

**MÉTODO DE ANÁLISE DE SISTEMAS DESLOCÁVEIS  
COM LIGAÇÕES MISTAS DE AÇO E CONCRETO,  
FUNDAMENTADO TEÓRICA E EXPERIMENTALMENTE**

*Luciene Antinossi Cordeiro da Mata*

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**MÉTODO DE ANÁLISE DE SISTEMAS DESLOCÁVEIS  
COM LIGAÇÕES MISTAS DE AÇO E CONCRETO,  
FUNDAMENTADO TEÓRICA E EXPERIMENTALMENTE**

**ALUNA: LUCIENE ANTINOSSI CORDEIRO DA MATA**

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção  
do título de Doutor em Engenharia de Estruturas

**ORIENTADOR: PROF. DR. GÍLSON QUEIROZ**

Belo Horizonte

Abril de 2005

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**“MÉTODO DE ANÁLISE DE SISTEMAS DESLOCÁVEIS  
COM LIGAÇÕES MISTAS DE AÇO E CONCRETO,  
FUNDAMENTADO TEÓRICA E EXPERIMENTALMENTE”**

Luciene Antinossi Cordeiro da Mata

Tese apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Doutor em Engenharia de Estruturas.”

Comissão Examinadora:

---

Prof. Dr. Gílson Queiroz  
DEES - UFMG - (Orientador)

---

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury  
DEES - UFMG

---

Prof. Dr. José Ricardo Queiroz Franco  
DEES - UFMG

---

Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro  
UFOP

---

Prof. Dr. Eduardo de Miranda Batista  
COPPE - UFRJ

Belo Horizonte, 26 de Abril de 2005.



MATA, LUCIENE ANTINOSSI CORDEIRO DA  
Método de Análise de Sistemas Deslocáveis  
com Ligações Mistas de Aço e Concreto,  
Fundamentado Teórica e Experimentalmente  
[BHte] 2005

03, 277 p. 29,7cm (DEES/EEUFMG, D.Sc.,  
Engenharia Civil, 2005)

Tese – Universidade Federal de Minas Gerais,  
EEUFMG

1. Ligações semirígidas
  2. Estruturas metálicas
  3. Construções mistas aço e concreto
- I. EEUFMG    II. Título (série)

*“ A pesquisa científica, por meio de metodologia racional, permite desenvolver novos caminhos;  
dentre eles, o escolhido pelo pesquisador é sempre um caminho do coração... ”*

*(Baseado em um Provérbio Taoísta)*

*À minha mãe Mary, pelo suporte e incentivo  
sem os quais eu jamais teria chegado até aqui.  
Nas horas de exultação e nos instantes de dificuldades,  
ela sempre soube colher flores de sabedoria no jardim da vida.  
Por todo o amor e carinho dela  
dedico este trabalho.*

## **AGRADECIMENTOS**

*Agradeço a Deus por mais esta conquista.*

*Ao meu orientador, Professor Gilson Queiroz, precursor deste trabalho, pelas valiosas lições de competência em vários momentos difíceis inerentes a uma pesquisa deste nível e, principalmente, por ter acreditado em mim durante todo o tempo.*

*À minha família, especialmente ao meu pai João pelo apoio incondicional e pelas lições de sabedoria, meus irmãos Luciano e Lincoln que sempre estiveram ao meu lado, ao Tio Osvaldo e à Tia Leninha, que sempre estiveram presentes. Agradecimento especial ao Dr. Marcelo de Melo Machado Lopes pela preciosa contribuição, de valor inestimável, durante a fase final da elaboração da Tese.*

*Aos Professores do DEES, em especial ao Prof. Ricardo H. Fakury, Prof. Francisco C. Rodrigues, Prof. Edgar V. Mantilla Carrasco e Prof. Ramon P. da Silva, pelas contribuições importantes em fases decisivas.*

*Aos funcionários do LAEES, em especial ao Erik e ao Hidelbrando, que foram fundamentais para o andamento e finalização de todos os ensaios realizados nesta pesquisa.*

*Aos funcionários do DEES, em especial à Inês, Patrícia e Lucíola (Secretaria do Curso de Pós-Graduação), Fátima e Renata (Secretaria do DEES), e funcionários da EEUFMG, em especial à Maria José (Seção de Compras) e Geralda (Seção de Contabilidade), pela disposição e por sempre terem sido solícitas na utilização dos recursos da Escola.*

*À empresa CODEME Engenharia S.A., pelo suporte financeiro integral para os ensaios das ligações parafusadas, e por viabilizar a realização dos ensaios de nós mistos, com atenção especial para o Eng. Roberval J. Pimenta, Consultor Técnico, que me iniciou no cálculo estrutural e permitiu meu acesso ao acervo da empresa, e para os colaboradores da Fábrica, Gerente Dalton, Sub-Gerente Varonil e Coordenador Moisés Teobaldo, pelas lições de iniciativa e eficiência.*

*Ao Eng. Sílvio V. Chaves, Gerente de Engenharia da USIMINAS MECÂNICA S.A., que incentivou e deu o impulso inicial para este trabalho.*

*À todas as pessoas amigas que me ajudaram a realizar este trabalho, em especial à Enga. Vanessa H. Sevilla Pires (CODEME.) e ao Engo. Paulo Telles Horta (Pollaris Engenharia), sempre solícitos e por terem dado todo o suporte necessário junto ao programa computacional.*

*Aos funcionários e monitores do LAMEC, em especial ao Eliezer, pelo auxílio computacional.*

*À Fundação de Amparo à Pesquisa de Minas Gerais, FAPEMIG, pelo suporte financeiro dado ao projeto de pesquisa para a compra dos protótipos dos ensaios de nós mistos, segunda etapa experimental deste trabalho.*

*Homenagem especial ao Professor Horacio Helman (in memorian)  
pela lição de vida e atenção dispensada durante a fase inicial da  
elaboração da Tese de Doutorado de Luciene Antinossi C. da Mata.*

*Março/2000 – DEMET/EEUFMG*

*(...)*

*- Ouvi uma historinha linda outro dia – diz Morrie. – Fecha os olhos por um momento e eu espero.*

*- É a história de uma ondazinha saltitando no oceano, divertindo-se a valer. Está apreciando o vento e o ar fresco – até que dá com as outras ondas na frente, arrebatando-se na praia.*

*- “Meu Deus, que coisa horrível!”, diz a ondazinha. “É isso que vai acontecer comigo!”*

*Aí chega a outra onda. Vê a primeira, que está triste, e pergunta: - “Por que está triste?”*

*- “Você não está entendendo”, diz a primeira onda, “Vamos todas arrebatando! Nós todas vamos acabar em nada! Não é horrível?”*

*Responde a segunda onda: - “Não, você é que não está entendendo. Você não é uma onda, você é parte do oceano.”*

*Sorrio. Morrie torna a fechar os olhos.*

*- Parte do oceano – diz. – Parte do oceano.*

*Fico olhando a respiração dele, inspirando, expirando, inspirando, expirando...*

*Trecho retirado do livro*

*“A Última Grande Lição – O Sentido da Vida”*

*Mitch Albom*

*Editora Sextante – 11ª Edição, 1997.*

# SUMÁRIO

<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b> .....	xiv
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	xx
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	xxv
<b>RESUMO</b> .....	xxvii
<b>ABSTRACT</b> .....	xxviii
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>1.1 Considerações sobre Ligação e Nó</b> .....	3
<b>1.2 Curvas <i>Momento-Rotação</i> (<math>M-\theta</math>) para Ligações em Geral</b> .....	4
<b>1.2.1 Rigidez</b> .....	6
<b>1.2.2 Resistência</b> .....	8
<b>1.2.3 Capacidade de rotação</b> .....	9
<b>1.3 NÓS MISTOS e Ligações Mistas</b> .....	9
<b>1.4 Vantagens da Utilização das Ligações Mistas</b> .....	10
<b>1.5 Limitações e Recomendações para o uso de Ligações Mistas</b> .....	10
<b>1.6 Tipos de Ligações Mistas Aço e Concreto</b> .....	13
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	19
<b>2.1 Comportamento dos Componentes Básicos das Ligações Mistas</b> .....	19
<b>2.1.1 Largura efetiva da laje de concreto na região de momento negativo</b> .....	21
<b>2.1.2 Barras da armadura envolvidas pelo concreto (com “<i>Tension Stiffening</i>”)</b> .....	21
<b>2.1.2.1 Rigidez de serviço</b> .....	22
<b>2.1.2.2 Resistência última</b> .....	22

2.1.2.3 Capacidade de deformação .....	22
2.1.3 Conectores de cisalhamento .....	28
2.1.3.1 Rigidez de serviço .....	28
2.1.3.2 Resistência última.....	29
2.1.3.3 Capacidade de deformação .....	29
2.1.4 Ligação parafusada entre a mesa inferior e a cantoneira .....	31
2.1.4.1 Rigidez de serviço .....	32
2.1.4.2 Resistência última.....	33
2.1.4.3 Capacidade de deformação .....	34
2.1.5 Ligação parafusada da alma da viga.....	34
2.1.5.1 Rigidez de serviço .....	34
2.1.5.2 Resistência última.....	37
2.1.5.3 Capacidade de deformação .....	39
2.1.6 Resumo dos componentes .....	39
2.2 Comportamento das Ligações Mistas .....	40
2.2.1 Rigidez de serviço (relação $M-\theta$ da ligação) .....	42
2.2.2 Resistência última a momento .....	44
2.2.3 Capacidade de rotação disponível ( $\theta_{dis}$ ) .....	45
2.3 Análise de Sistemas Indeslocáveis com Ligações Mistas.....	45
2.3.1 Considerações gerais.....	45
2.3.2 Análises elástica e rígido-plástica .....	46
2.3.3 Capacidade de rotação necessária ( $\theta_{nec}$ ) .....	51
2.3.4 Influência da interação parcial e do processo de construção na rotação necessária .....	55
2.3.5 Interação momento fletor – força cortante.....	58
2.3.6 Flambagem por distorção.....	58
2.4 Análise de Sistemas Deslocáveis com Ligações Mistas.....	59
2.4.1 Considerações gerais.....	59
2.4.2 Considerações sobre carregamento da ligação mista, descarregamento, carregamento em sentido oposto e recarregamento .....	61
2.4.2.1 Aplicação de $M^{(+)}$ a partir do sistema descarregado original.....	61
2.4.2.2 Descarregamento de $M^{(-)}$ .....	61
2.4.2.3 Aumento adicional de $M^{(-)}$ .....	62

2.4.2.4 Modelo de RICHARD e REGRA DE MASING.....	63
2.4.3 Ensaio experimentais com variação do carregamento.....	64
2.4.4 Métodos existentes para a análise de sistemas deslocáveis com ligações mistas.....	65
2.4.4.1 Método da rigidez secante .....	65
2.4.4.2 Método de CHRISTOPHER & BJORHOVDE .....	66
2.4.4.3 Proposta de LEON .....	67
2.4.4.4 Proposta de MALECK & WHITE.....	67
2.4.4.5 Modelo mecânico da ligação mista .....	69
2.4.5 Degeneração da rigidez de serviço da ligação .....	71
2.4.6 Capacidade de rotação para garantir mecanismos plásticos associados a cargas verticais e horizontais .....	71
<b>3 OBJETIVO E METODOLOGIA .....</b>	<b>72</b>
3.1 Objetivo .....	72
3.2 Metodologia .....	73
<b>4 MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO .....</b>	<b>75</b>
4.1 Campo de Aplicação e Descrição do Método .....	75
4.1.1 Campo de aplicação .....	75
4.1.2 Descrição do método .....	75
4.1.2.1 Fase de concretagem .....	76
4.1.2.2 Fase final - ações verticais .....	77
4.1.2.3 Fase final - ações horizontais de vento e nocionais.....	79
4.1.2.4 Reações de apoio.....	82
4.2 Fundamentação Teórica.....	82
4.2.1 Nó típico de pilar intermediário.....	82
4.2.2 Comportamento da estrutura – estado limite último .....	83
4.2.3 Comportamento da estrutura em serviço .....	89
4.2.4 Síntese do comportamento da estrutura .....	90
4.3 Fundamentação Experimental .....	91
4.3.1 Necessidade de ensaios experimentais.....	91
4.3.2 Ensaio das ligações parafusadas inferiores .....	91

4.3.2.1	Descrição geral dos protótipos, montagem e instrumentação .....	91
4.3.2.2	Principais resultados e conclusões.....	93
4.3.3	Ensaio dos NÓS MISTOS .....	97
4.3.3.1	Considerações gerais .....	97
4.3.3.2	Descrição geral dos protótipos, montagem e instrumentação .....	101
4.3.3.3	Principais resultados e conclusões.....	106
4.4	Quadro Resumo do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO .....	118
<b>5</b>	<b>IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL E EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DO MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO .....</b>	<b>119</b>
5.1	Fluxograma.....	119
5.2	Implementação .....	143
5.2.1	ETAPA I – SISTEMA INDESLOCÁVEL .....	143
5.2.2	ETAPA II – SISTEMA DESLOCÁVEL .....	148
5.3	Implementação de Ligações Semirígidas no Programa PP.EXE – PÓRTICO PLANO (DEES/UFMG.....)	155
5.4	Exemplos de Aplicação .....	156
5.4.1	PRIMEIRO EXEMPLO – pórtico e carregamento simétricos (3 vãos e 1 andar) .....	156
5.4.2	SEGUNDO EXEMPLO – pórtico e carregamento assimétricos (3 vãos e 2 andares).....	163
5.4.3	TERCEIRO EXEMPLO – pórtico e carregamento assimétricos (3 vãos e 3 andares).....	177
<b>6</b>	<b>MÉTODO DE ANÁLISE AVANÇADO.....</b>	<b>191</b>
6.1	Descrição .....	191
6.2	Aferição de Resultados do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO.....	194
6.2.1	PRIMEIRO EXEMPLO – pórtico e carregamento simétricos (3 vãos e 1 andar) .....	194
6.2.2	SEGUNDO EXEMPLO – pórtico assimétrico (3 vãos e 2 andares).....	197
6.2.3	TERCEIRO EXEMPLO – pórtico assimétrico (3 vãos e 4 andares) .....	200

<b>7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>203</b>
<b>7.1 Conclusões.....</b>	<b>203</b>
<b>7.2 Recomendações para Trabalhos Futuros.....</b>	<b>208</b>
<b>8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>209</b>
<b>9 BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>219</b>

**ANEXO A – RLP - RELATÓRIO DE ENSAIO DAS LIGAÇÕES PARAFUSADAS**

**ANEXO B – RNM - RELATÓRIO DE ENSAIO DOS NÓS MISTOS**

**ANEXO C – IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL DA MATRIZ DE RIGIDEZ NO  
PROGRAMA PP.EXE - DEES / UFMG - PARA O MÉTODO DE ANÁLISE  
PROPOSTO**

**ANEXO D – CÁLCULOS ADICIONAIS, LISTAGEM DE ENTRADA DE DADOS E DE  
RESULTADOS DAS ANÁLISES PARA OS EXEMPLOS NUMÉRICOS**

