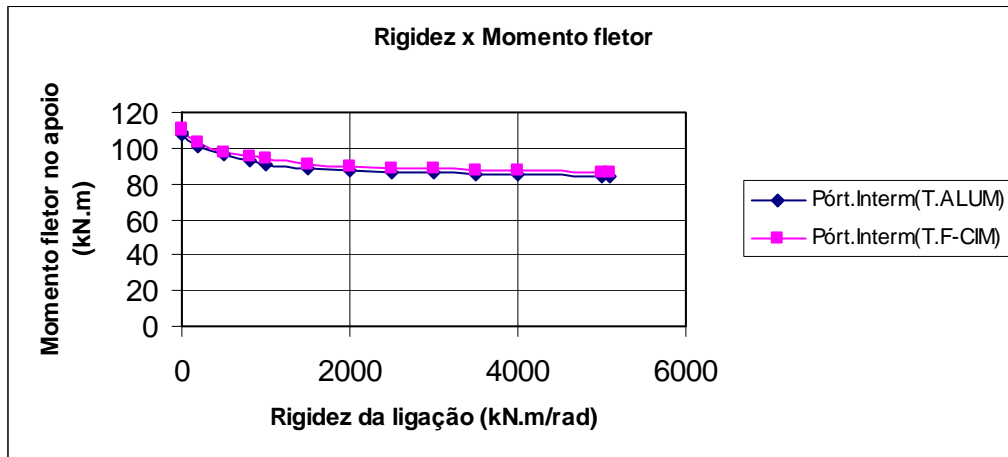


Figura 4.14 - Momento fletor na base do pilar em função da Rigidez da ligação viga-pilar.

Na Figura 4.14 percebe-se que praticamente não há diferenças entre as curvas, considerando o pórtico intermediário e uso dos dois tipos de telhas, mas existe uma redução significativa nos momentos fletores da base do pilar(apoio/fundação) quando se aumenta a rigidez da ligação viga-pilar. Porém, mesmo com a redução nos momentos fletores na base do pilar, no pórtico intermediário os momentos fletores são maiores do que no pórtico frontal.

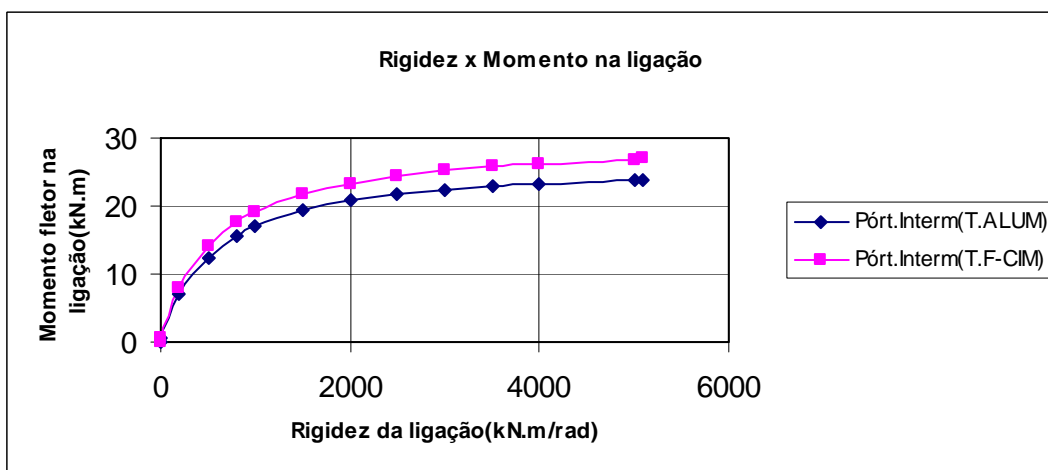


Figura 4.15 - Momento fletor na ligação em função da Rigidez da ligação viga-pilar.

Na Figura 4.15 percebe-se diferenças consideráveis entre as curvas considerando pórtico intermediário do galpão em estudo. Existe um aumento do momento fletor na ligação viga-pilar quando se aumenta a rigidez da mesma, o que era de se esperar. Além disso, quando se utiliza telha de fibro-cimento os momentos fletores nas ligações viga-pilar são sempre maiores do que com o uso do outro tipo de telha. Essas diferenças são menos acentuadas quando a rigidez é baixa, ou seja, quando a ligação viga-pilar se aproxima da articulação.

Além disso, os momentos fletores no pórtico intermediário são maiores do que no pórtico frontal (ver Figura 4.11).

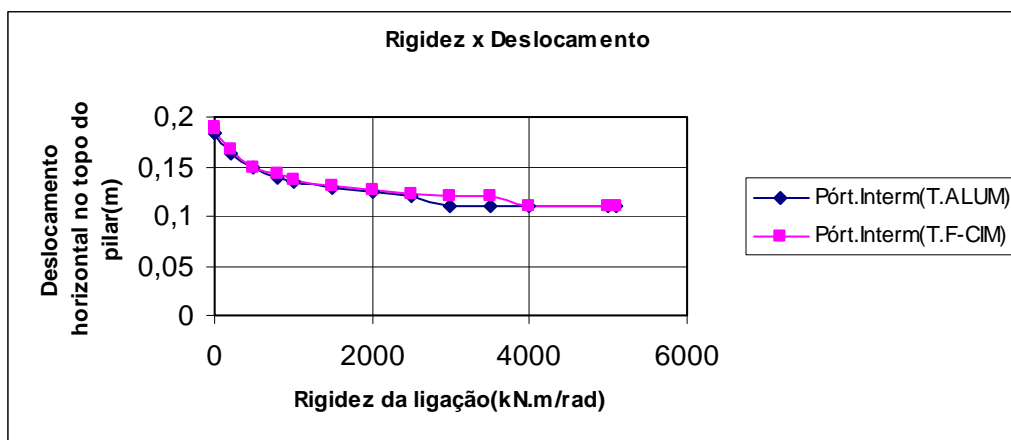


Figura 4.16 – Deslocamento horizontal no topo do pilar em função da Rigidez da ligação.

Na Figura 4.16 não há praticamente nenhuma diferença entre as curvas, ou seja, considerando o pórtico intermediário com o uso de telhas de fibro-cimento ou de alumínio o deslocamento horizontal no topo do pilar é praticamente o mesmo quando se aumenta a rigidez da ligação da condição articulada até o engaste. Porém, existe uma considerável redução dos deslocamentos horizontais no topo do pilar quando se considera a curva individual.

Por outro lado, os deslocamentos horizontais no topo do pilar são maiores do que no pórtico frontal (ver Figura 4.12), o que era de se esperar, já que existe a contribuição da carga de vento nas duas alvenarias adjacentes do galpão.

# Capítulo 5

## Análise dos resultados

### 5.1 Cálculo da Rigidez e Momento fletor de Projeto

Com a utilização das Normas Brasileiras e recomendações propostas na literatura, é feito um confronto dos resultados obtidos.

A partir da Figura 5.1 é possível obter o momento de projeto  $M_E$  e a rigidez de projeto  $K_E$  para a ligação viga-pilar. Tratando-se da situação mais desfavorável para o momento fletor na ligação viga-pilar, verifica-se que o pórtico frontal e intermediário apresentam valores maiores de rotações e momentos fletores com o uso de telhas de fibro-cimento, este foi o motivo pelo qual se optou pela construção do gráfico.