**ANEXO E – MODELO MECÂNICO DE NÓ PROPOSTO**

**ANEXO F – SHAKEDOWN**

# LISTA DE SÍMBOLOS

## LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

$A$	área
$A_a$	área da seção de aço
$A_c$	área da seção de concreto
$A_{cs}$	área da seção transversal do conector
$A_s$	área da seção transversal da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da mesa de concreto
$B_1$	fator de amplificação de esforços solicitantes de 1 <sup>a</sup> ordem relativos, com os nós da estrutura contidos horizontalmente
$B_2$	fator de amplificação de esforços solicitantes de 1 <sup>a</sup> ordem relativos à translação dos NÓS
$C$	resultante das tensões de compressão, diâmetro do conector, rigidez rotacional
$C_b$	coeficiente relativo à flambagem lateral por torção
$C_m$	coeficiente usado na flexão composta
$C_{red}$	fator de redução para a resistência do conector
$C1$	ligação mista a barlavento do pilar devido à aplicação do vento +X
$C2$	ligação mista a sotavento do pilar devido à aplicação do vento +X
$D_s$	distância do centro de gravidade do perfil metálico ao centro de gravidade da armadura
$E$	módulo de elasticidade
$EA$	rigidez axial
$E_a$	módulo de elasticidade do aço
$E_c$	módulo de elasticidade do concreto
$E_s$	módulo de elasticidade do aço da armadura
$E_{cm}$	módulo de elasticidade secante do concreto
$EI$	rigidez à flexão

$EI^{(+)}$	rigidez à flexão da viga mista na região de momento positivo
$F$	força, ação
$F_{cr}$	tensão crítica de flambagem
$F_c$	força dos conectores
$F_i$	força na ligação inferior
$F_r$	força na armadura
$F_s$	força na armadura
$FR$	fator de redução (0,85 a 0,95)
$G$	módulo transversal de elasticidade
$G_a$	módulo transversal de elasticidade do aço
$H$	força horizontal, diâmetro da cabeça do conector de cisalhamento
$I$	momento de inércia
$I_a$	momento de inércia do perfil metálico
$I_T$	constante de torção de <i>Saint Venant</i> da seção de aço
$K$	rigidez rotacional da ligação secante, rigidez rotacional da ligação inicial, rigidez rotacional da ligação instantânea, coeficiente de flambagem
$K_l$	relação $k_i - K_p$
$K_G$	rigidez linear de descarregamento
$K_G$	rigidez linear para cargas de gravidade
$K_L$	rigidez linear para cargas de gravidade com aplicação do vento
$K_p$	rigidez plástica
$KL$	comprimento efetivo de flambagem
$L$	vão, comprimento, altura do andar entre centros das vigas
$L_b$	comprimento do tramo destravado da viga biapoiada
$L_t$	comprimento de transmissão ou de introdução
$L_x$	distância entre o apoio da viga e uma seção genérica $x$
$L_l$	distância da extremidade da viga à seção de momento nulo
$M$	momento fletor
$M(x)$	momento fletor devido ao carregamento real
$M_l(x)$	momento fletor devido ao momento unitário aplicado na seção extrema
$M_a$	resistência nominal da viga de aço ao momento fletor
$M_d$	momento fletor de cálculo
$M_{dc}$	momento positivo de cálculo para a viga com as duas ligações mistas
$M_{dc}'$	momento de cálculo da viga biapoiada

$M_g$	momento fletor devido às ações de cálculo aplicadas antes da resistência do concreto atingir $0,75f_{ck}$
$M_l$	momento fletor devido às ações de cálculo aplicadas após a resistência do concreto atingir $0,75f_{ck}$
$M_{lt}$	momento fletor de cálculo, obtido por análise de primeira ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais da estrutura
$M_{nt}$	momento fletor de cálculo, com os NÓS da estrutura impedidos de se deslocarem horizontalmente
$M_{pl}$	momento plástico total da viga ou da ligação
$M_{pl}^{(+)}$	momento plástico positivo da viga mista
$M_{Rd}$	momento fletor positivo resistente de cálculo
$M_{uw}$	resistência última a momento das cantoneiras da alma
$M_{ulig}$	resistência última a momento da ligação
$M_w$	parcela de momento fletor de uma cantoneira da alma
$M_y$	momento positivo correspondente ao início de escoamento da viga mista
$M_0$	momento de referência
$M^{(+)}$	momento fletor positivo na viga mista
$M^{(-)}$	momento fletor negativo na viga mista
$N$	força normal, resultante de tensões normais, parâmetro de forma da curva de Richard
$N_c$	resistência de cálculo da seção de concreto à plastificação total pela força normal
$N_{cr}$	carga crítica de flambagem elástica por flexão
$N_e$	carga crítica de flambagem elástica por flexão
$N_{lt}$	força normal de cálculo, obtida por análise de primeira ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais da estrutura
$N_n$	valor da força normal para o qual se admite momento devido à imperfeição inicial do pilar igual a zero
$N_{nt}$	força normal de cálculo, com os nós da estrutura impedidos de se deslocarem horizontalmente
$N_s$	valor da força normal na barra da armadura na seção da fissura
$P_{br}$	cargas nocionais
$P_{Rd}$	resistência de cálculo de um conector
$P_{rk}$	resistência característica de um conector

$PL$	carga concentrada
$Q$	coeficiente relativo à flambagem local
$Q_n$	somatório das resistências nominais individuais dos conectores de cisalhamento entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo
$R$	carga de um conector de cisalhamento, força em um parafuso
$R_l, R_o$	forças de referência de Richard
$R_n$	resistência nominal
$R_u, R_{ult}$	resistência última
$S$	espaçamento entre parafusos na direção da força;
$T$	resultante das tensões de tração, altura mínima da cabeça do conector de cisalhamento
$U_2$	fator de amplificação de esforços solicitantes de 1a. ordem relativos à translação dos nós
$UDL$	carga distribuída uniformemente
$V$	força cortante
$V_h$	força de cisalhamento longitudinal do sistema misto
$V_{pw}$	resultante das forças de tração ou de compressão nas duas cantoneiras
$W$	módulo resistente
$W_u$	carga total

#### LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

$\bar{y}$	distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço
$a$	altura da parte comprimida da laje de concreto, distância entre as vigas, distância da face do elemento de apoio até o primeiro conector
$a'$	distância do primeiro conector à face do elemento suporte
$a_y$	distância da ligação esquerda à primeira seção com momento de escoamento
$b$	largura
$b_y$	distância da ligação esquerda à segunda seção com momento de escoamento
$c$	espessura de concreto, rigidez rotacional
$d$	altura da seção de aço, diâmetro, espessura da mesa comprimida de concreto

$d_b$	diâmetro dos parafusos
$d_l$	distância do centro de gravidade da seção da viga de aço até a face superior desta viga
$dM$	momento fletor na ligação instantâneo
$d_p$	distância do centro de gravidade da fôrma à face superior da laje
$e$	excentricidade, braço de alavanca, base dos logaritmos neperianos, distância do centro de gravidade da fôrma à sua face inferior
$e'$	braço de alavanca
$e_p$	distância da linha neutra da fôrma à sua face inferior
$f$	tensão resistente
$f_{bck}$	resistência característica do concreto à compressão biaxial
$f_c$	resistência última do concreto à compressão
$f_{ck}$	resistência característica do concreto à compressão
$f_t$	resistência última do concreto à tração
$f_{tk}$	resistência característica do concreto à tração
$f_{ctm}$	resistência média à tração do concreto
$f_u$	limite de resistência do à tração dos aços estruturais
$f_{ub}$	limite de resistência do à tração do aço do parafuso
$f_y$	limite de escoamento do aço
$f_{yr}$	limite de escoamento da barra de armadura
$g_c$	gabarito de furação da cantoneira
$h$	altura da alma
$h_c$	altura de concreto acima da fôrma, dimensão da seção do elemento de apoio na direção paralela à armadura
$h_f$	altura da fôrma metálica
$h_n$	distância da linha neutra plástica ao centro de gravidade da seção
$h_p$	valor correspondente ao dobro da altura da região comprimida da alma, com a seção plastificada pelo momento fletor, sem descontar a altura de filete de solda de composição
$h_s$	altura de centro a centro das mesas da viga de aço
$i$	inferior, inicial
$k$	rigidez rotacional da ligação, coeficiente devido ao decréscimo da tensão de tração, rigidez à flexão, soma da espessura da mesa com o raio de curvatura, rigidez de serviço

$k_c$	rigidez de serviço do conjunto de conectores na região de momento negativo
$k_{des}$	rigidez de serviço para sistema deslocável
$k_i$	rigidez elástica inicial, rigidez de serviço da ligação inferior
$k_{ind}$	rigidez de serviço para sistema indeslocável
$k_{lig}$	rigidez de serviço
$k_{sc}$	rigidez inicial de um conector obtida em ensaio
$l$	comprimento
$n$	número de conectores na região de momento negativo necessários para desenvolver a resistência das barras de armadura, relação modular, número de parafusos, parâmetro da curva de Richard
$n'$	número de conectores na região de momento negativo necessários para desenvolver a resistência das barras de armadura ou número real de conectores nesta região, o que for menor
$n_{cs}$	número de conectores de cisalhamento por nervura
$q$	carga distribuída
$q_n$	resistência nominal do conector
$r$	raio de giração
$s$	deslizamento relativo do conector de cisalhamento, parcela de resistência a cisalhamento do concreto
$s_c$	espaçamento longitudinal dos conectores
$t$	espessura, parcela de resistência a cisalhamento da armadura e da fôrma
$t_f$	espessura da mesa
$t_{sd}$	parcela de resistência a cisalhamento da fôrma
$t_w$	espessura da alma
$u_c$	capacidade de deformação dos conectores
$u'_c$	escorregamento entre a laje e o perfil metálico na situação de serviço
$u_i$	capacidade de deformação da ligação inferior
$u'_i$	deslocamento da ligação inferior na situação de serviço
$u_r$	capacidade de deformação da armadura
$u'_r$	alongamento da armadura na situação de serviço
$w_k$	abertura aceitável das fissuras
$x_n$	comprimento de viga, a partir do apoio, sujeito a momento negativo
$y$	distância da armadura à face superior da viga de aço

$y_c$	distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga de aço até sua face superior
$y_t$	distância do centro de gravidade da parte tracionada da seção da viga de aço até sua face inferior
$z_0$	distância vertical entre o centróide da mesa comprimida de concreto e o centróide da seção mista (sem armadura)

## LETRAS GREGAS

$\bar{\lambda}$	parâmetro de esbeltez
$\Delta$	deslocamento, alongamento
$\Delta\varepsilon$	salto de deformação na armadura
$\alpha$	coeficiente que define a altura da região comprimida da alma na seção plastificada, relação entre propriedades da seção mista e da seção de aço, coeficiente que leva em conta o efeito Rüsçh
$\alpha_c$	fator que leva em conta a distribuição das tensões na espessura da laje de concreto
$\beta$	coeficiente que leva em conta o aparecimento e o aumento da abertura das fissuras, coeficiente para determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo
$\varepsilon$	deformação, coeficiente auxiliar
$\varepsilon_{smu}$	deformação última da armadura envolvida pelo concreto
$\varepsilon_{smy}$	deformação correspondente ao início do escoamento da armadura envolvida pelo concreto
$\delta$	deslocamento, flecha, relação entre resistências de cálculo à plastificação total por força normal da seção de aço e da seção mista
$\delta_0$	0,8 para barras de alta ductilidade
$\rho$	fator de redução da resistência devido à flambagem, taxa de armadura, peso específico do concreto
$\lambda$	índice de esbeltez
$\mu$	coeficiente de atrito

$\nu$	coeficiente de Poisson, resistência ao fluxo para cada plano de cisalhamento, coeficiente utilizado na determinação da rigidez inicial dos conectores
$\psi$	relação entre momentos, fator de utilização em combinação de ações
$\theta$	rotação relativa, rotação da seção extrema da viga, capacidade de rotação
$d\theta$	rotação relativa da ligação instantânea
$\varphi$	rotação pura do elemento
$\tau$	tensão de cisalhamento
$\tau_{sm}$	tensão de aderência média ao longo do comprimento de introdução
$\sigma$	tensão normal
$\delta_0$	contraflecha da viga
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	tensões principais
$\gamma_a$	peso específico do aço
$\alpha_c$	coeficiente devido à distribuição das tensões de flexão na seção transversal
$\gamma_c$	peso específico do concreto, coeficiente de segurança
$\lambda_c$	parâmetro de esbeltez
$\rho_{lt}$	taxa de armadura
$\rho_{lt}$	fator de redução para flambagem lateral por distorção
$\lambda_{lt}$	parâmetro de esbeltez relativo à flambagem lateral por distorção
$\varepsilon_{smu}$	deformação última da armadura envolvida pelo concreto
$\phi$	diâmetro, coeficiente de segurança da resistência, curvatura, deformação, rotação
$\Sigma H_d$	soma das forças horizontais de cálculo do pavimento analisado
$\Sigma N_{Sd}$	soma das forças normais de cálculo em todos os pilares do pavimento analisado

## ÍNDICES

$G$	carga permanente
$L$	cantoneira
$N$	associado à força normal
$R$	resistente
$S$	solicitante

<i>a</i>	aço
<i>b</i>	flexão, parafuso
<i>c</i>	concreto, compressão, ligação, centro, corda, pilar, conector
<i>car</i>	carregamento
<i>cr</i>	crítico
<i>cs, sc</i>	conector de cisalhamento
<i>d</i>	de cálculo
<i>des</i>	descarregamento
<i>disp</i>	disponível
<i>e</i>	efetivo, elástico
<i>(e)</i>	componente elástica
<i>ef</i>	efetivo
<i>f</i>	mesa, fôrma, interação total
<i>h</i>	horizontal
<i>i</i>	inicial, inferior
<i>k</i>	característico
<i>m</i>	seção mista, médio
<i>n</i>	nominal, negativo
<i>nec</i>	necessária
<i>01</i>	comprimentos do trecho de momento negativo da uma das duas vigas mistas adjacentes
<i>02</i>	comprimentos dos trechos de momento negativo da outra viga dentre duas vigas mistas adjacentes
<i>p</i>	pilar, plástico, positivo, fôrma, chapa
<i>(p)</i>	componente plástica
<i>pl</i>	plástico
<i>q</i>	associado à ação da carga na viga biapoiada
<i>r</i>	armadura
<i>s</i>	cisalhamento painel, armadura
<i>ser</i>	serviço
<i>t</i>	tração
<i>tan</i>	rigidez rotacional da ligação instantânea
<i>tr</i>	seção transformada, seção mista
<i>u</i>	último

$w$	alma
$x, y$	eixos da seção transversal
$y$	início do escoamento

#### ABREVIATURAS

AISC	American Institute of Steel Construction
AISI	American Iron and Steel Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
AWS	American Welding Society
CISC	Canadian Institute of Steel Construction
ECCS	European Convention for Constructional Steelwork
LRFD	Load and Resistance Factor Design
NBR	Norma Brasileira
SCI	Steel Construction Institute

# LISTA DE FIGURAS

## CAPÍTULO 1

1.1	NÓ REAL e seus componentes (LEON & ZANDONINI, 1992 [6])	3
1.2	Relação entre momento fletor e rotação relativa dos elementos apoiado e suporte	4
1.3	Rotação relativa para momentos equilibrados (LEON & ZANDONINI, 1992 [6])	5
1.4	Rotação na região do painel da alma do pilar	5
1.5	Definição de rigidez da ligação (LEON <i>et al</i> , 1996 [8])	7
1.6	Caracterização do comportamento da ligação (LEON <i>et al</i> , 1996 [8])	8
1.7	Arranjo típico de um piso (SCI-213, 1998 [7])	11
1.8	Ligação mista em um pilar de extremidade	13
1.9	Armadura transversal à armadura principal de uma ligação mista	13
1.10	Ligações mistas com cantoneiras parafusadas na alma e na mesa inferior da viga	14
1.11	Ligações mistas com cantoneira de assento parafusada na mesa inferior da viga	15
1.12	Ligações mistas com chapa de extremidade de altura total (“ <i>flush endplate</i> ”)	16
1.13	Ligações mistas utilizadas em sistemas indeslocáveis	17
1.14	Ligação mista especial adotada em um sistema deslocável	18

## CAPÍTULO 2

2.1	Ligação mista para sistemas indeslocáveis	20
2.2	Ligação mista para sistemas deslocáveis ou indeslocáveis	20
2.3	Diagrama do comportamento idealizado, <i>tensão-deformação</i> , da armadura tracionada envolvida pelo concreto (HANSWILLE, 1997 [17])	23
2.4	Distribuição de deformação na armadura e no concreto fissurado (BODE <i>et al</i> , 1997 [18])	24
2.5	Disposição dos centróides da seção mista e mesa comprimida de concreto	26
2.6	Alongamento da armadura que ocorre nos comprimentos de introdução $L_t$	27
2.7	Curva aproximada OABD (ARIBERT, 1996 [21])	30
2.8	Relação <i>carga-deslocamento</i> de ELSATI & RICHARD, 1996 [60]	32
2.9	Ligação com cantoneiras superior, duplas na alma e de apoio	36

2.10	Deformação das cantoneiras superior, de alma e de apoio	36
2.11	Modelo da cantoneira de alma deformada (LORENZ <i>et al</i> , 1993 [28])	37
2.12	Posição da linha neutra plástica (QUEIROZ <i>et al</i> , 2001 [16])	38
2.13	Distribuição da força cortante plástica e das tensões de compressão nas cantoneiras da alma sob tração e compressão (QUEIROZ <i>et al</i> , 2001 [16])	39
2.14	Fissuras do modelo <i>MPLT2</i> (QUEIROZ <i>et al</i> , 2000 [12])	41
2.15	Curvas <i>momento-rotação</i> - modelos <i>MPLT1</i> e <i>MPLT2</i> (QUEIROZ <i>et al</i> , 2000 [12])	41
2.16	Comparação de resultados numéricos e experimentais (QUEIROZ <i>et al</i> , 2000 [12])	41
2.17	Modelo para a rigidez do conjunto da ligação mista	42
2.18	Modelo para os deslocamentos dos componentes da ligação mista	43
2.19	Fase elástica	47
2.20	Redistribuição plástica de momentos fletores	48
2.21	Análise rígido-plástica	49
2.22	Plastificação da seção transversal mista (interação total, QUEIROZ <i>et al</i> [16])	50
2.23	Método para determinação da <i>capacidade de rotação necessária</i> (LI <i>et al</i> , 1996 [36])	52
2.24	Deformações da viga (COUCHMAN & WAY, 1999 [32])	54
2.25	Curvaturas da viga (COUCHMAN & WAY, 1999 [32])	55
2.26	Tipo de ligação mista para pórticos deslocáveis	60
2.27	Sistema de classificação segundo o EUROCODE 3 (ENV 1993-1-1:1997 [26]) e o EUROCODE 4 (ENV 1994-1-1:1992 [39])	60
2.28	Curva <i>M-θ</i> completa para uma ligação mista típica (LEON <i>et al</i> , 1996 [8])	61
2.29	Exemplo de uma curva <i>M-θ</i> para uma ligação mista sujeita a carregamentos cíclicos (ALEMDAR <i>et al</i> , 2000 [43] e LEON & ZANDONINI, 1992 [6])	62
2.30	Pórtico deslocável e as correspondentes respostas da ligação mista (MALECK & WHITE, 2000 [44])	62
2.31	<i>Carregamento-descarregamento-recarregamento</i> em sentido contrário das ligações (REYES-SALAZAR & HALDAR, 1999 [46])	64
2.32	Curva <i>momento-rotação</i> completa obtida de ensaio da ligação mista com laje maciça (LEON 1990 [2])	65
2.33	Ensaio da ligação mista com laje maciça (AMMERMAN & LEON, 1987 [52])	65

2.34	Modelo de rigidez secante para a relação <i>momento-rotação</i> da ligação (MALECK & WHITE, 2000 [44])	66
2.35	Modelo de rigidez de CHRISTOPHER & BJORHOVDE para a relação <i>momento-rotação</i> da ligação	67
2.36	Modelo da relação <i>momento-rotação</i> da ligação (MALECK & WHITE, 2000 [44])	68
2.37	Aplicação dos momentos nas ligações (MALECK & WHITE, 2000 [44])	69
2.38	Modelo mecânico de NÓ – IBK (QUEIROZ & TSCHEMMERNEGG)	70
2.39	Carregamento desbalanceado para a direita (ECCS-109, 1999 [14])	70

#### CAPÍTULO 4

4.1	Modelo para análise elástica do sistema indeslocável	78
4.2	Modelo para análise plástica do sistema indeslocável	79
4.3	Modelo para análise elástica do sistema deslocável	81
4.4	NÓ típico de pilar intermediário e curva $M-\theta$ da ligação mista	83
4.5	Deformada do NÓ típico de pilar intermediário e curva $M-\theta$ da ligação mista	84
4.6	Distribuição dos esforços solicitantes no NÓ	85
4.7	Deformada do NÓ típico de pilar intermediário para ações verticais e horizontais e curva $M-\theta$ da ligação mista	86
4.8	Deformada do NÓ típico de pilar intermediário para retirada das ações horizontais e curva $M-\theta$ da ligação mista	88
4.9	Deformada do NÓ típico de pilar intermediário para carregamento horizontal em sentido contrário e curva $M-\theta$ da ligação mista	88
4.10	Situação limite de “ <i>shakedown</i> ” elástico	89
4.11	Dimensões das ligações parafusadas – montagem para ensaio	92
4.12	Instrumentação para o sistema de aquisição de dados ( <i>SAD</i> , ANEXO A - RLP)	93
4.13	Comportamento <i>carga-deslocamento</i> das ligações parafusadas ensaiadas	94
4.14	Comportamento <i>carga-deslocamento</i> – Caso 1	95
4.15	Comportamento <i>carga-deslocamento</i> – Caso 11	95
4.16	Comparação das rigidezes de ensaios com a teórica do AISC – LRFD, 1999 [58]	96
4.17	Comparação das rigidezes normalizadas de ensaios com a teórica do EUROCODE 3, ENV - 1993-1-1, 1997 [26]	97
4.18	Localização da fissura principal – ENSAIO 08	99
4.19	Posicionamento das barras na largura efetiva da laje	100

4.20	<b>Modelo 1/4</b> – Conjunto 1 e Conjunto 2 (ANEXO B – RNM)	103
4.21	<b>Modelo 2/4</b> – Conjunto 1 e Conjunto 2 (ANEXO B – RNM)	103
4.22	<b>Modelo 3/4</b> – Conjunto 1 e Conjunto 2 (ANEXO B – RNM)	104
4.23	<b>Modelo 4/4</b> – Conjunto 1 e Conjunto 2 (ANEXO B – RNM)	104
4.24	Montagem geral das peças para ensaio	105
4.25	Curvas <i>momento-rotação</i> do ENSAIO 01	106
4.26	Curvas <i>momento-rotação</i> do ENSAIO 02	106
4.27	Curvas <i>momento-rotação</i> do ENSAIO 03	107
4.28	Curvas <i>momento-rotação</i> do ENSAIO 04	107
4.29	Curvas <i>momento-rotação</i> do ENSAIO 05	108
4.30	Curvas <i>momento-rotação</i> do ENSAIO 06	108
4.31	Curvas <i>momento-rotação</i> do ENSAIO 07	109
4.32	Curvas <i>momento-rotação</i> do ENSAIO 08	109
4.33	Curvas de rigidezes de serviço - carregamento - <i>ciclos simétricos</i> (III, V, VII) dos ENSAIOS 02 a 08 (ANEXO B - RNM)	113
4.34	Curvas de rigidezes de serviço - descarregamento - <i>ciclos simétricos</i> (III, V, VII) dos ENSAIOS 02 a 08 (ANEXO B - RNM)	113
4.35	Curvas de rigidezes de serviço - carregamento - <i>ciclos assimétricos</i> (IV, VI, VIII) dos ENSAIOS 02 a 08 (ANEXO B - RNM)	114
4.36	Curvas de rigidezes de serviço - descarregamento - <i>ciclos assimétricos</i> (IV, VI, VIII) dos ENSAIOS 02 a 08 (ANEXO B - RNM)	114
4.37	Comparação de comportamentos experimental - teórico	116

## CAPÍTULO 5

5.1	LIGMISTA.EXE: Tela de entrada de dados inicial do programa (PIRES, 2003 [63])	143
5.2	LIGMISTA.EXE: Telas de entrada com as propriedades geométricas dos perfis utilizados para as vigas da linha ( <i>i</i> ) (PIRES, 2003 [63])	143
5.3	LIGMISTA.EXE: Telas de entrada dos parâmetros de dimensionamento (PIRES, 2003 [63])	144
5.4	LIGMISTA.EXE: Telas de entrada dos perfis suportes e dos tipos de ligações das vigas da linha ( <i>i</i> ) (PIRES, 2003 [63])	145

5.5	LIGMISTA.EXE: Entrada dos vãos das vigas mistas e vãos das lajes adjacentes da linha ( <i>i</i> ) - dados utilizados no cálculo da largura efetiva dos trechos positivos e negativos	145
5.6	LIGMISTA.EXE: Entrada dos carregamentos das vigas da linha ( <i>i</i> ) do nível analisado (PIRES, 2003 [63])	146
5.7	LIGMISTA.EXE: Tela de entrada da ligação mista, onde são solicitados dados sobre as barras de armadura, as cantoneiras de alma e a ligação inferior (PIRES, 2003 [63])	146
5.8	LIGMISTA.EXE: Tela do teste de compatibilização dos dados de entrada (PIRES, 2003 [63])	147
5.9	LIGMISTA.EXE: Telas dos resultados após a análise pelo programa GR.EXE (PIRES, 2003 [63])	147
5.10	LM_PORT_DES.EXE: Tela inicial do programa	148
5.11	LM_PORT_DES.EXE: Tela de entrada de dados inicial onde processa-se a ETAPA I, SISTEMA INDESLOCÁVEL com vigas secundárias, para ações verticais de cálculo	149
5.12	LM_PORT_DES.EXE: Tela de associação dos arquivos de resultados do processamento do LIGMISTA.EXE da ETAPA I	150
5.13	LM_PORT_DES.EXE: Tela de entrada de dados para a análise da ETAPA II, SISTEMA DESLOCÁVEL (com apoios laterais fictícios), para ações verticais nominais	151
5.14	LM_PORT_DES.EXE: Tela de entrada de dados da rigidez de serviço para a mola rotacional em todas as fases de análise do pórtico plano	152
5.15	LM_PORT_DES.EXE: Telas de entrada de dados para a análise da fase final para ações horizontais no sentido positivo	153
5.16	LM_PORT_DES.EXE: Telas de entrada de dados para a análise da fase final para ações horizontais no sentido negativo	154
5.17	Tela de entrada de arquivos no pré-processador do programa PP.EXE	155
5.18	PRIMEIRO EXEMPLO: Sistema completo e ligações	156
5.19	PRIMEIRO EXEMPLO: Sistema indeslocável – MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO ( $S_i=2182000 \text{ kNcm/rad}$ )	159
5.20	PRIMEIRO EXEMPLO: Sistema deslocável – MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO ( $S_i = 2182000 \text{ kNcm/rad}$ )	159
5.21	SEGUNDO EXEMPLO: Sistema completo e ligações	163

5.22	SEGUNDO EXEMPLO: Sistema com apoios fictícios - MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO ( $S_i = 3070000 \text{ kNcm/rad}$ ) - ações verticais nominais	167
5.23	SEGUNDO EXEMPLO: Sistema deslocável - MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO $S_i(k_{c-modif}) = 3951000 \text{ kNcm/rad}$ - ações horizontais na direção +X	168
5.24	SEGUNDO EXEMPLO: soma das forças normais nos pilares devido às ações verticais nominais e ações horizontais nominais	172
5.25	SEGUNDO EXEMPLO: soma das forças normais nos pilares devido às ações verticais de cálculo e ações horizontais de cálculo	174
5.26	TERCEIRO EXEMPLO: Sistema completo e ligações	177
5.27	TERCEIRO EXEMPLO: Sistema com apoios fictícios - MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO ( $S_i = 3070000 \text{ kNcm/rad}$ ) - ações verticais nominais	182
5.28	TERCEIRO EXEMPLO: Sistema deslocável - MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO $S_i(k_{c-modif}) = 3951000 \text{ kNcm/rad}$ - ações horizontais na direção positiva +X	182
5.29	TERCEIRO EXEMPLO: soma das forças normais nos pilares devido às ações verticais nominais e ações horizontais nominais	187
5.30	TERCEIRO EXEMPLO: soma das forças normais nos pilares devido às ações verticais de cálculo e ações horizontais de cálculo	189

## CAPÍTULO 6

6.1	Sistema semicontínuo	192
6.2	Curva <i>momento-rotação</i> da ligação mista	193
6.3	Curva <i>momento-rotação</i> da ligação mista – EXEMPLO 6.1	195
6.4	SEGUNDO EXEMPLO: curva <i>momento-rotação</i> da ligação mista	197
6.5	SEGUNDO EXEMPLO: sistema estrutural para ANÁLISE AVANÇADA	198
6.6	TERCEIRO EXEMPLO: curva <i>momento-rotação</i> da ligação mista	200
6.7	TERCEIRO EXEMPLO: sistema estrutural para ANÁLISE AVANÇADA	201

## LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2		
2.1	Resumo dos componentes básicos da ligação mista	40
2.2	Configurações dos modelos das ligações mistas ensaiados no DEES (ALVES, 2000 [13])	41
2.3	<i>Capacidade de rotação necessária</i> em construções escoradas, $f_y = 355 \text{ MPa}$	56
2.4	<i>Capacidade de rotação necessária</i> em construções não-escoradas, $f_y = 355 \text{ MPa}$	56
2.5	<i>Capacidade de rotação necessária</i> em construções não-escoradas	57
CAPÍTULO 4		
4.1	Configuração dos ensaios das ligações parafusadas (ANEXO A - RLP)	92
4.2	Comparação entre as rigidezes inicial e secante baseada nos ensaios e na rigidez inicial do EUROCODE 3 (ANEXO A - RLP)	95
4.3	Carga e deslocamento correspondentes à rigidez de serviço do EUROCODE 3 (ANEXO A - RLP)	96
4.4	Configuração dos ensaios dos NÓS MISTOS (ANEXO B - RNM)	102
4.5	Rigidezes de carregamento e descarregamento – <i>ciclos simétricos</i> (III, V, VII) dos ENSAIOS 02 a 08 (ANEXO B - RELATÓRIO DE ENSAIO DOS NÓS MISTOS - RNM)	111
4.6	Rigidezes de carregamento e descarregamento – <i>ciclos assimétrico</i> (IV, VI, VIII) dos ENSAIOS 02 a 08 (ANEXO B - RELATÓRIO DE ENSAIO DOS NÓS MISTOS - RNM)	112
CAPÍTULO 5		
5.1	Resultados do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO – análise elástica	160
5.2	Resultados do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO – análise plástica	162

## CAPÍTULO 6

6.1	Resultados do MÉTODO AVANÇADO – ações verticais nominais	195
6.2	Resultados do MÉTODO AVANÇADO – ações de cálculo	195
6.3	Comparação de resultados – ações verticais nominais	196
6.4	Comparação de resultados – somente ações verticais de cálculo	196
6.5	Comparação de resultados – ações verticais e horizontais de cálculo	196
6.6	Resultados do MÉTODO AVANÇADO e comparação com o MÉTODO PROPOSTO - ações nominais –	199
6.7	Resultados do MÉTODO AVANÇADO e comparação com o MÉTODO PROPOSTO - ações de cálculo -	199
6.8	Resultados do MÉTODO AVANÇADO e comparação com o MÉTODO PROPOSTO - ações nominais –	202
6.9	Resultados do MÉTODO AVANÇADO e comparação com o MÉTODO PROPOSTO - ações de cálculo -	202

MATA, L. A. *Método de Análise de Sistemas Deslocáveis com Ligações Mistas de Aço e Concreto, Fundamentado Teórica e Experimentalmente. Belo Horizonte, 2005. 277 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.*

## RESUMO

Apresentam-se neste trabalho procedimentos de análise de pórticos deslocáveis com ligações mistas de aço e concreto. Para tanto, faz-se uma abordagem sobre os componentes básicos de uma ligação mista viga-pilar específica, com fôrma metálica incorporada à laje de concreto, onde é proposto um método para a determinação da resistência, da rigidez e da capacidade de rotação, sem inversão do momento fletor. Este método compreende a obtenção de uma curva *momento-rotação* para *carregamento-descarregamento-recarregamento*, considerando-se ações de vento e de gravidade. São também abordados alguns pontos específicos, como a redução da rigidez inicial da ligação mista, a análise elástica de pórticos com ligações mistas em teorias de 1ª e 2ª ordem, bem como considerações sobre a utilização de rigidez secante. Este trabalho é dividido em duas etapas:

- MÉTODO SIMPLIFICADO: implementação das ligações mistas em pórticos planos com uma análise simplificada útil para escritório de projeto, validado pelos resultados de uma ANÁLISE AVANÇADA, bem como por fundamentação teórico-experimental;
- MÉTODO AVANÇADO: utilização de um modelo de elementos finitos, onde são incluídas as não-linearidades física e geométrica.