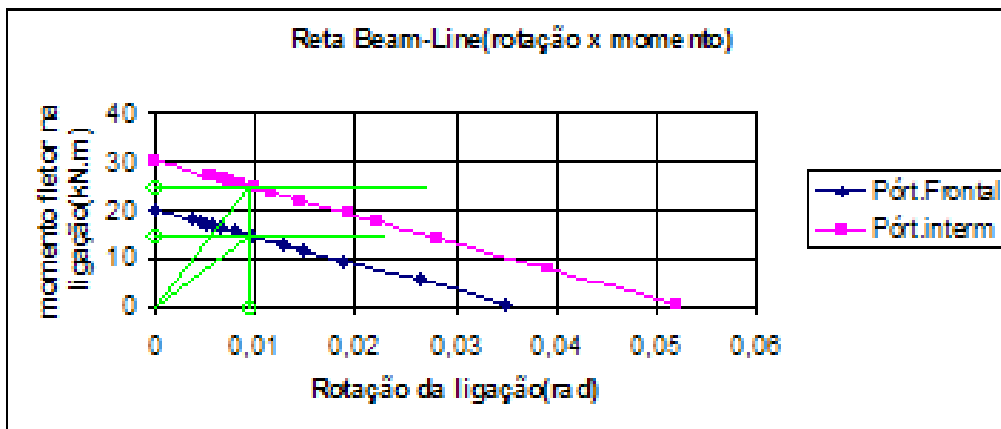


Figura 5.1 – Obtenção do momento de projeto  $M_E$  e rigidez de projeto  $K_E$  através da reta bi-linear.

Verifica-se que para a rotação de  $9,78.10^{-3}$  rad (Tabela 4.3) o momento fletor correspondente é de 24,45 kN.m. Estes valores estão bem representados pela reta bi-linear na Figura 5.1. Percebe-se que a rotação se aproxima de  $1.10^{-2}$  rad que é o limitador para a consideração da linearidade característica do gráfico momento rotação segundo a literatura, já que muitas vezes os momentos fletores

de projeto são atingidos quando se aproxima desta rotação.

Além disso, percebe-se ainda que o momento fletor fica em torno de 81,77% do momento fletor de engastamento perfeito, ou seja, representa uma ligação semi-rígida com restrição alta segundo a (Tabela 2.3). Logo, o momento fletor de projeto e a rigidez são dados pela intersecção da reta beam-line com a reta bi-linear para o pórtico intermediário (ver Figura 5.1), considerando telha de fibrocimento. Com isso chegam-se aos valores de:

$$M_E = 24,45 \text{ kN.m e } K_E = 2500 \text{ kN.m/rad.}$$

## 5.2 Resistência da Ligação ao Esforço Cortante

Para o cálculo da resistência da ligação ao esforço cortante no presente trabalho, é considerado a Equação (2.1) sem considerar a contribuição do atrito para a resistência, mas considerando a restrição parcial ao giro com o coeficiente

$c_r = \frac{\sqrt{2} + 1}{2}$  multiplicando  $c_1$ . Logo,  $F_{vy} = c_r \cdot c_1 \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_{cc,máx} \cdot f_{yb}}$ , que com os dados obtidos no início da simulação numérica, chega-se a:

$F_{vy} = \frac{38,75}{1,4} \text{ kN} > 1,4 \cdot 10,86 \text{ kN}$  (Esforço cortante correspondente à rigidez de projeto multiplicado pelo coeficiente de majoração de ações).

$$F_{vy} = 27,68 \text{ kN} > 15,2 \text{ kN}$$

A ligação em estudo resiste ao esforço cortante correspondente à rigidez de projeto com uma margem de segurança de aproximadamente 45%.

## 5.3 Deslocamento Horizontal Relativo entre a Viga e o Pilar

Para o cálculo do deslocamento horizontal relativo entre a viga e o pilar, são

consideradas as expressões de (2.5) a (2.12). Logo:  $\alpha_{crit} = \frac{a_{vy}}{l_p}$



$$\alpha_{crit} = \frac{a_{vy}}{l_p} = 0,182 \text{ rad}$$

$$l_p = x_1 + x_2 \quad \text{e} \quad x = \frac{F_{V,red}}{q} = \frac{\sqrt{\frac{f_{yd,red}}{f_{cc}}}}{3 \cdot c_1} \cdot \phi_b, \quad \text{como } x \text{ depende da resistência}$$

característica à compressão do concreto e como a resistência do pilar e da viga é a mesma, logo o valor de  $x_1$  e  $x_2$  é o mesmo e deve ser duplicado, então tem-se,

$$l_p = 2x = 3,53 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

Então o deslocamento horizontal relativo seria:

$$a_{vy} = \alpha_{crit} \cdot l_p = 0,0064 \text{ m}$$

Este é o deslocamento que causaria o escoamento da ligação, já que nas formulações leva-se em consideração a tensão de escoamento do chumbador.

#### 5.4 Deslocamento Horizontal Máximo no Topo do Pilar

O deslocamento horizontal máximo no topo do pilar pode ser calculado, segundo a NBR 6118 - 2004, da seguinte forma: considerando o pilar engastado na fundação (pilar em balanço), deve-se considerar o dobro do comprimento do pilar. Então o deslocamento horizontal do nó (ligação viga-pilar) é de:

$$\frac{2L}{250}, \text{ onde } L \text{ neste caso corresponde ao comprimento do pilar, ou seja } 6 \text{ m.}$$

$$\frac{2 \cdot 6}{250} = 0,048 \text{ m} < 0,123 \text{ m} \text{ (Ver Tabela 4.3) - Não passa segundo a Norma. Esse fato}$$

se deve a não consideração da rigidez da alvenaria do galpão interagindo com os pórticos do mesmo, além da esbeltez dos pilares.

A esbeltez do pilar é dada pela Equação (2.33), ou seja:

$$\lambda = \frac{k \cdot L}{r}$$

O índice de esbeltez considerado é o maior valor calculado em relação aos dois eixos coordenados **x** e **y**, ou seja;

$$\lambda_x = \frac{k \cdot L_x}{r_x}$$

$$\lambda_y = \frac{k \cdot L_y}{r_y}$$

O raio de giração é dado pela Equação (2.36):

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{e} \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

O raio de giração é o menor calculado, ou seja:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 6,395 \cdot 10^{-2} \text{ m}, \text{ o valor de } k \text{ considerado é de 2, já que o pilar está sendo}$$

considerado em balanço. O comprimento  $L_y$  do pilar é de 6 m; logo:

$$\lambda_y = \frac{k \cdot L_y}{r_y} = 187,64, \text{ como o limite para que o pilar não seja considerado esbelto é}$$

de 90, logo o pilar é considerado de grande esbeltez segundo a NBR 6118-2004.

## 5.5 Deslocamento Vertical no Topo da Cumeeira e Pilar

Através da simulação numérica é possível obter os valores dos deslocamentos verticais e confrontá-los com os valores calculados pela Norma Brasileira.

A Figura 5.2, mostra a trajetória de equilíbrio para o deslocamento vertical máximo no topo da cumeeira e o deslocamento vertical máximo no topo do pilar

do lado direito do pórtico do galpão, e este último evidencia a curva com o comportamento geometricamente não linear.