São incluídos os resultados de 16 (*dezesseis*) ensaios da ligação parafusada da mesa inferior da viga com a cantoneira de assento, cuja resposta não é definida claramente na bibliografia disponível, e de 8 (*oito*) ensaios de NÓS MISTOS com ciclos simétricos e assimétricos de *carregamento-descarregamento-recarregamento*. Com base na pesquisa realizada, propõem-se procedimentos analíticos que complementam o trabalho de LEON (2000).

Faz-se uma análise crítica dos parâmetros que influenciam o comportamento da ligação mista em pórticos deslocáveis, procurando-se transformar os procedimentos mencionados em uma ferramenta útil para a pesquisa e para o projeto de ligações mistas.

*Palavras-chave:* ligações mistas, aço, concreto, pórticos indeslocáveis, pórticos deslocáveis, curvas *momento-rotação*

MATA, L. A. *Analysis Method of Unbraced Systems with Steel Concrete Composite Connections, based on Theoretical Considerations and Experimental Results. Belo Horizonte, 2005. 277 p. Doctorate Thesis - Curso de Pós-Graduação em Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.*

## **ABSTRACT**

This thesis aims at analyzing the behavior of unbraced frames with steel concrete composite connections by means of a survey carried out on the basic components, being steel deck incorporated in the concrete slab. A method to determine the ultimate strength, the stiffness and the rotation capacity is suggested for a specific type of composite connection. This method consists of obtaining a *moment-rotation* curve for *loading-unloading-reloading*, considering wind and gravity loadings. Some specific points are also approached such as the reduction of the initial stiffness of the composite connection, the analysis of the frames with composite connections in theories of  $1^{st}$  and  $2^{nd}$  order, as well as some considerations about the use of the secant stiffness. This work is divided in two steps:

- SIMPLIFIED METHOD: implementation of the composite connections in unbraced frames, providing a simplified analysis useful for designers, validated by the results of an ADVANCED ANALYSIS as well as by theoretical considerations and experimental results.
- ADVANCED METHOD: implementation of a finite element model where physical and geometrical nonlinearities are taken into account.

The results of 16 (*sixteen*) tests of steel seat connections bolted to the lower beam flange are included, because its behavior is not clearly defined in the available literature. The results of 8 (*eight*) tests of composite joints, subjected to symmetric and asymmetric cycles of *loading-unloading-reloading* are also included. According to this research some analytical procedures are suggested to complement LEON's (2000) work. Finally, the parameters that influence the behavior of the composite connection in unbraced frames are critically analyzed, attempting to transform the mentioned procedures in a useful tool for composite connection research and designs.

*Keywords:* composite connections, steel, concrete, braced frames, unbraced frames, moment-rotation curves

# 1

## INTRODUÇÃO

*“É preciso reivindicar o valor da palavra,  
poderosa ferramenta que pode mudar o mundo nessa época  
de satélites e computadores.”*

A utilização de vigas mistas, onde se promove a interação entre a laje de concreto e o perfil de aço, é prática usual desde 1960. As vigas mistas, na maioria, têm sido concebidas como simplesmente apoiadas, com ligações metálicas nas extremidades. A idéia fundamental da ligação mista é partir da ligação metálica de uma viga mista e incorporar a contribuição da laje na resistência a momento.

Do ponto de vista prático, as ligações representam uma parcela pouco significativa no peso total da estrutura. Porém, possuem preços de fabricação e montagem relativamente altos. Avaliando-se estes fatores, soluções que considerem a economia representada pelo uso de ligações mistas merecem uma análise mais refinada. Uma das vantagens econômicas das ligações mistas provém do fato de que as ligações rígidas parafusadas são caras e difíceis de serem montadas quando comparadas com a solução mista. Por sua vez, as ligações flexíveis não consideram uma parcela significativa de resistência que poderia ser considerada de forma a reduzir o custo global da estrutura. O uso de ligações mistas resulta em redução de peso dos perfis metálicos das vigas mistas e/ou de rigidez e resistência do sistema de piso.

Para o estudo do comportamento das ligações em geral parte-se de dois extremos, por simplicidade:

- ligações rotuladas: “*fully pinned*” (HUBER, 1999 [1]);  
“*simple connections*” (LEON, 1990 [2]);
- ligações rígidas totalmente resistentes: “*rigid fully strength*” (HUBER, 1999 [1]);  
“*fully restrained*” (LEON, 1990 [2]).

Estas simplificações resultam em valores incorretos das respostas estruturais, porque, na realidade, as ligações consideradas rígidas possuem alguma flexibilidade e as ligações consideradas rotuladas possuem alguma rigidez. Independente destas classificações, quase todas as ligações utilizadas em grande parte das estruturas reais são essencialmente parcialmente resistentes com diferentes graus de rigidez. Em pesquisas desenvolvidas mostra-se tanto teórica quanto experimentalmente que as ligações estruturais apresentam respostas semirígidas e não-lineares mesmo quando submetidas a baixos níveis de carregamento (BJORHOVDE *et al*, 1990 [3]).

O comportamento semirígido da maioria das ligações tem sido reconhecido, porém ainda pouco utilizado na prática. A principal razão para esta contradição não está no detalhamento, fabricação e montagem, mas, na fase de análise. Os dois principais problemas são a definição das características da ligação e a implementação de tais características na análise estrutural. A maioria das ligações semirígidas têm curvas *momento-rotação* não-lineares e a análise de pórticos incorporando tais curvas requer um procedimento passo-a-passo com várias iterações dentro de cada passo para assegurar o equilíbrio e a convergência. No caso de pórticos deslocáveis a tarefa é complicada pela necessidade de se levar em conta as ações verticais e horizontais, com as últimas causando carregamento em algumas ligações e descarregamento em outras para o mesmo passo de carga. Com o avanço da tecnologia em computadores e software sofisticados, estas dificuldades começam a ser vencidas. Entretanto, o obstáculo mais importante é a não-familiaridade da maioria dos engenheiros com o comportamento de pórticos com ligações semirígidas, uma vez que a distribuição dos esforços solicitantes obtidos pode ser substancialmente diferente daquela obtida com ligações rotuladas ou rígidas.

Pesquisas sobre os diferentes tipos de sistemas estruturais mistos, tais como lajes mistas com fôrma metálica incorporada, vigas mistas, pilares mistos e ligações mistas vêm sendo desenvolvidas nos últimos anos. Na Inglaterra, aproximadamente 40% de todas as construções novas de múltiplos andares utilizam sistemas estruturais mistos (MOORE &

COUCHMAN, 1998 [4]). As ligações mistas aço-concreto são bastante utilizadas nos Estados Unidos e na Europa. No Brasil as ligações mistas só começaram a ser utilizadas recentemente, devido, entre outros fatores, à falta de orientações para o projeto.

Neste trabalho será abordada uma ligação mista para sistemas indeslocáveis e deslocáveis com comportamento semirígido e parcialmente resistente. Salienta-se que tem sido demonstrado experimentalmente (REYES-SALAZAR & HALDAR, 1999 [5]) que, para cargas de serviço, as ligações mistas apresentam rigidezes similares às de ligações consideradas rígidas, porém, são parcialmente resistentes (LEON, 1990 [2]).

### 1.1 Considerações sobre Ligação e Nó

É comum representar vigas e pilares como barras, considerando-se os eixos longitudinais destes elementos para se representar a estrutura. As interseções destes eixos formam os NÓS da estrutura, que são utilizados normalmente em modelos analíticos. A REGIÃO NODAL compreende o NÓ e os comprimentos dos eixos dos elementos afetados localmente pelas ligações. O NÓ REAL, que possui dimensão finita, compreende as LIGAÇÕES, que são os componentes (meios e elementos de ligação) promovendo a conexão mecânica entre o elemento suporte e o elemento apoiado, mais a região afetada destes elementos (FIGURA 1.1).

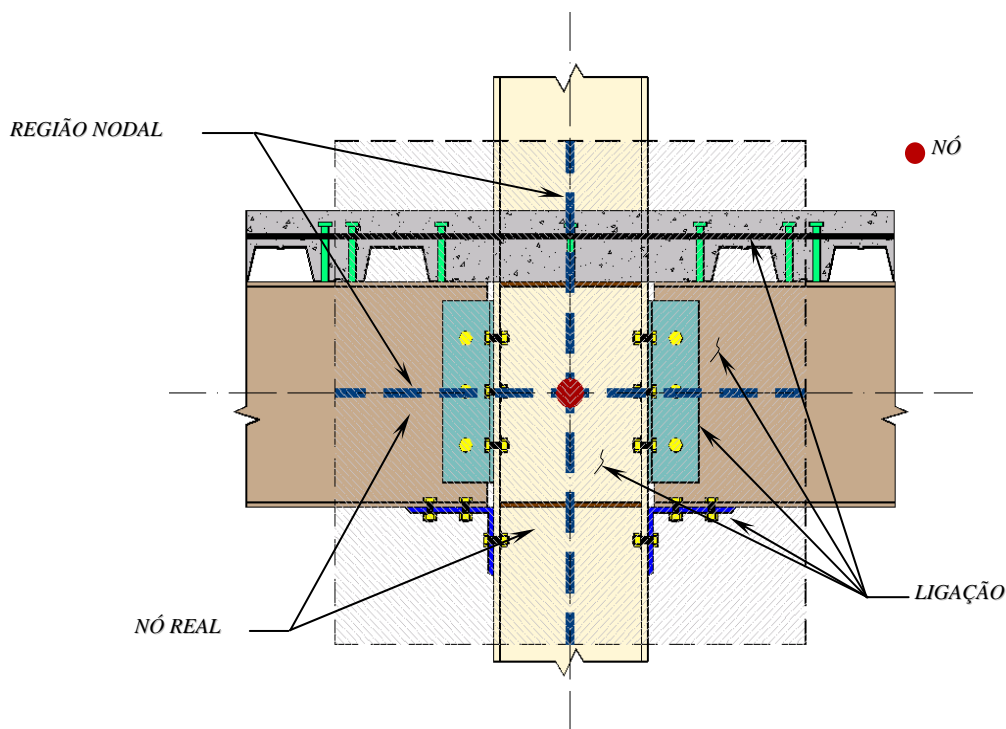


FIGURA 1.1 - NÓ REAL e seus componentes (LEON & ZANDONINI, 1992 [6])

## 1.2 Curvas *Momento-Rotação* ( $M-\theta$ ) para Ligações em Geral

O comportamento de ligações viga/viga ou viga/pilar em estruturas de aço ou mistas (havendo continuidade parcial ou semicontinuidade) pode ser visualizado por meio da curva *momento-rotação*, relação entre o momento fletor atuante na face do elemento suporte e a rotação relativa entre os eixos dos elementos apoiado e suporte (FIGURAS 1.2 e 1.3). Estas curvas são obtidas a partir de protótipos com tamanho real.

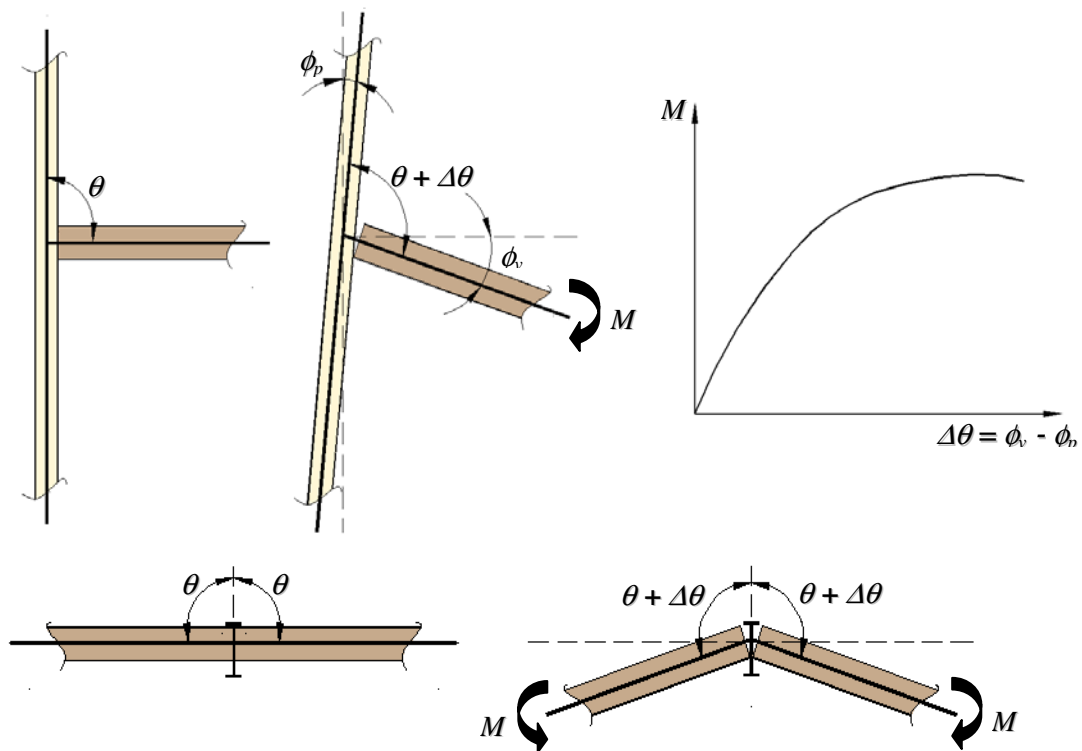


FIGURA 1.2 - Relação entre momento fletor e rotação relativa dos elementos apoiado e suporte

Devem ser considerados os seguintes tipos de deformações no NÓ REAL (QUEIROZ, 1995 [55]): uma devida à rotação  $\Delta\theta$  da ligação propriamente dita, onde se incluem as deformações das regiões do pilar e da viga afetadas localmente pela ligação (FIGURA 1.3); outra devida ao cisalhamento do painel da alma do pilar na região entre as mesas das vigas, no caso de ligações em mesas de pilares e momentos desequilibrados ( $\phi_s$  - FIGURA 1.4-a); e uma devida ao giro do apoio como resposta à flexão imposta ( $\phi_p$  - FIGURA 1.4-b).