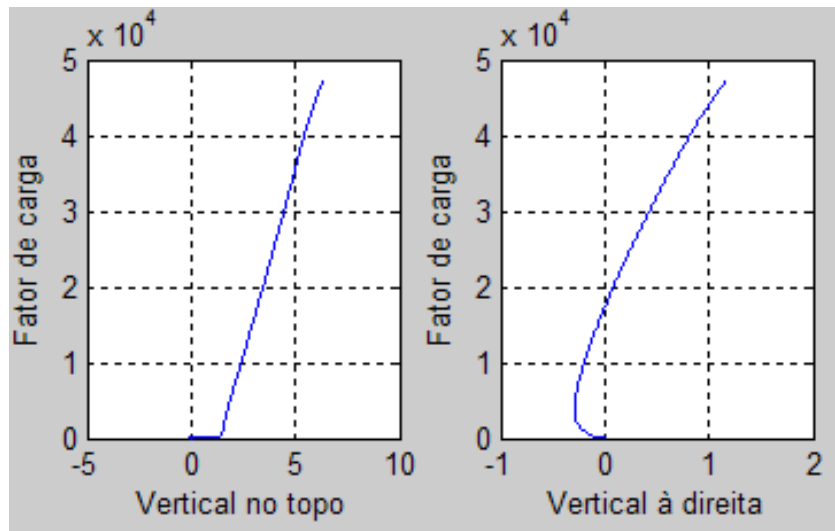


Figura 5.2 – simulação numérica

Considerando um Fator de carga igual a 1 na Figura 5.2, têm-se os seguintes valores.

O deslocamento vertical máximo na cumeeira é de 0,01 m, e o deslocamento vertical máximo no topo do pilar do lado direito do pórtico é de  $1,51 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 1,51 \text{ mm}$  (valor muito pequeno).

O deslocamento vertical máximo no topo da cumeeira é calculado também pela NBR 6118 – 2004, sendo o deslocamento máximo dado por  $\frac{L}{250}$ . Onde  $L$  neste caso, corresponde ao comprimento da viga de cobertura. Considerando o vão da viga de cobertura de 12 m (Figura 4.2), chega-se a:  $\frac{12}{250} = 0,048 \text{ m} > 0,01 \text{ m}$ , calculado no programa MATLAB, considerando o pórtico intermediário com telhas de fibro-cimento e rigidez de projeto de 2500 kN.m/rad, logo está dentro do limite estabelecido pela Norma.

# Capítulo 6

## Conclusões

### 6.1 Considerações Finais

Todas as conclusões e considerações finais no presente trabalho foram tiradas com base nos resultados da simulação numérica e confrontados com os resultados estabelecidos através das normas brasileiras e da literatura.

- Apesar de todos os gráficos possuírem a mesma tendência seja com o uso de telhas de fibro-cimento, seja com telhas de alumínio, tanto para o pórtico frontal quanto para o intermediário, as Figuras 4.1 e 4.5 (reta Beam-Line para a ligação em estudo), e Figuras 4.3 e 4.7 (momento fletor na ligação em função da rigidez da ligação viga-pilar), mostram diferenças consideráveis quando se usa um dos dois tipos de telhas. Isso se deve ao fato de que a ligação viga-pilar ser sensível ao momento fletor quando se varia o tipo de telha, ou seja, quando há uma pequena variação no peso da cobertura do galpão.
- O momento fletor na base do pilar (ligação pilar-fundação) considerando-se os dois tipos de telhas não apresentou diferenças significativas, tanto para o pórtico frontal como para o intermediário. Esse fato ocorre devido a ligação pilar-fundação não permitir a sensibilidade de momentos fletores quando do uso dos dois tipos de telhas com pequena variação de peso na estrutura.
- Praticamente não houve diferenças em relação aos deslocamentos horizontais no topo do pilar quando se consideram os dois tipos de telhas.
- O momento fletor  $M_E$  e a rigidez  $K_E$  de projeto calculado na simulação numérica e constatado através do gráfico beam-line da Figura 5.1 foi de 24,45 kN.m e 2500 kN.m/rad respectivamente, considerando uma rotação de

0,00978 rad com um limite de 0,01 rad estabelecido experimentalmente em BJORHOVDE (1984) para a consideração da linearidade no comportamento da ligação viga-pilar para estruturas metálicas.

- O limite estabelecido por BJORHVDE (1984) para rotações da ordem de até 0,01 rad se comportou bem no caso do galpão pré-moldado em concreto estudado. Com os resultados obteve-se a classificação para ligações semi-rígidas com restrição média e restrição alta, o que leva a concluir que a aproximação linear apresenta uma boa correlação com o método não linear.
- No caso em estudo não se deve levar em consideração o valor mínimo de rigidez para ligações semi-rígidas dado na Tabela 2.2 definido pelo EUROCODE -3, já que o calculado pela tabela com os dados estabelecidos para o galpão foi de 5091 kN.m/rad, ou seja, na simulação obteve-se um momento fletor na ligação viga-pilar da ordem de 90% do momento fletor de engaste, o que está representando uma ligação considerada como engaste segundo a Tabela 2.3 estabelecida por FERREIRA *et al.* (2002), contrariando o limite mínimo de rigidez para ligações semi-rígidas dado pelo EUROCODE–3, ou seja, correspondente a 20% do momento fletor de engaste segundo a Tabela 2.3.
- Considerando o pórtico intermediário com telhas de fibro-cimento, que é a situação mais desfavorável com relação aos momentos fletores, concluiu-se que existe uma redução de 19,5% para o momento fletor na base do pilar (ligação pilar-fundação), acarretando em menores dimensões da sapata, ocasionando em economia tanto de concreto como de aço.
- O deslocamento horizontal no topo do pilar para a rigidez de projeto é de 12,3 cm, maior do que o estabelecido pela Norma NBR 6118-2004 que é de 4,8 cm calculado. Esse fato seria devido a esbeltez do pilar, além da não consideração das rigidezes das alvenarias.

- A ligação em estudo resiste ao esforço cortante com folga de aproximadamente 45%.
- O deslocamento horizontal relativo da ligação entre a viga e o pilar é de 0,64 cm para que ocorra o escoamento do chumbador, mas como a ligação resiste ao esforço cortante, a ligação não chega ao escoamento. Além disso, não é necessária a consideração, nos escritórios de cálculo, do deslocamento vertical no topo do pilar, visto que o deslocamento é muito pequeno. O deslocamento vertical no topo da cumeeira está dentro do limite estabelecido pela NBR 6118-2004. Além disso, apesar do grande deslocamento horizontal no topo do pilar não houve problemas de estabilidade no galpão como mostra o gráfico da Figura 5.2, e também pelo fato de se tratar de uma estrutura leve.

Ficam como sugestões para trabalhos futuros levando em consideração o tipo de ligação do galpão em estudo, os seguintes fatos:

- Fazer um estudo detalhado da ligação pilar-alvenaria com o objetivo de levar em consideração a rigidez da mesma na simulação numérica do galpão.
- Fazer testes em laboratório simulando a ligação em estudo com o intuito de confrontar com os resultados numéricos obtidos no presente trabalho.
- Utilizar outros programas, até mesmo comerciais de elementos finitos, para um estudo comparativo, tanto quantitativo como qualitativo.
- Fazer um estudo detalhado considerando a espessura da chapa de aço utilizada no chumbador.