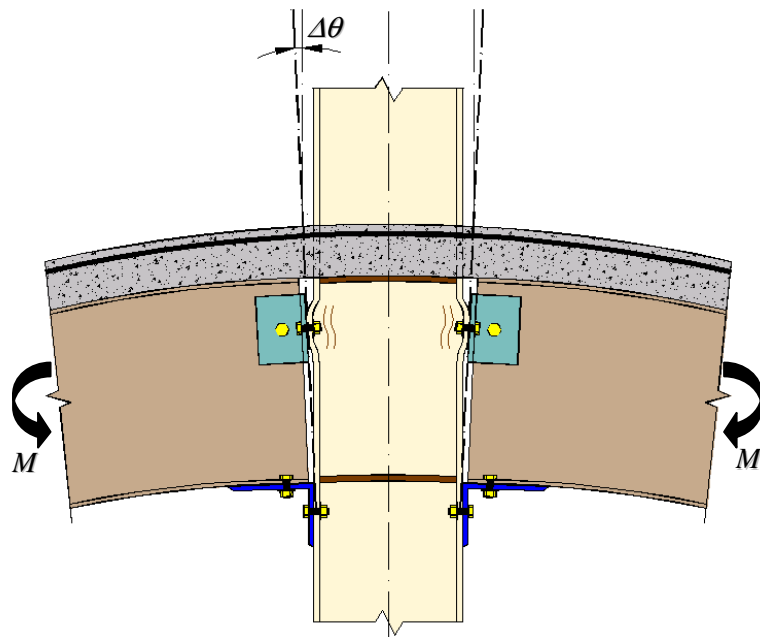
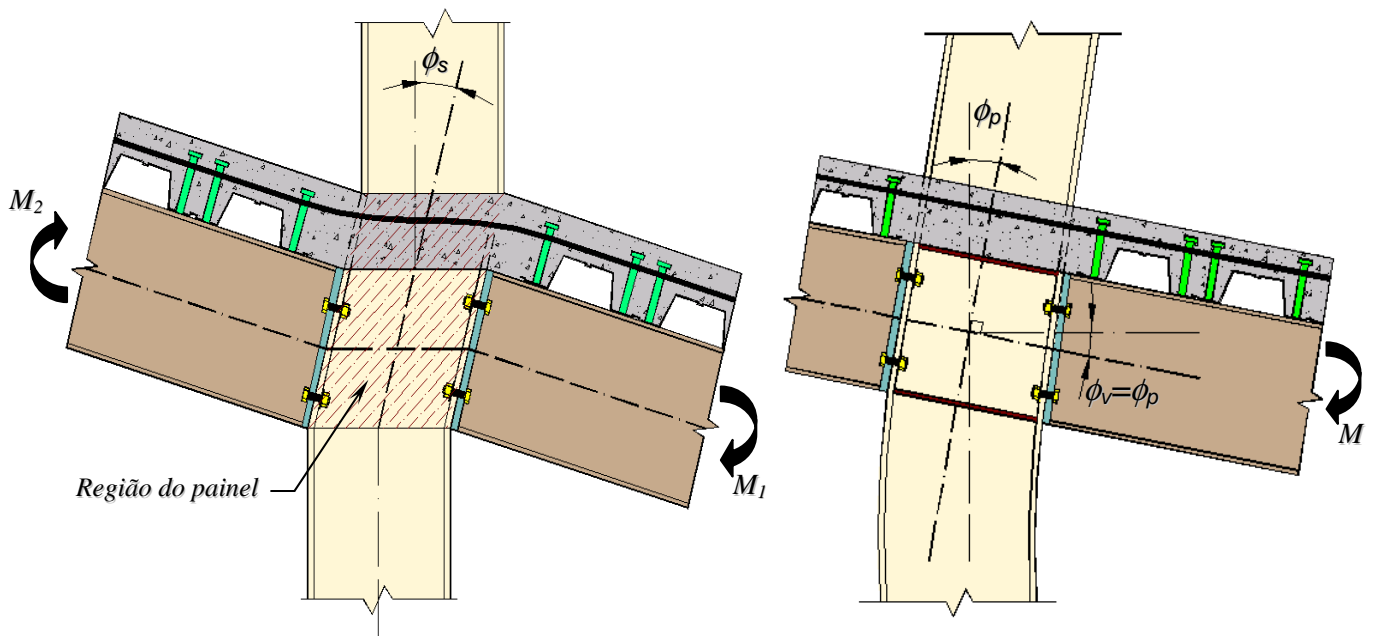


FIGURA 1.3 - Rotação relativa para momentos equilibrados  
(LEON & ZANDONINI, 1992 [6])



(a) Efeito do cisalhamento da alma do pilar

(LEON & ZANDONINI, 1992 [6])

(b) Efeito da flexão do pilar

(SCI-213, 1998 [7])

FIGURA 1.4 - Rotação na região do painel da alma do pilar

Nota-se que a rotação devida à flexão e ao cisalhamento do pilar ( $\phi_p + \phi_s$ , FIGURA 1.4) é de natureza diferente da rotação devida à rotação relativa  $\Delta\theta$  (FIGURA 1.3), pois, na primeira assume-se que o ângulo relativo entre o pilar e a viga permanece inalterado localmente. Observa-se também que no caso do cisalhamento, o eixo do pilar é que se inclina localmente em relação aos trechos externos à ligação.

Por simplicidade, no que se segue a rotação relativa  $\Delta\theta$  passará a ser designada por  $\theta$ .

As principais características da curva *momento-rotação* são: rigidez de serviço, resistência última e capacidade de deformação. A seguir apresentam-se detalhes a respeito de rigidez, resistência e capacidade de deformação.

### 1.2.1 Rigidez

Distinguem-se os seguintes tipos de rigidez de uma ligação (FIGURA 1.5):

- *Rigidez inicial* ( $K_i$ ) - inclinação inicial da curva  $M-\theta$ . Algumas ligações podem apresentar dispersões em ensaios que tornam a definição de  $K_i$  muito difícil (CHRISTOPHER & BJORHOVDE, 1998 [9]);
- *Rigidez de serviço* ( $K_{ser}$ ) - é a rigidez secante da ligação, baseada em um momento de serviço esperado; normalmente trabalha-se com esta rigidez de serviço para determinação de deslocamentos:

$$K_{ser} = \frac{M_{ser}}{\theta_{ser}} \quad (1.1)$$

- *Rigidez tangente* ( $K_{tan}$ ) - ou rigidez instantânea, que geralmente diminui quando o momento aumenta:

$$K_{tan} = \frac{dM}{d\theta} \quad (1.2)$$

- *Rigidez de descarregamento* ( $K_{des}$ ) - a taxa de descarregamento  $M-\theta$  é aproximadamente linear até o momento tornar-se nulo. O descarregamento resulta de cargas impostas que produzem rotações na ligação opostas à rotação inicial.

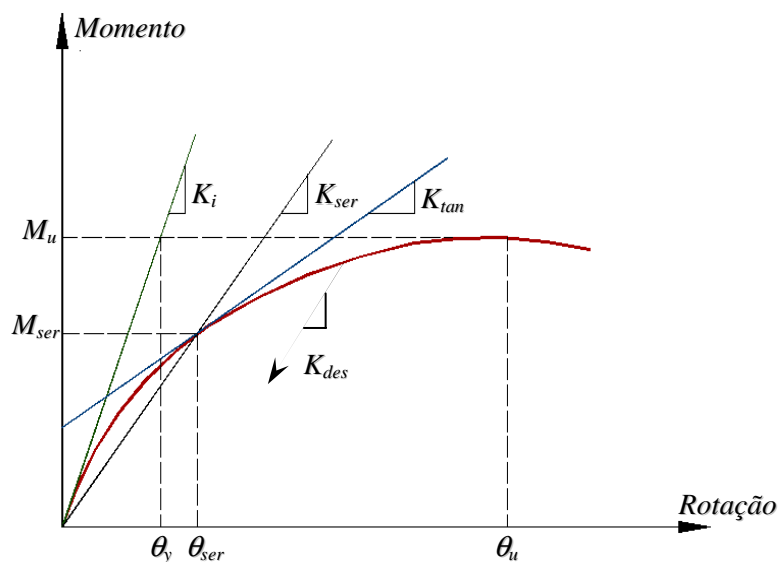


FIGURA 1.5 - Definição de rigidez da ligação (LEON *et al*, 1996 [8])

Costuma-se classificar as ligações em rígidas, semirígidas e flexíveis, em função da rigidez inicial ou de serviço:

- *Rígidas* - a ligação praticamente não apresenta rotação relativa entre a viga e o elemento suporte. Na análise assume-se que o ângulo original entre os eixos da viga e do pilar não é alterado (continuidade total de rotação entre os elementos ligados);
- *Flexíveis* - a ligação apresenta rotação relativa considerável entre a viga e o elemento suporte. O ângulo entre os elementos não se mantém constante, variando com o carregamento;
- *Semirígidas* - a ligação apresenta rotação relativa entre a viga e o elemento suporte; existe uma interdependência no NÓ entre o momento fletor na viga e a variação do ângulo original entre os eixos da viga e do pilar.

## 1.2.2 Resistência

A resistência da ligação é o maior momento que a ligação consegue atingir. Assim, as ligações podem ser classificadas de acordo com a sua capacidade de absorção do momento fletor resistido pela viga, em:

- *Flexíveis* - a ligação apresenta resistência irrelevante ao momento fletor;
- *Parcialmente resistentes* - a resistência da ligação é menor que o momento de plastificação da viga;
- *Totalmente resistentes* - a resistência da ligação é igual ou superior ao momento de plastificação da viga.

Denomina-se sistema semicontínuo àquele onde as ligações são semirrígidas e/ou parcialmente resistentes (HUBER, 1999 [1]).

Na FIGURA 1.6 mostram-se curvas *momento-rotação* esquemáticas:

- ① – ligação rígida, totalmente resistente;
- ② – ligação rígida, parcialmente resistente;
- ③ – ligação semirrígida, totalmente resistente;
- ④ – ligação semirrígida, parcialmente resistente;
- ⑤ – ligação flexível.

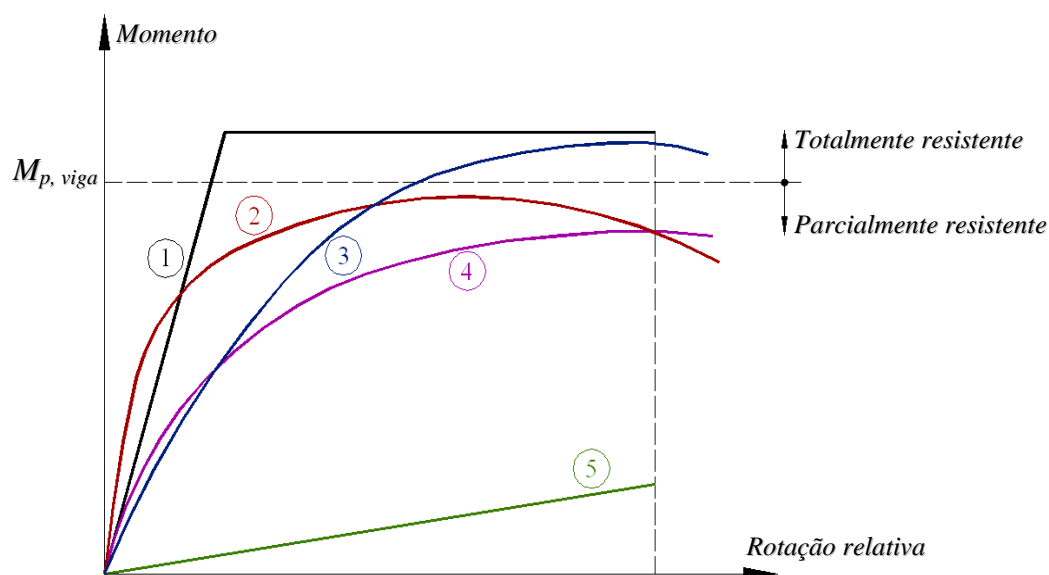


FIGURA 1.6 - Caracterização do comportamento da ligação (LEON *et al*, 1996 [8])

### 1.2.3 Capacidade de rotação

A capacidade de rotação de uma ligação é importante quando esta ligação for rotulada ou de resistência parcial. Distinguem-se:

- *Capacidade de rotação necessária* - rotação de apoio necessária para que se desenvolva um momento  $M$  no vão da viga, normalmente:  $M_y < M < M_p$ , sendo  $M_y$  o momento correspondente ao início do escoamento ( $W \times f_y$ ) e  $M_p$  o momento de plastificação total;
- *Capacidade de rotação disponível* - é aquela que a ligação consegue atingir antes de ocorrer perda substancial de sua resistência.

Para utilização de relações  $M-\theta$  de ligações em análises de estruturas completas, normalmente é suficiente conhecer a relação no início do carregamento (rigidez secante  $K_{ser}$  até a carga de serviço) para a determinação de deslocamentos, bem como os valores  $M_u$  (resistência última) e  $\theta_u$  (rotação última) atingidos pela ligação (QUEIROZ *et al*, 2000 [12]; ALVES, 2000 [13]).

## 1.3 NÓS MISTOS e Ligações Mistas

O NÓ MISTO é aquele localizado na região de interseção de uma viga mista e outro elemento (metálico, de concreto ou misto), tendo como característica principal a utilização da laje armada na transmissão de momentos entre vigas adjacentes ou da viga para o suporte. Tem-se como caso principal a armadura da laje de concreto sujeita à tração. Por outro lado, pode-se ter também compressão na laje, como nos casos de pórticos deslocáveis, para efeitos de ações horizontais. O NÓ MISTO pode conter uma ou mais ligações mistas.

Considera-se a ligação mista semirígida e parcialmente resistente, o que significa que a resistência nominal da ligação é menor do que a resistência plástica da viga mista na região de momento negativo (seção mista formada pelo perfil metálico e pelas barras de armadura). Garante-se assim que, na análise limite, as rótulas plásticas irão se formar nas ligações das extremidades da viga. Saliencia-se que geralmente a resistência da ligação mista é da ordem de 30 a 50% da resistência da viga mista na região de momento positivo e de 60 a 90% da resistência da viga mista a momento negativo (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]).