## Capítulo 7

### Referências Bibliográficas

- ABCIC PRÉ-MOLDADOS – *Associação Brasileira de construção industrializada em concreto.*
- AMORIM, J.A.; FERREIRA, F.M.G.; LAGES, E.N. (2005). *Um ambiente gráfico interativo para o estudo do comportamento não linear de treliças e pórticos planos.* In: *Proceedings of the XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE 2005, Guarapari/ES.*
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). *NBR 9062 – projetos e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro.*
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2004). *NBR 6118 - projeto de estrutura de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro.*
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). *NBR 6123 – Forças devidas ao vento em Edificações. Rio de Janeiro.*
- BALLARIN, A. W. (1993). *Desempenho das ligações de elementos estruturais pré-moldados de concreto. São Carlos, Tese (Doutorado), EESC-USP, 255p.*
- BARBOZA, A.S.R. (2002). *Comportamento de juntas de argamassa solicitada à compressão na ligação entre elementos pré-moldados. São Carlos, Tese (Doutorado), EESC-USP, 163p.*
- BATHE, K.J. (1996) *Finite Element Procedures.* Prentice-Hall. London.

BATISTA, R.C., *Estabilidade Elástica de Sistemas Mecânicos Estruturais*, LNCC / CNPq, 1982.

BATOZ, J.L.; DHATT, G. (1979) Incremental displacement algorithms for nonlinear problems. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 14, pp. 1262-1267.

BAZANT, Z.P e CEDOLIN, L., *Stability of Structures*, Oxford Uni. Press, 1991.

BAZANT, Z.P.; Planas, J. (1998) *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*. CRC Press. Boca Raton.

BLJUGER, F. (1978). *Non-linear characteristics of joints in compression*. In: *RILEMCEB-CIB SYMPOSIUM MECHANICAL & INSULATING PROPERTIES OF JOINTS OF PRECAST REINFORCED CONCRETE ELEMENTS*, Athens, 1978. *Proceedings*. Athens, RILEM/CEB., p.159-169. BLJUGER, F. (1988). *Design of precast concrete structures*. Ellis Horwood Limited, England, 296p.

BJORHOVDE, R. (1984). *Effect of End Restraint on Column Strength - Practical Applications*. *AISC Engineering Journal*. V.20, N ° 1, pp 1-13.

BJORHOVDE, R. (1990). *Classification System for Beam-to-Column Connections*. *J. Struct. Div, ASCE*. V.116, N ° ST11, pp. 3059-3076.

BLJUGER, F. (1988). *Design of precast concrete structures*. Ellis Horwood Limited, England, 296p.

BRAPEL – *Bahia Pré-moldado Estruturais LTDA*, 23 de Maio de 1979.



- BRUN, P.; PICARD, A. (1976). *“Étude d’un Assemblage Imparfaitement Rigide et des Effets de son Utilization dans un Multi-Étage.”*, Rapport gct76-03. Quebec, Université Laval, Département de Génie Civil. 236 p.
- CANHA, R.M.F. (2004). *Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado*. 279p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- CEHOP - Companhia Estadual de Habitação e obras públicas.
- CHAMBERLAIN, Zacarias. *Ações do vento em Edificações*. Disponível em: <http://upf.br/~zacarias>.
- CHANGES A., *Principies of Structural Stability*, Prentice Hall, 1974.
- CHEOK, G.S., LEW, H.S., (1991). *“Performance of Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subject to Cyclic Loading”*. PCI JOURNAL. V.36, n.3, May-June. pp 56-67.
- CHIRKO, A H.; KIRBY, P. A. (1995). *“An Approximate Method for Estimation Bending Moments in Continuous and Semirigid Frames.”* Canadian Journal or Civil Engineering. V. 22, pp 1120-1132.
- CILEL PRÉ-MOLDADOS, Arapiraca, AL, 1976.
- CLARKE, M.J.; HANCOCK, G.J. (1990) A study of incremental-iterative strategies for non-linear analyses. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 29, pp. 1365-1391.
- CRISFIELD, M.A. (1981) A fast incremental/iterative solution procedure that handles 'Snap-through'. *Computer and Structure* 13, pp. 55-62.

CRISFIELD, M.A. (1991) *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures – Volume 1*. John Wiley & Sons. Chichester.

CROLL J.G.A e WALKER A.C, *Elementos de Estabilidade Estrutural*, Editorial Reverté, 1975.

EL DEBS, M.K. (2000). *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações*. São Carlos: EESC/USP.

EL NASCHIE, M.S. (1992) *Stress, Stability & Chaos in Structural Engineering: An Energy Approach*. McGraw-Hill. Singapore.

ELLIOTT, K.S. (1996). *Multi-story precast concrete framed structures*. Oxford: Blackwell Science.

ELLIOTT, K.S., DAVIES, G., GORGUN, H., ADJPARVAR, M. (1998a). *The Stability of Precast Concrete Skeletal Structures*. PCI JOURNAL. Mar-Apr. pp 42-60.

ELLIOTT, K.S., DAVIES, G., MAHDI, A., (1992). *Semi-rigid Joint Behaviour on Columns in Precast Concrete Buildings*. COST 1 Proc. 1st Workshop, Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, E.N.S.A.I.S., Strasborg.

ENGSTRÖM, B. (1985). "Bolted Beam-column Connections for Precast Structures". IN ANAIS: CONNECTIONS BETWEEN PRECAST CONCRETE ELEMENTS-VTT SYMPOSIUM 62, Nordic Seminar, Sweden, 12 March 1985.

ENGSTRÖM , B., (1992). *Combined Effects of Dowel Action on Friction in Bolted*

*Connections. COST 1 Proc. 1st Workshop, Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, E.N.S.A.I.S., Strasborg.*

EUROCODE EC3 (1992). *Design of Steel Structures, Part 1.1, European Committee for Standardization, CEN, Brussels.*

FAFARD, M., PICARD, A., BEAULIEU, D., (1990). "Analyse des Structures Avec Joints à Rigidité Partielle: Une Approche Unifiée". *Canadian Journal of Civil Engineering, V.17, pp. 730-738.*

FEODOSIEV, V.I., *Resistência de Materiais, MIR, 1980.*

FERREIRA, M. A. (1999). *Deformabilidade de ligações viga-coluna em estruturas de concreto pré-moldado. São Carlos, Tese (Doutorado), EESC-USP, 231p.*

FERREIRA, M.A., (1993). *Estudo de Deformabilidades de Ligações para Análise Linear em Pórticos Planos de Elementos Pré-Moldados de Concreto. São Carlos, Dissertação de Mestrado, EESC-USP.*

FERREIRA, M.A., EL DEBS, M.K, ELLIOTT, K.S. *Modelo Teórico para Projeto de Ligações Semi-Rígidas em Estruturas de Concreto Pré-Moldado. In: 44º. CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2002, Belo Horizonte, MG. Anais...São Paulo: IBRACON, 2002 (CD-ROM);*

GERE, J.M.; WEAVER JR, W. (1965) *Análise de Estruturas Reticuladas.* Guanabara Dois. Rio de Janeiro.