## 1.4 Vantagens da Utilização das Ligações Mistas

Dentre as vantagens da utilização de ligações mistas podem-se citar as seguintes:

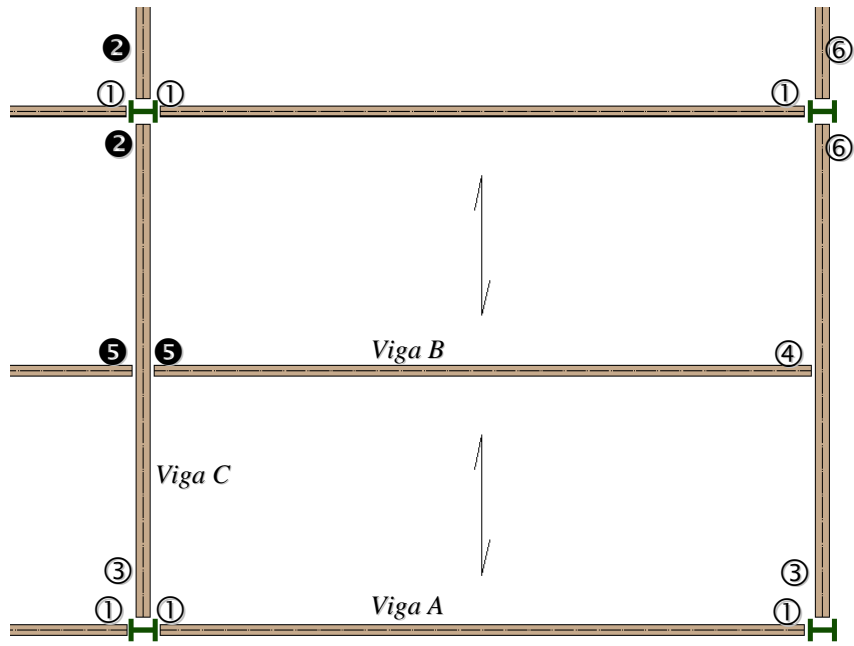
- Redução da altura das vigas (até 25% , com base em alguns projetos já realizados), a qual pode ser importante para a integração da estrutura com as instalações de serviço. Se a redução de altura tiver o objetivo de reduzir custos de revestimento, ela deve ser feita para todas as vigas do piso. Já a redução da altura das vigas em apenas certas regiões, pode ser necessária apenas para facilitar a integração da estrutura com as instalações de serviço;
- Redução do peso das vigas (até 30%, com base em alguns projetos já realizados);
- Redução de flechas e problemas de vibração, devido à ação conjunta com a laje de concreto, dependendo de quanto foi reduzida a seção da viga;
- Grande chance de redução de custo da estrutura, devido à redução de peso;
- Controle de fissuras nas lajes, sobre as linhas de pilares e de vigas, devido ao uso de armadura de reforço no concreto.

Basicamente, otimiza-se um perfil metálico para a fase antes da cura do concreto (construção não-escorada) e, com a ligação mista, valida-se o mesmo perfil na fase após a cura (viga mista).

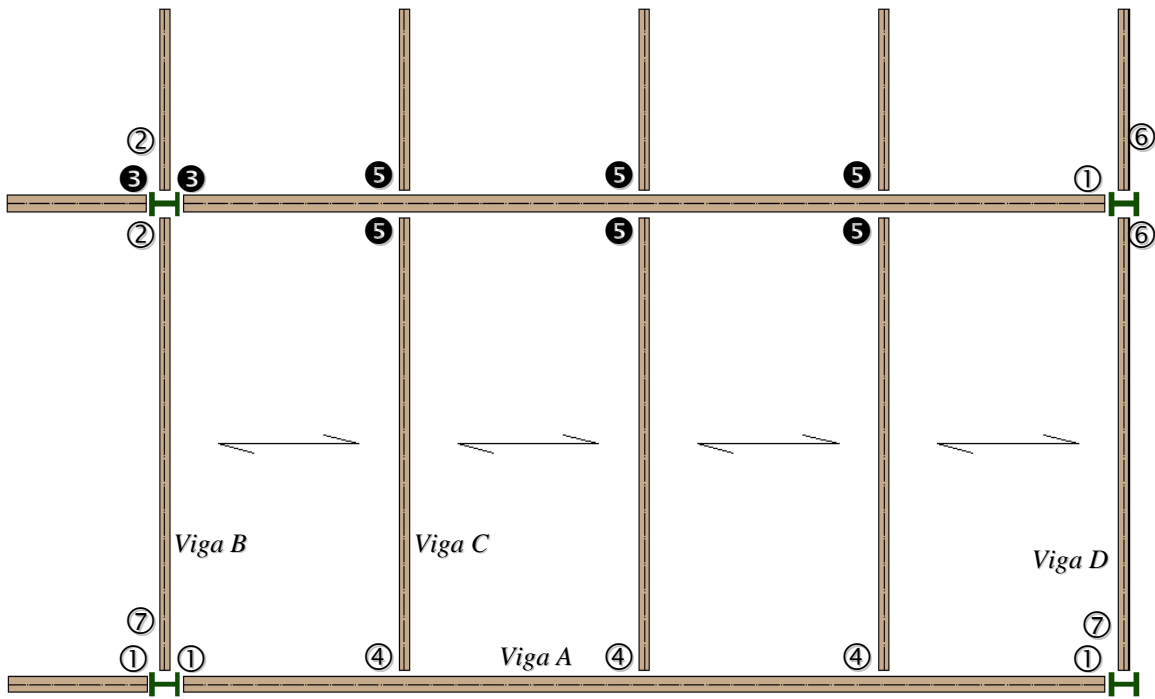
Outra consideração importante é que as ligações rotuladas de vigas mistas exigem uma armadura mínima para evitar fissuração exagerada da laje, que é contínua; com um pequeno acréscimo desta armadura mínima, obtém-se uma armadura suficiente para a ligação mista (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]). Adicionalmente, com a ligação inferior presente na ligação mista, garante-se o alinhamento das mesas inferiores das vigas.

## 1.5 Limitações e Recomendações para o uso de Ligações Mistas

Mostra-se na FIGURA 1.7 duas situações típicas de módulos de vigamento para pisos de edifícios. A *Situação 1* (FIGURA 1.7-a) permite obter vigas principais e secundárias com alturas similares. A *Situação 2* (FIGURA 1.7-b) permite maior quantidade de vigas secundárias com vãos menores, mais leves, porém, a viga principal será mais alta e mais pesada que a da *Situação 1*.



(a) Situação 1



(b) Situação 2

**LEGENDA:**  
 ①, ②, ③, ④, ⑥ *Ligações não-mistas*  
 ②, ③, ⑤ *Ligações mistas*

FIGURA 1.7 – Arranjo típico de um piso (SCI-213, 1998 [7])

Podem-se citar as seguintes recomendações:

- A utilização de ligações mistas em pórticos deslocáveis deve ser limitada a edifícios de até 10 andares (LEON *et al*, 1996 [8]);
- O uso de ligações mistas nas direções dos eixos de maior e menor inércia do pilar pode resultar em problemas de acomodação de armadura necessária, uma vez que a espessura da laje de concreto é limitada. Assim, recomenda-se que as ligações em uma das direções seja não-mista (FIGURA 1.7-a, ligações ① ① ② ② e FIGURA 1.7-b, ligações ② ② ③ ③);
- As ligações não-mistas ③ na extremidade da *viga C* (FIGURA 1.7-a) e ⑦ nas extremidades das *vigas B* e *D* (FIGURA 1.7-b) evitam as complexidades de detalhamentos para as almas dos pilares externos, que aparecem quando a ligação é resistente à momento. Salienta-se que a ligação ① na extremidade esquerda da *viga A* poderia ser mista, mas não o é por uma questão de padronização de perfis (FIGURAS 1.7-a e 1.7-b);
- O uso de ligação não-mista ④ na extremidade da *viga B* (FIGURA 1.7-a) e da *viga C* (FIGURA 1.7-b) evita esforços de torção na viga externa, para os quais ela praticamente não oferece resistência;
- As ligações ⑥ (FIGURAS 1.7-a e 1.7-b) poderiam ser mistas, mas com locação de armadura somente no lado interno do piso (FIGURA 1.8);
- Nas demais posições, as ligações ②, ③ e ⑤ podem ser mistas;

*OBSERVAÇÕES:*

- *É necessário haver uma armadura transversal à armadura principal de uma ligação mista (FIGURA 1.9), devido à fissuração associada ao efeito de Poisson (devido à continuidade da laje nas duas direções, surgem tensões de tração que se opõem à tendência de encurtamento transversal: LEON et al, 1996 [8] e SCI-213, 1998 [7]);*
- *No caso de momentos desequilibrados a armadura transversal à principal é necessária também para garantir a transmissão da força de contato entre a laje e o pilar do lado apropriado (ECCS-109, 1999 [14] e SCI-213, 1998 [7]);*

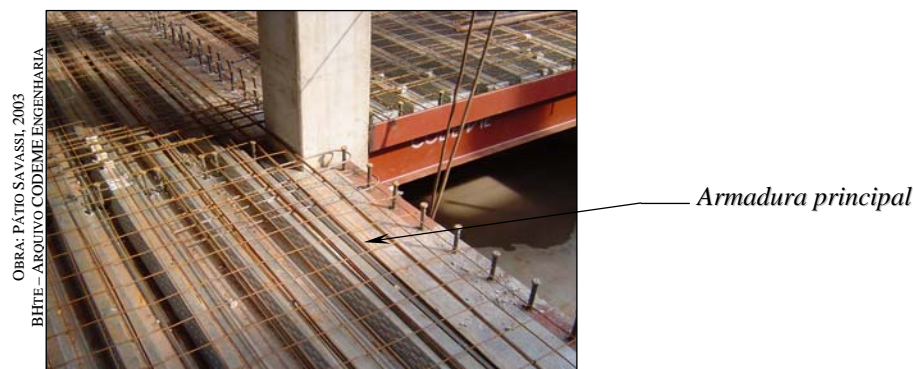


FIGURA 1.8 – Ligação mista em um pilar de extremidade

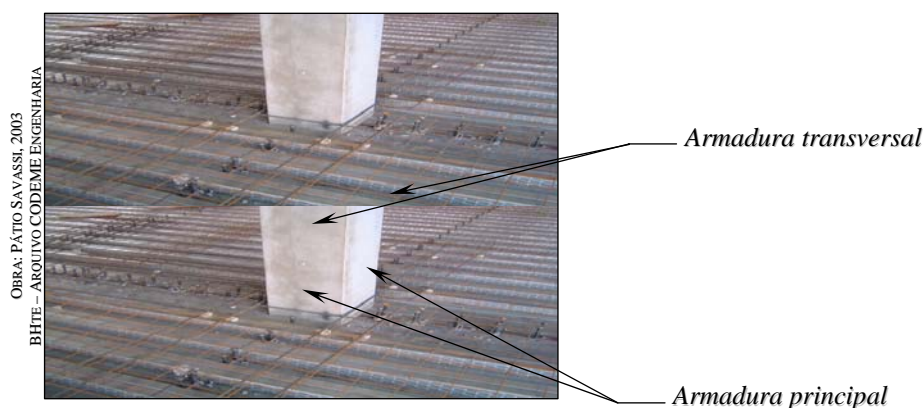


FIGURA 1.9 – Armadura transversal à armadura principal de uma ligação mista

- **UTILIZAÇÃO ECONÔMICA:** como comentado anteriormente, no caso de sistemas indelocáveis, procura-se projetar uma ligação mista tal que o perfil metálico necessário para a fase antes da cura seja suficiente para a fase após a cura. Se a viga mista correspondente a esse perfil puder resistir a todas as cargas (antes e depois da cura) na situação birrotulada, evidentemente a ligação mista não se aplica.

## 1.6 Tipos de Ligações Mistas Aço e Concreto

Apresentam-se nas FIGURAS 1.10 a 1.12 três tipos de ligações mistas. Nas FIGURAS 1.10-b, 1.11-b e 1.12-a as ligações podem pertencer a sistemas deslocáveis. Salienta-se que o NÓ mostrado na FIGURA 1.10-b constitui o escopo deste trabalho, onde se analisam apenas os componentes da ligação mista (barras da armadura superior, conectores de cisalhamento, ligação inferior e cantoneiras da alma). Não se analisam outros elementos da ligação que afetam a sua rigidez (deformações locais da mesa e da alma do pilar na região comprimida pela ligação inferior e na região comprimida pela laje de concreto, quando há desequilíbrio de momentos, e cisalhamento local da alma do pilar).

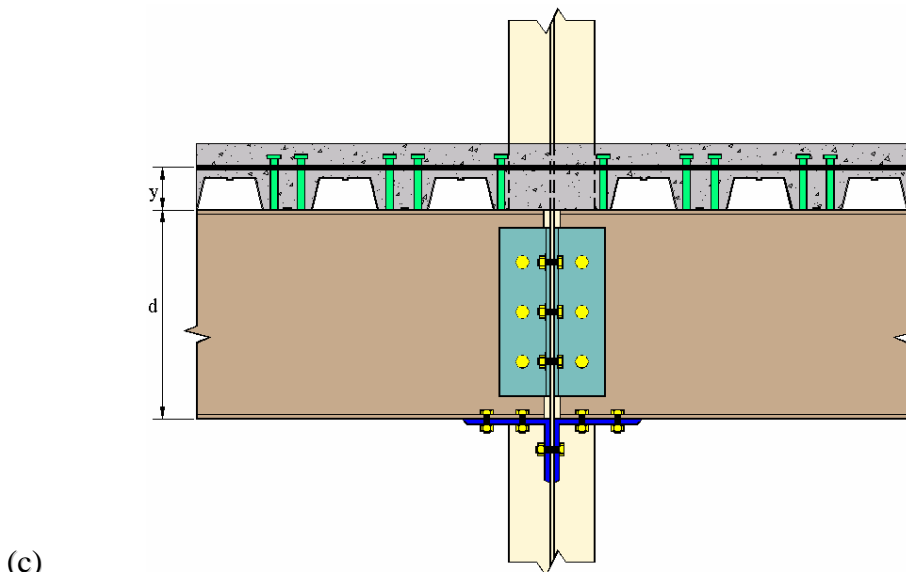
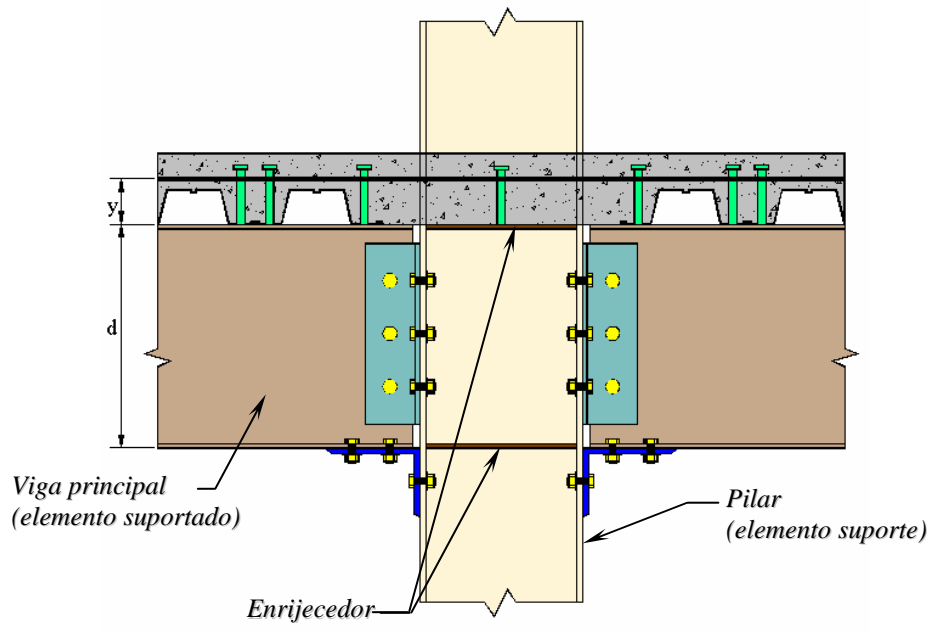
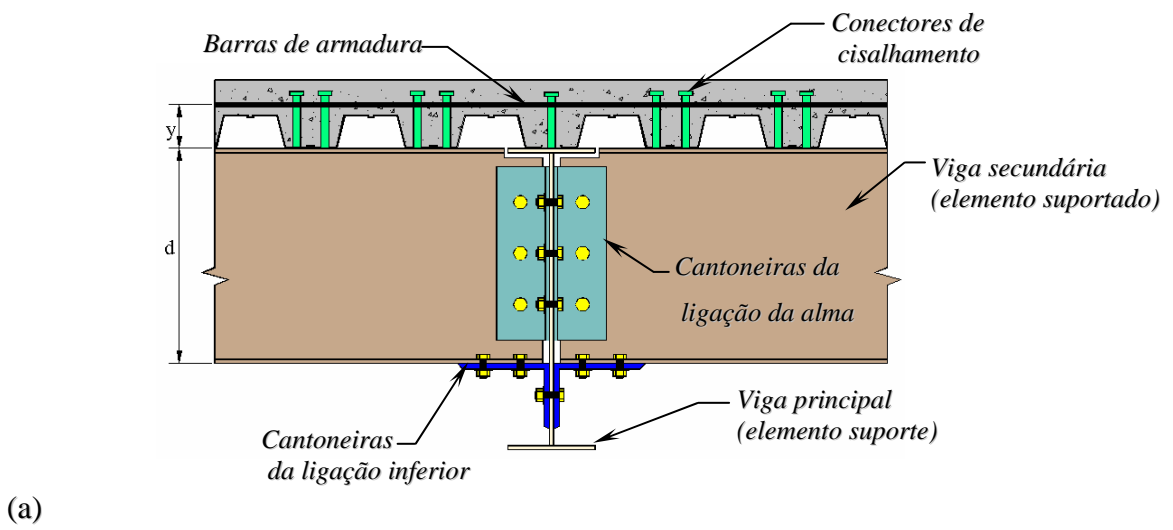