GIBBONS, C.; KIRBY, P.A.; NETHERCOT, D.A. (1996). *Calculation of Serviceability Deflections for Non-Sway Frames with Semi-Rigid Connections. Proc. Instn. Civ. Engrs. Structs. & Bldgs.. Vo. 116, May, pp 186-193.*

- HAISLER, W.E.; STRICKLIN, J.A. (1977) Displacement incrementation in nonlinear structure analysis by the self-correcting method. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 11, pp. 3-10.
- HANSELMAN, D.; LITTLEFIELD, B. (1999) *MATLAB 5 - Versão do Estudante - Guia do Usuário*. MAKRON Books. São Paulo.
- HIGDON A.; OHLSEN E.H.; STILES W.B.; WEESE J.A e RILEY W.F., *Mecânica dos Materiais, Guanabara Dois, 1978*.
- JOHAL, L.S.; JENNY, D.P.; SHAIKH, A.F. (1991). *Impact os Past Research and Future Research Needs of the Precast and Prestressed Concrete Industry*. *PCI JOURNAL*, V.36, n.6, pp.52-59.
- JUNIOR, K.B.J. (2005). *Ligação pilar-fundação por meio de cálice em estrutura de concreto pré-moldado com profundidade de embutimento reduzida*. São Carlos, *Dissertação de Mestrado, EESC-USP, 177p*.
- .MONFORTON, G.R., WU, T.S. (1963). "Matrix analysis of semi-rigidly connected frames". *Journal of the Structural Division, ASCE*, V.89, December, pp 13-42.
- ORDOÑEZ, J.A.F. et alii (1974). *Prefabricacion teoria y práctica*". Barcelona, V.2.
- PACOSTE, C.; ERIKSSON, A. (1997) Beam elements in instability problems. *Computer Methods in Applied Mechanics Engineering* 144, pp. 163-197.
- PITANGUEIRA, R.L.; SILVA, R.R. (1997) Formulação Tangente do Método de Controle de Deformações para Análise Não-Linear. In *Anais da XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural*, Volume 3 (Editor: Helena M.C. Antunes), pp. 1091-1100. São Carlos.

PRECAST CONCRETE INSTITUTE, PCI. Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete. Chicago, ILLINOIS, 1988.

PRECAST CONCRETE INSTITUTE, PCI. (1988). *Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete*. Chicago, ILLINOIS.

PRECAST CONCRETE INSTITUTE, PCI, (1992). *Design Handbook*. Vol. 1. Chicago, ILLINOIS.

PROENÇA, S.P.B. (1988). *Sobre modelos matemáticos do comportamento não-linear do concreto: análise crítica e contribuições*. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 271p.

RAGUPATHY, P., VIRDI, K.S., (1996). *Simplified Method to Design Precast Concrete Frames*. (Second Report). Proc. 3rd Workshop, COST C1, Brussels.

SHAMES I.H., *Introdução à Mecânica dos Sólidos*, Prentice-HALL do Brasil, 1983.

SIMITSES G.J., *An Introduction to the Elastic Stability of Structures*, Robert Krieger, 1986.

SIMO, J.C.; Hughes, T.J.R. (1998) *Computational Inelasticity*. Springer-Verlag. New York.

SOARES, A.M.M. (1998). *Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações*. São Carlos, Dissertação (Mestrado), EESC-USP, 217p.

SUCUOGLA, H. (1995). "Effects of Connection Rigidity on Seismic Response of Precast Concrete Frames". PCI JOURNAL. Vol 40, Jan-Feb. , pp. 94-130.

THOMPSON J.M.T e HUNT G.W., *Elastic Instability Phenomena*, John Wiley, 1984.

TIMOSHENKO, S.P.; Gere, J.M. (1963) *Theory of Elastic Stability*. 2<sup>nd</sup> Edition. McGraw-Hill. Auckland.

YANG, Y.B.; McGuire, W. (1985) A Work Control Method for Geometrically Nonlinear Analysis. In *NUMETA 85 - 1985 International Conference on Numerical Methods in Engineering: Theory and Applications*. Edited by J. Middleton & G. N. Pande, University College Swansea, Wales, UK, pp. 913-921.

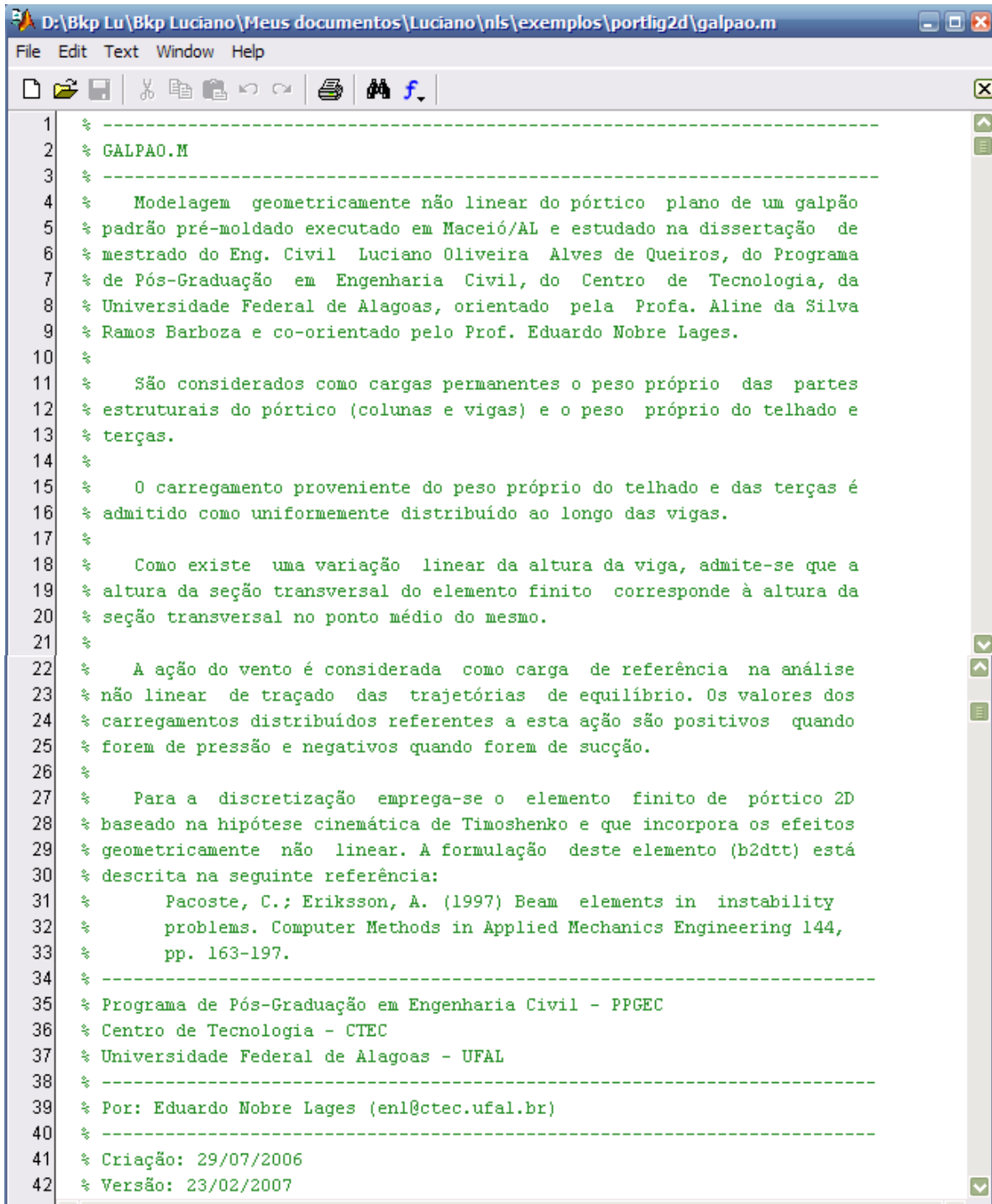
YANG, Y.B.; Shieh, M.S. (1990) Solution Method for Nonlinear Problems with Multiple Critical Points. *AIAA Journal* 28 (12), pp. 2110-2116.

ZIEGLER, H. (1968) *Principles of Structural Stability*. Blaisdell Publishing Company. Waltham, Massachusetts

ZIENKIEWICZ, O.C.; Taylor, R.L. (1991) *The Finite Element Method – Volume 2 – Solid and Fluid Mechanics, Dynamics and Non-linearity*. 4<sup>th</sup> Edition. McGraw-Hill. London.

# ANEXO A

## Interface do programa



```
1  % -----
2  % GALPAO.M
3  % -----
4  % Modelagem geometricamente não linear do pórtico plano de um galpão
5  % padrão pré-moldado executado em Maceió/AL e estudado na dissertação de
6  % mestrado do Eng. Civil Luciano Oliveira Alves de Queiros, do Programa
7  % de Pós-Graduação em Engenharia Civil, do Centro de Tecnologia, da
8  % Universidade Federal de Alagoas, orientado pela Profa. Aline da Silva
9  % Ramos Barboza e co-orientado pelo Prof. Eduardo Nobre Lages.
10 %
11 % São considerados como cargas permanentes o peso próprio das partes
12 % estruturais do pórtico (colunas e vigas) e o peso próprio do telhado e
13 % terças.
14 %
15 % O carregamento proveniente do peso próprio do telhado e das terças é
16 % admitido como uniformemente distribuído ao longo das vigas.
17 %
18 % Como existe uma variação linear da altura da viga, admite-se que a
19 % altura da seção transversal do elemento finito corresponde à altura da
20 % seção transversal no ponto médio do mesmo.
21 %
22 % A ação do vento é considerada como carga de referência na análise
23 % não linear de traçado das trajetórias de equilíbrio. Os valores dos
24 % carregamentos distribuídos referentes a esta ação são positivos quando
25 % forem de pressão e negativos quando forem de sucção.
26 %
27 % Para a discretização emprega-se o elemento finito de pórtico 2D
28 % baseado na hipótese cinemática de Timoshenko e que incorpora os efeitos
29 % geometricamente não linear. A formulação deste elemento (b2dtt) está
30 % descrita na seguinte referência:
31 % Pacoste, C.; Eriksson, A. (1997) Beam elements in instability
32 % problems. Computer Methods in Applied Mechanics Engineering 144,
33 % pp. 163-197.
34 % -----
35 % Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC
36 % Centro de Tecnologia - CTEC
37 % Universidade Federal de Alagoas - UFAL
38 % -----
39 % Por: Eduardo Nobre Lages (enl@ctec.ufal.br)
40 % -----
41 % Criação: 29/07/2006
42 % Versão: 23/02/2007
```

```

43  % -----
44
45  % Parâmetros do modelo que são configuráveis
46  V=7.2;           % Altura máxima (m)
47  v=6;            % Altura mínima (m)
48  H=12;           % Vão entre as colunas (m)
49  Lv=norm([H/2 V-v]); % Comprimento de um trecho inclinado da viga(m)
50
51  melc=5600*sqrt(30)*1000; % Módulo de elasticidade longitudinal das colunas (kN/m^2)
52  melv=5600*sqrt(30)*1000; % Módulo de elasticidade longitudinal das vigas (kN/m^2)
53  metc=melc/(2*(1+0.2)); % Módulo de elasticidade transversal das colunas (kN/m^2)
54  metv=melv/(2*(1+0.2)); % Módulo de elasticidade transversal das vigas (kN/m^2)
55
56  ndivc=12;        % Número de divisões da malha nas colunas
57  ndivv=12;        % Número de divisões da malha nas vigas
58
59  tlig=[1 2 1];    % Ligações na base, c-v e v-v (0:rótula 1:rígida 2:semi-rígida)
60  klig=1000;       % Rigidez das ligações semi-rígidas (kN.m/rad)
61
62  pec=25;          % Peso específico das colunas (kN/m^3)
63  pev=25;          % Peso específico das vigas (kN/m^3)
64
65  tport=1;         % Tipo do pórtico analisado (1:frente 2:intermediário)
66  if tport==1
67  qcobfc=1.468; %Carregamento distr. equivalente à ação do telhado de fibro-cimento e terças (kN/m)
68  qcobal=1.218; % Carregamento distr. equivalente à ação do telhado de alumínio e terças (kN/m)
69  else
70  qcobfc=2.936; %Carregamento distr. equivalente à ação do telhado de fibro-cimento e terças (kN/m)
71  qcobal=2.436; % Carregamento distr. equivalente à ação do telhado de alumínio e terças (kN/m)
72  end
73  ttelha=1;        % Tipo de telha (1:fibro-cimento 2:alumínio)
74  if ttelha==1
75  qcob=qcobfc;     % Carregamento distribuído equivalente à ação do telhado e terças (kN/m)
76  else
77  qcob=qcobal;    % Carregamento distribuído equivalente à ação do telhado e terças (kN/m)
78  end
79  if tport==1
80  qvce=1;          % Carregamento distribuído devido ao vento na coluna esquerda (kN/m)
81  qvve=-2.82;     % Carregamento distribuído devido ao vento na viga esquerda (kN/m)
82  qvvd=-1.2;      % Carregamento distribuído devido ao vento na viga direita (kN/m)
83  qvcd=-1.41;     % Carregamento distribuído devido ao vento na coluna direita (kN/m)
84  else
85  qvce=2;          % Carregamento distribuído devido ao vento na coluna esquerda (kN/m)
86  qvve=-5.64;     % Carregamento distribuído devido ao vento na viga esquerda (kN/m)
87  qvvd=-2.4;      % Carregamento distribuído devido ao vento na viga direita (kN/m)
88  qvcd=-2.82;     % Carregamento distribuído devido ao vento na coluna direita (kN/m)
89  end