FIGURA 1.10 -Ligações mistas com cantoneiras parafusadas na alma e na mesa inferior da viga

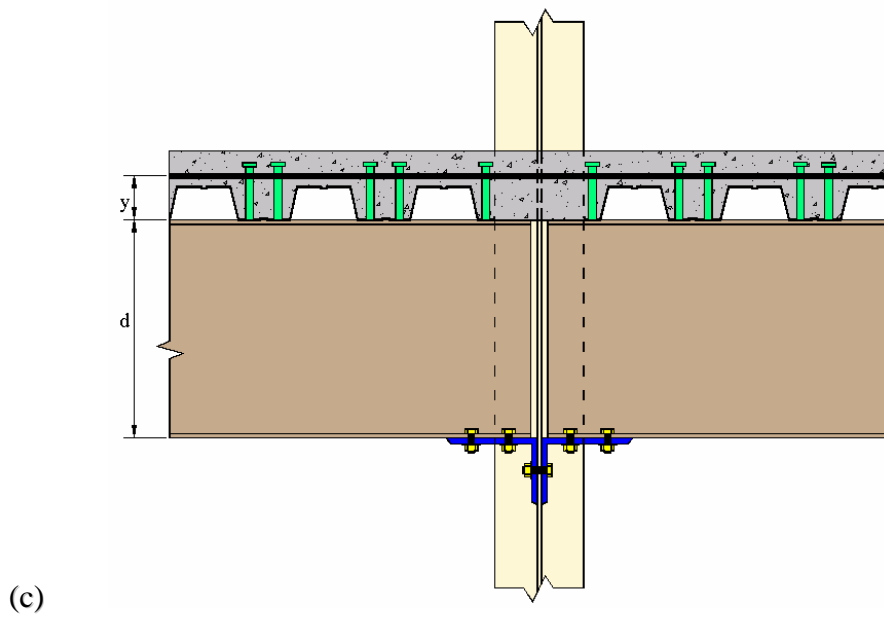
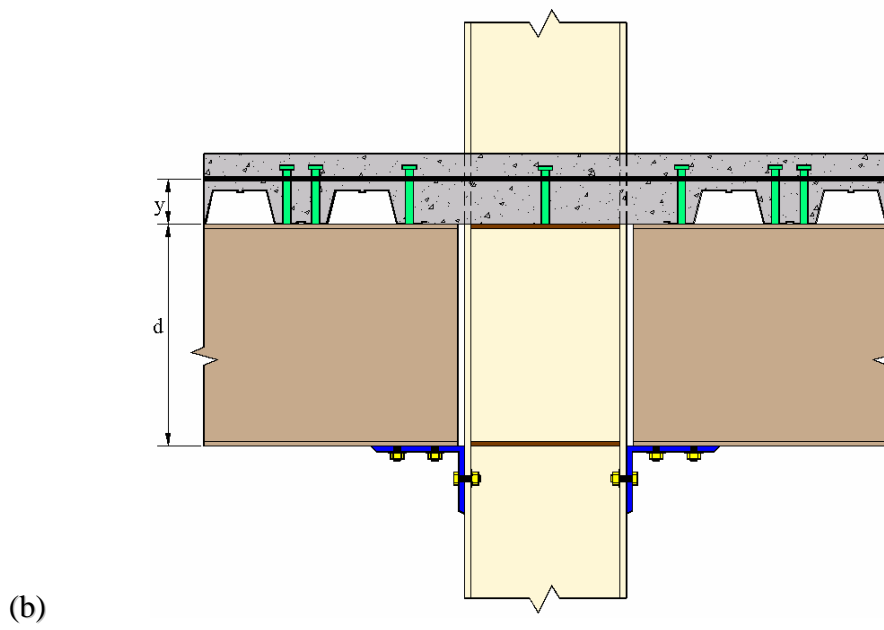
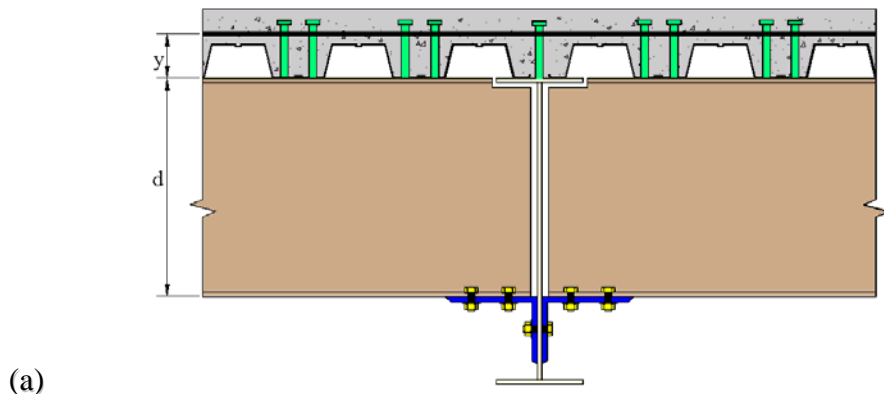
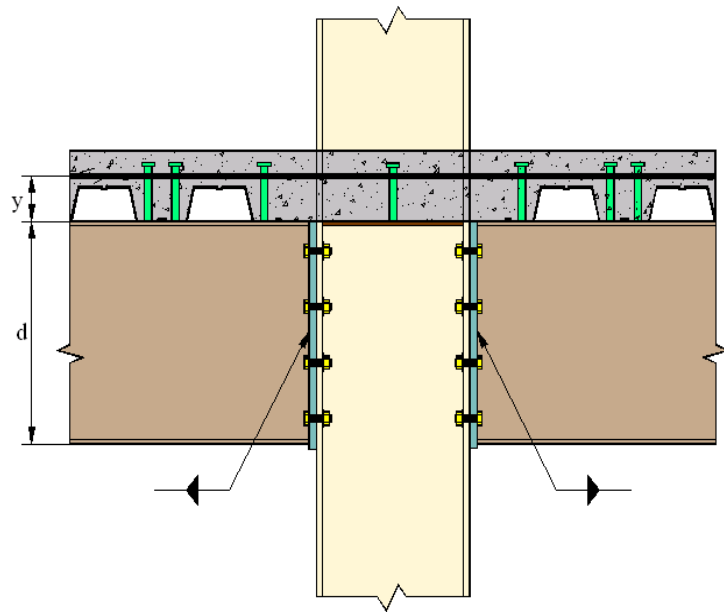
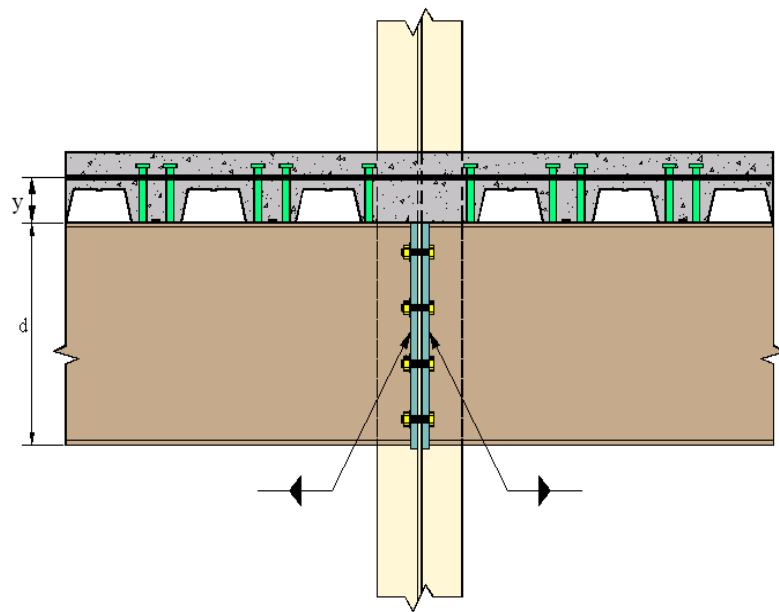


FIGURA 1.11 - Ligações mistas com cantoneira de assento parafusada na mesa inferior da viga



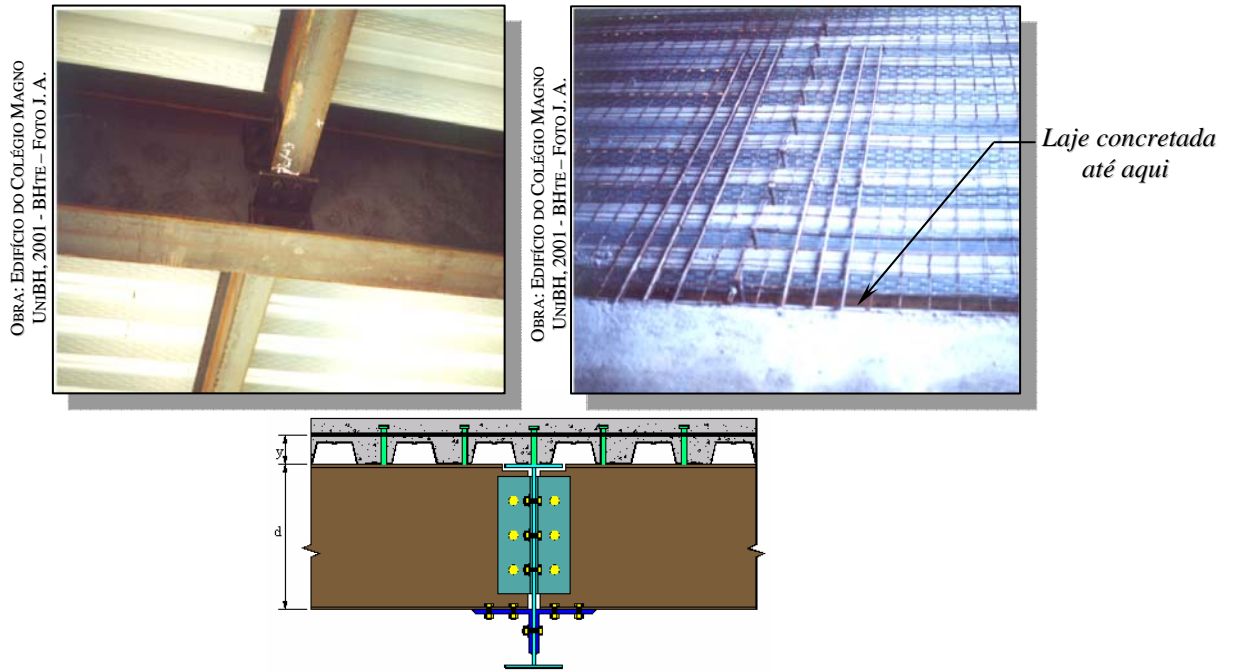
(a)



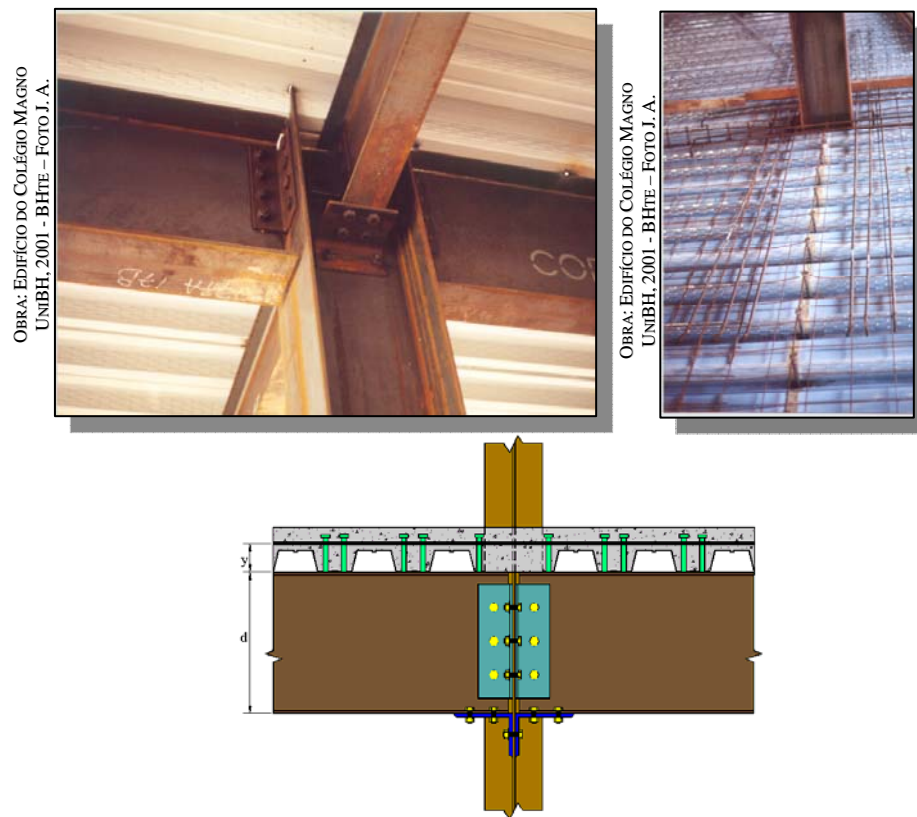
(b)

FIGURA 1.12 - Ligações mistas com chapa de extremidade de altura total (“flush endplate”)

As ligações mistas mostradas nas FIGURAS 1.13-a e 1.13-b pertencem a sistemas indesejáveis.



(a) Ligação mista viga-viga



(b) Ligação mista viga-pilar

FIGURA 1.13 - Ligações mistas utilizadas em sistemas indesejáveis

Ligações mistas em sistemas deslocáveis ainda não são usadas com frequência. Porém, apenas para efeito de ilustração, apresenta-se na FIGURA 1.14 um tipo especial de ligação mista em sistema deslocável, sendo o suporte um pilar pré-moldado de concreto. A ligação horizontal inferior é obtida por meio de chumbadores em um console de concreto.