```



```

90
91 htc=0.25;           % Altura total da seção transversal da coluna (m)
92 btc=0.20;           % Largura total da seção transversal da coluna (m)
93 hac=0.09;           % Altura da alma da seção transversal da coluna (m)
94 bac=0.09;           % Base da alma da seção transversal da coluna (m)
95 fric=0.8;           % Fator de redução da rigidez à flexão da coluna
96
97 btv=0.20;           % Largura total da seção transversal da viga (m)
98 haiv=0.08;          % Altura inicial da alma da seção transversal da viga (m)
99 hafv=0.38;          % Altura final da alma da seção transversal da viga (m)
100 bav=0.15;          % Base da alma da seção transversal da viga (m)
101 hmv=0.05;           % Altura da mesa da viga (m)
102 friv=0.4;           % Fator de redução da rigidez à flexão da viga
103
104 % Definição dos nós, barras e ligações do modelo
105 if tlig(1)==2
106     nos=[0 0;0 0];
107     lig=[1 2 klig];
108 else
109     nos=[0 0];
110     lig=[];
111 end
112
113 barras=[];
114 noi=size(nos,1);
115
116 for i=1:ndivc,
117     barras=[barras;noi+i-1 noi+i];
118     nos=[nos;0 v/ndivc*i];
119 end
120
121 if tlig(2)~=1
122     nos=[nos;0 v];
123     if tlig(2)==0
124         lig=[lig;size(nos,1)-1 size(nos,1) 0];
125     else
126         lig=[lig;size(nos,1)-1 size(nos,1) klig];
127     end
128 end
129
130 noi=size(nos,1);
131
132 for i=1:ndivv,
133     barras=[barras;noi+i-1 noi+i];
134     nos=[nos;H/2/ndivv*i v+(V-v)/ndivv*i];
135 end

```

```

136
137 if tlig(3)~=1
138     nos=[nos;H/2 V];
139     if tlig(3)==0
140         lig=[lig;size(nos,1)-1 size(nos,1) 0];
141     else
142         lig=[lig;size(nos,1)-1 size(nos,1) klig];
143     end
144 end
145
146 noi=size(nos,1);
147
148 for i=1:ndivv,
149     barras=[barras;noi+i-1 noi+i];
150     nos=[nos;H/2+H/2/ndivv*i V-(V-v)/ndivv*i];
151 end
152
153 if tlig(2)~=1
154     nos=[nos;H v];
155     if tlig(2)==0
156         lig=[lig;size(nos,1)-1 size(nos,1) 0];
157     else
158         lig=[lig;size(nos,1)-1 size(nos,1) klig];
159     end
160 end
161
162 noi=size(nos,1);
163
164 for i=1:ndivc,
165     barras=[barras;noi+i-1 noi+i];
166     nos=[nos;H v-v/ndivc*i];
167 end
168
169 if tlig(1)==2
170     nos=[nos;H 0];
171     if tlig(1)==0
172         lig=[lig;size(nos,1)-1 size(nos,1) 0];
173     else
174         lig=[lig;size(nos,1)-1 size(nos,1) klig];
175     end
176 end
177
178 if tlig(1)==0
179     apoios = [1 1 1 0;size(nos,1) 1 1 0];
180 else
181     apoios = [1 1 1 1;size(nos,1) 1 1 1];
182 end
183
184 topoe=1;
185 topoc=1;
186 topod=1;

```

```

187 for i=2:size(nos,1),
188     if nos(i,1)==0 & nos(i,2)>nos(topoe,2)
189         topoe=i;
190     end
191
192     if nos(i,1)==H/2 & nos(i,2)>nos(topoc,2)
193         topoc=i;
194     end
195
196     if nos(i,1)==H & nos(i,2)>nos(topod,2)
197         topod=i;
198     end
199 end
200
201 % Definição das áreas e das inércias dos elementos do modelo
202 astc=btc*htc-(btc-bac)*hac;
203 istc=fric*(btc*htc^3/12-(btc-bac)*hac^3/12);
204
205 ast=astc*ones(1,ndivc);
206 ist=istc*ones(1,ndivc);
207
208 for i=ndivc+1:ndivc+ndivv,
209     s=norm(0.5*(nos(barras(i,1),:)+nos(barras(i,2),:))-nos(barras(ndivc+1,1),:));
210     h=haiv*(Lv-s)/Lv+hafv*s/Lv;
211     ast=[ast btv*(h+2*hmw)-(btv-bav)*h];
212     ist=[ist friv*(btv*(h+2*hmw)^3/12-(btv-bav)*h^3/12)];
213 end
214
215 for i=1:ndivv,
216     ast=[ast ast(ndivc+ndivv-i+1)];
217     ist=[ist ist(ndivc+ndivv-i+1)];
218 end
219
220 ast = [ast astc*ones(1,ndivc)];
221 ist = [ist istc*ones(1,ndivc)];
222
223 % Definição do carregamento de referência devido ao vento
224 crgvar=zeros(size(nos,1),4);
225 for i=1:size(crgvar,1)
226     crgvar(i,1)=i;
227 end

```

```

228
229 for i=1:ndivc,
230     p=norm(nos(barras(i,2),:)-nos(barras(i,1),:),2)*qvce/2;
231     crgvar(barras(i,1),2)=crgvar(barras(i,1),2)+p;
232     crgvar(barras(i,2),2)=crgvar(barras(i,2),2)+p;
233 end
234
235 ang=atan2(V-v,H/2);
236
237 for i=ndivc+1:ndivc+ndivv,
238     p=norm(nos(barras(i,2),:)-nos(barras(i,1),:),2)*qvve/2;
239     crgvar(barras(i,1),2)=crgvar(barras(i,1),3)+p*sin(ang);
240     crgvar(barras(i,1),3)=crgvar(barras(i,1),3)-p*cos(ang);
241     crgvar(barras(i,2),2)=crgvar(barras(i,2),3)+p*sin(ang);
242     crgvar(barras(i,2),3)=crgvar(barras(i,2),3)-p*cos(ang);
243 end
244
245 for i=ndivc+ndivv+1:ndivc+2*ndivv,
246     p=norm(nos(barras(i,2),:)-nos(barras(i,1),:),2)*qvvd/2;
247     crgvar(barras(i,1),2)=crgvar(barras(i,1),3)-p*sin(ang);
248     crgvar(barras(i,1),3)=crgvar(barras(i,1),3)-p*cos(ang);
249     crgvar(barras(i,2),2)=crgvar(barras(i,2),3)-p*sin(ang);
250     crgvar(barras(i,2),3)=crgvar(barras(i,2),3)-p*cos(ang);
251 end
252
253 for i=ndivc+2*ndivv+1:size(barras,1),
254     p=norm(nos(barras(i,2),:)-nos(barras(i,1),:),2)*qvcd/2;
255     crgvar(barras(i,1),2)=crgvar(barras(i,1),2)-p;
256     crgvar(barras(i,2),2)=crgvar(barras(i,2),2)-p;
257 end
258
259 % Consideração do peso próprio das colunas, vigas, telhado e terças no carregamento constante
260 crgcns=zeros(size(nos,1),4);
261 for i=1:size(crgcns,1)
262     crgcns(i,1)=i;
263 end
264
265 for i=1:ndivc,
266     p=norm(nos(barras(i,2),:)-nos(barras(i,1),:),2)*pec*ast(i)/2;
267     crgcns(barras(i,1),3)=crgcns(barras(i,1),3)-p;
268     crgcns(barras(i,2),3)=crgcns(barras(i,2),3)-p;
269 end
270
271 for i=ndivc+1:ndivc+2*ndivv,
272     p=norm(nos(barras(i,2),:)-nos(barras(i,1),:),2)*(pev*ast(i)+qcob)/2;
273     crgcns(barras(i,1),3)=crgcns(barras(i,1),3)-p;
274     crgcns(barras(i,2),3)=crgcns(barras(i,2),3)-p;
275 end

```

```

276
277 for i=ndivc+2*ndivv+1:size(barras,1),
278     p=norm(nos(barras(i,2),:)-nos(barras(i,1),:),2)*pec*ast(i)/2;
279     crgcns(barras(i,1),3)=crgcns(barras(i,1),3)-p;
280     crgcns(barras(i,2),3)=crgcns(barras(i,2),3)-p;
281 end
282
283 % Definição dos módulos de elasticidades dos elementos do modelo
284 mel=[melc*ones(1,ndivc) melv*ones(1,2*ndivv) melc*ones(1,ndivc)];
285 met=[metc*ones(1,ndivc) metv*ones(1,2*ndivv) metc*ones(1,ndivc)];
286
287 % Criação do objeto da classe de modelo
288 mod = portlig2d(nos,barras,apoios,lig,crgvar,crgcns,mel,met,ast,ist);
289
290 % Criação do objeto da classe de algoritmo de controle
291 ec = ecdg(mod,0.1,900,1e-6,20);
292
293 % Mapeamento do equilíbrio
294 [1 u]=resolvedor(ec);
295
296 % Geração de figura com os gráficos das trajetórias dos deslocamentos
297 % horizontal e vertical dos pontos de ligação entre as colunas e as vigas
298 % nos dois lados e entre as vigas no topo do arranjo
299 figure('Name',' PPGEC/CTEC/UFAL - Trajetórias de Deslocamentos',...
300        'Numbertitle','off','Units','Normalized','Position',[0.05 0.1 0.8 0.8]);
301 subplot(2,3,1);
302 plot(u(:,idglib(mod,topoe,1)),1);
303 xlabel('Horizontal à esquerda');
304 ylabel('Fator de carga');
305 grid on
306 subplot(2,3,4);
307 plot(u(:,idglib(mod,topoe,2)),1);
308 xlabel('Vertical à esquerda');
309 ylabel('Fator de carga');
310 grid on
311 subplot(2,3,2);
312 plot(u(:,idglib(mod,topoc,1)),1);
313 xlabel('Horizontal no topo');
314 ylabel('Fator de carga');
315 grid on
316 subplot(2,3,5);
317 plot(u(:,idglib(mod,topoc,2)),1);
318 xlabel('Vertical no topo');
319 ylabel('Fator de carga');
320 grid on
321 subplot(2,3,3);
322 plot(u(:,idglib(mod,topod,1)),1);
323 xlabel('Horizontal à direita');
324 ylabel('Fator de carga');
325 grid on

```

```

326 subplot(2,3,6);
327 plot(u(:,idglib(mod,topod,2)),1);
328 xlabel('Vertical à direita');
329 ylabel('Fator de carga');
330 grid on
331
332 % Geração de figura com os gráficos das trajetórias dos momentos fletores
333 % nos dois apoios das colunas
334 me=zeros(1,length(1));
335 md=zeros(1,length(1));
336
337 for k=1:length(1),
338     for i=[1 length(barras)],
339
340         % Vetor com os graus de liberdade globais das barras
341         glib=glibelm(mod,i);
342
343         % Monta o vetor de deslocamentos locais
344         for j=1:6,
345             if glib(j)~=0
346                 ul(j)=u(k,glib(j));
347             else
348                 ul(j)=0;
349             end
350         end
351
352         % Calcula o vetor de forças internas do elemento no sistema global
353         fl=floc(mod,i,ul);
354
355         % Captura momento
356         if i==1,
357             me(k)=fl(3);
358         else
359             md(k)=fl(6);
360         end
361     end
362 end
363
364 figure('Name',' PPGEC/CTEC/UFAL - Trajetórias dos Momentos Fletores nos Apoios',...
365     'Numbertitle','off','Units','Normalized','Position',[0.1 0.075 0.8 0.8]);
366 subplot(1,2,1);
367 plot(me,1);
368 xlabel('Apoio à esquerda');
369 ylabel('Fator de carga');
370 grid on
371 subplot(1,2,2);
372 plot(md,1);
373 xlabel('Apoio à direita');
374 ylabel('Fator de carga');
375 grid on

```

```

376
377 % Geração de figura com os gráficos das trajetórias dos momentos nas
378 % ligações semi-rígidas c-v, caso existam
379 if tlig(2)==2,
380     mle=zeros(1,length(1));
381     mld=zeros(1,length(1));
382
383     for k=1:length(1),
384         for i=[ndivc ndivc+2*ndivv],
385
386             % Graus de liberdade globais da barra inicial da ligação
387             glib=glibelm(mod,i);
388
389             % Grau de liberdade de rotação da barra inicial da ligação
390             glibroti=glib(6);
391
392             % Graus de liberdade globais da barra final da ligação
393             glib=glibelm(mod,i+1);
394
395             % Grau de liberdade de rotação da barra final da ligação
396             glibrotf=glib(3);
397
398             % Cálculo da rotação relativa na ligação
399             rotrel=u(k,glibrotf)-u(k,glibroti);
400
401             % Cálculo do momento na ligação
402             mlig=klig*rotrel;
403
404             if i==ndivc,
405                 mle(k)=mlig;
406             else
407                 mld(k)=mlig;
408             end
409         end
410     end
411
412     figure('Name',' PPGEC/CTEC/UFAL - Trajetórias dos Momentos nas Ligações',...
413           'Numbertitle','off','Units','Normalized','Position',[0.15 0.05 0.8 0.8]);
414     subplot(1,2,1);
415     plot(mle,1);
416     xlabel('Ligação à esquerda');
417     ylabel('Fator de carga');
418     grid on
419     subplot(1,2,2);
420     plot(mld,1);
421     xlabel('Ligação à direita');
422     ylabel('Fator de carga');
423     grid on
424 end

```

```

425
426 % Geração de figura com os gráficos das trajetórias dos esforços cortante
427 % nos topos das colunas
428 ece=zeros(1,length(1));
429 ecd=zeros(1,length(1));
430
431 for k=1:length(1),
432     for i=[ndivc ndivc+2*ndivv+1],
433
434         % Graus de liberdade globais da barra do topo da coluna
435         glib=glibelm(mod,i);
436
437         % Monta o vetor de deslocamentos locais
438         for j=1:6,
439             if glib(j)~=0
440                 ul(j)=u(k,glib(j));
441             else
442                 ul(j)=0;
443             end
444         end
445
446         % Calcula o vetor de forças internas do elemento no sistema global
447         fl=floc(mod,i,ul);
448
449         % Captura momento
450         if i==ndivc,
451             ece(k)=fl(4);
452         else
453             ecd(k)=fl(1);
454         end
455     end
456 end
457
458 figure('Name',' PPGEC/CTEC/UFAL - Trajetórias dos Esforços Cortante nos Topos das Colunas',...
459 'Numbertitle','off','Units','Normalized','Position',[0.20 0.025 0.8 0.8]);
460 subplot(1,2,1);
461 plot(ece,1);
462 xlabel('Coluna à esquerda');
463 ylabel('Fator de carga');
464 grid on
465 subplot(1,2,2);
466 plot(ecd,1);
467 xlabel('Coluna à direita');
468 ylabel('Fator de carga');
469 grid on

```

Figura A -1 - Interface do programa MATLAB utilizado no presente trabalho.



# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)