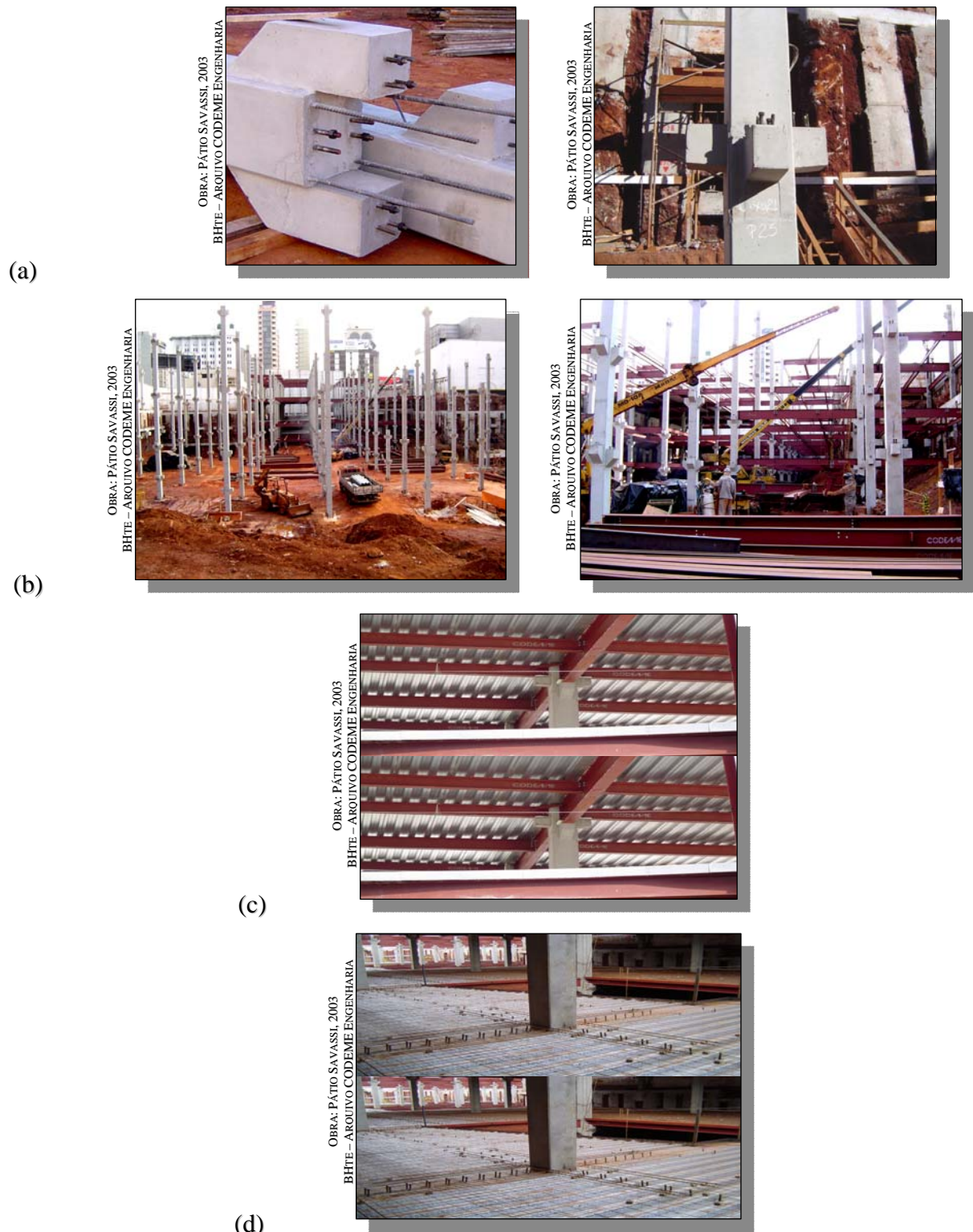


FIGURA 1.14 - Ligação mista especial adotada em um sistema deslocável

# 2

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

*“Repartir o conhecimento é uma forma de alcançar a imortalidade.”*

### 2.1 Comportamento dos Componentes Básicos das Ligações Mistas

Apresentam-se nas FIGURAS 2.1 e 2.2 aplicações da ligação mista analisada neste trabalho em sistemas indeslocáveis e deslocáveis. Supõe-se haver simetria das ligações com relação à linha de centro do elemento de apoio. Não é necessário, entretanto, que as reações das duas vigas apoiadas sejam simétricas. Os perfis das vigas devem atender à CLASSE 2 da NBR8800, 1986 [15], para a viga mista sujeita a momento negativo.

De acordo com o ECCS-109 (1999 [14]), as características da relação *momento-rotação* de uma ligação mista que devem ser incluídas na análise global da estrutura podem ser determinadas de diversas maneiras, entre elas: ensaios, cálculos por elementos finitos e métodos analíticos aproximados.

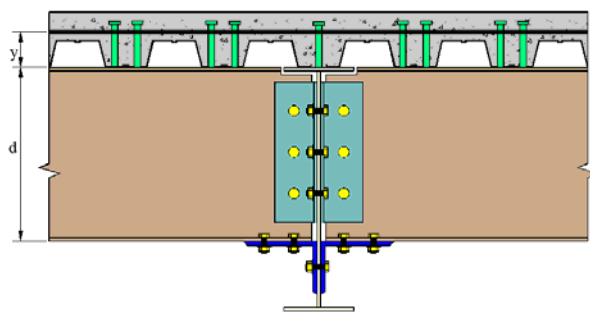


FIGURA 2.1 - Ligação mista para sistemas indeslocáveis

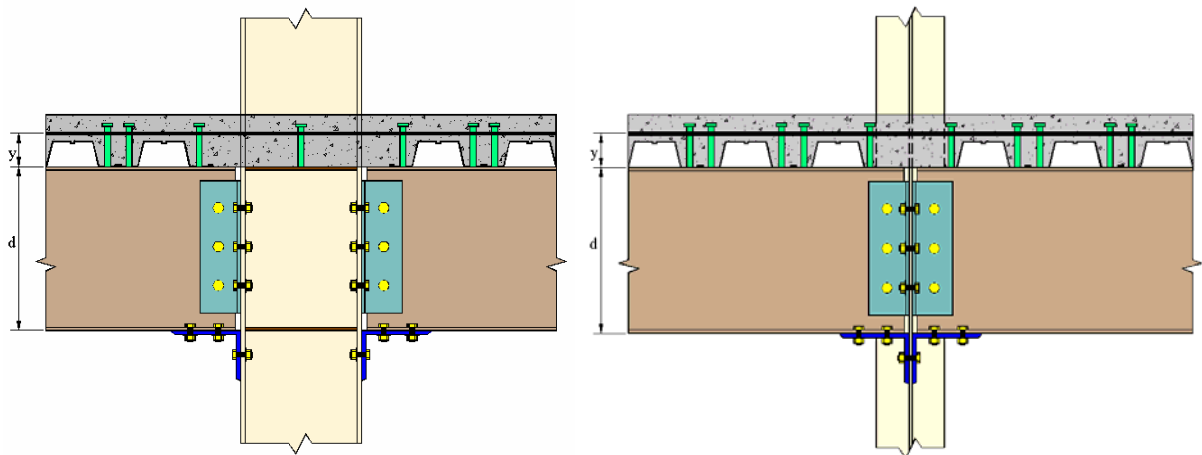


FIGURA 2.2 - Ligação mista para sistemas deslocáveis ou indeslocáveis

Dentre os diversos métodos analíticos aproximados, cita-se o método dos componentes, adotado pelo EUROCODE 3 (ENV 1993-1-1:1997 [26]) e que conduz a resultados bastante satisfatórios. Este método consiste em dividir a ligação em seus componentes básicos, como por exemplo, as armaduras, os conectores de cisalhamento, os elementos de ligação, os parafusos, entre outros. O procedimento pode ser expresso em:

- a) identificação dos componentes básicos relevantes da ligação, definidos como aqueles que influenciam efetivamente o comportamento da ligação. Uma vez identificados, devem ser agrupados conforme sua resposta à solicitação: tração, compressão, flexão e cisalhamento. Cada um destes componentes ou grupo de componentes é representado por uma mola translacional (ou, em certos casos, rotacional);
- b) determinação das propriedades estruturais de cada um dos componentes, com base em curvas *força-deslocamento* derivadas de modelos mecânicos de diferentes níveis de sofisticação, validados por resultados de ensaios e simulações numéricas. A resistência

última, a rigidez de serviço e a capacidade de deformação são as propriedades mais importantes;

- c) combinação das propriedades dos componentes para a determinação das características da ligação como um todo, obtidas com a associação, em série ou em paralelo, das molas representativas de cada componente ou grupo de componentes, levando-se em conta o equilíbrio e a compatibilidade de deslocamentos;
- d) dividiram-se os componentes em três grupos: a armadura, os conectores de cisalhamento e a ligação metálica. No caso da armadura, a largura efetiva da laje de concreto na região de momento negativo determina quais barras participam da ligação mista.

### **2.1.1 Largura efetiva da laje de concreto na região de momento negativo**

Esta largura pode ser tomada, da mesma forma que nas vigas mistas contínuas, como  $(L_{01} + L_{02})/8$  de cada lado da viga mista, onde  $L_{01}$  e  $L_{02}$  são os comprimentos dos trechos de momento negativo nas duas vigas mistas adjacentes (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]). Para vigas de borda, a largura efetiva do lado externo é igual ao balanço da laje ou  $(L_{01} + L_{02})/8$ , o que for menor. Além de respeitar a largura efetiva, quando o suporte for um pilar, deve-se também dispor as barras da armadura de forma que seu centro de gravidade, de cada lado da linha de centro das vigas mistas adjacentes, fique a uma distância de  $0,7b_c$  a  $2,5b_c$  desta linha de centro (EUROCODE 4, DRAFT 2000 [54]), sendo  $b_c$  a largura do pilar na direção transversal às barras.

A seguir descrevem-se os componentes básicos da ligação mista e suas propriedades: rigidez de serviço, resistência e capacidade de deformação.

### **2.1.2 Barras da armadura envolvidas pelo concreto (com “*Tension Stiffening*”)**

As barras da armadura superior da laje, que trabalham junto com a ligação metálica para reagir ao momento negativo, devem ter diâmetro mínimo de  $12,5\text{ mm}$  (LEON *et al*, 1996 [8]) ou  $16\text{ mm}$  (SCI-213, 1998 [53]). A razão desta diretriz está ligada à utilidade destas barras, que é maior para diâmetros maiores.

Devido à contribuição do concreto tracionado entre as fissuras, a relação *tensão-deformação* para a mesa de concreto armado apresenta uma rigidez superior à da armadura sozinha. Tal efeito, denominado “*Tension Stiffening*”, implica em redução da capacidade de deformação da armadura na presença do concreto.

### 2.1.2.1 Rigidez de serviço

A rigidez de serviço das barras de armadura, conforme ECCS-109, 1999 [14], é dada por:

$$k_r = \frac{F}{\delta} = \frac{2A_s E_s}{h_c} \quad (2.1)$$

onde:  $A_s$  = área da seção transversal da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da mesa de concreto;

$h_c$  = largura do elemento de apoio;

$E_s$  = módulo de elasticidade do aço da armadura.

### 2.1.2.2 Resistência última

A resistência última das barras de armadura, conforme ECCS-109, 1999 [14], é dada por:

$$P_{ur} = f_{ys} A_s \quad (2.2)$$

onde:  $f_{ys}$  = limite de escoamento da barra de armadura;

$P_{ur}$  = resistência última da armadura.

### 2.1.2.3 Capacidade de deformação

Mostra-se na FIGURA 2.3 um gráfico onde se identificam as curvas *tensão-deformação* da armadura isolada e da armadura envolvida pelo concreto. Na FIGURA 2.4 apresentam-se as deformações que ocorrem na armadura e no concreto adjacente à fissura.

Na FIGURA 2.3 distinguem-se quatro regiões (ver também FIGURA 2.4):

. *Região (A)* : tem-se o comportamento da seção não-fissurada onde as deformações e as tensões podem ser calculadas pela teoria elástica linear. O concreto trabalha integralmente junto com o aço e sua área é muito grande em relação à área de aço;

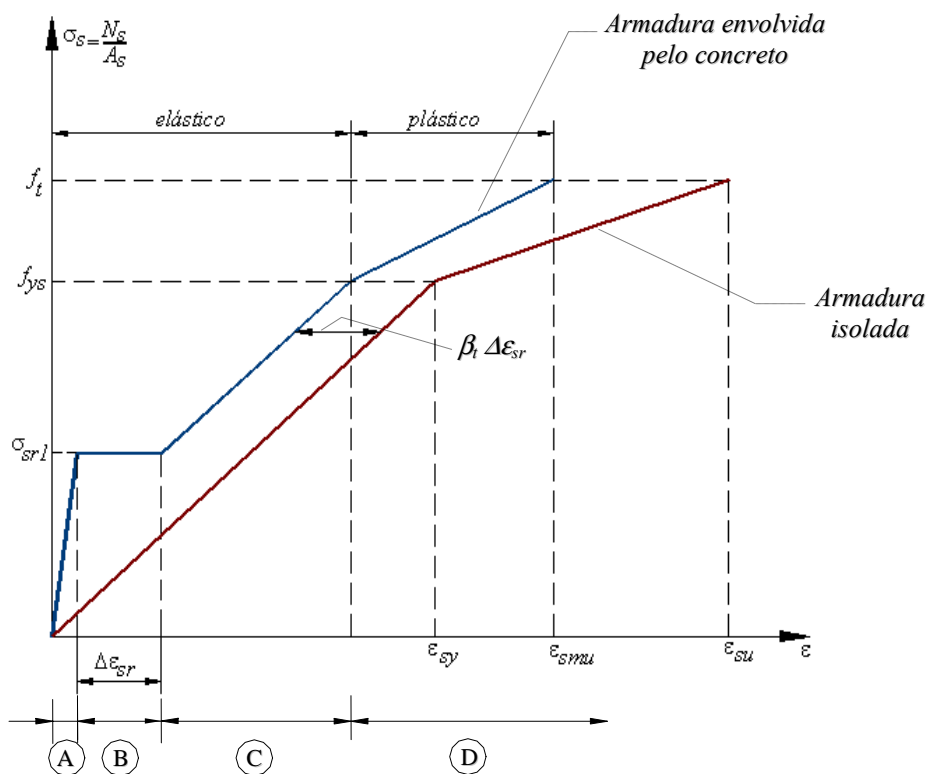


FIGURA 2.3 - Diagrama do comportamento idealizado, *tensão-deformação*, da armadura tracionada envolvida pelo concreto (HANSWILLE, 1997 [17])

. *Região (B)* : alcançando-se a resistência à tração do concreto, o aumento de carga na região *B* provoca o aparecimento da primeira fissura e de fissuras subsequentes, havendo um salto  $\Delta\epsilon_{sr}$  na deformação da armadura. O valor de  $\Delta\epsilon_{sr}$  é influenciado pela dispersão da resistência à tração do concreto, pela taxa de armadura e pelo comportamento de aderência entre a armadura e o concreto. Na seção da fissura, a força normal  $N_{s,cr}$  atua só na armadura e causa diferentes deformações na armadura e no concreto. Dentro do comprimento de introdução  $L_t$ , FIGURA 2.4, a variação da aderência entre a armadura e o concreto reduz as diferentes deformações e fora deste comprimento a diferença de deformação é nula. Assim, o final deste estágio é quando não há mais formação de fissuras, pois já estão definidas, e começam a aumentar as distâncias entre elas. Este tipo de fissuração descrito é definido como formação inicial de fissuras (HANSWILLE, 1997 [17]);

. Região (C) : tem-se praticamente o mesmo número de fissuras, não havendo formação de novas. As aberturas das fissuras vão aumentar. A barra de aço ainda está resistindo elasticamente e o trecho da curva  $\sigma-\epsilon$  é paralelo ao da curva do aço isolado. Salienta-se que novas fissuras podem ocorrer somente se a capacidade de aderência é suficiente para introduzir forças no concreto que alcancem a resistência à tração do concreto entre estas fissuras. Assim, a aderência entre fissuras reduz a deformação máxima da armadura, que ocorre nas localizações das fissuras, causando o efeito “*Tension Stiffening*” entre as fissuras do concreto. Este estágio de fissuração é definido como formação estabilizada de fissuras;

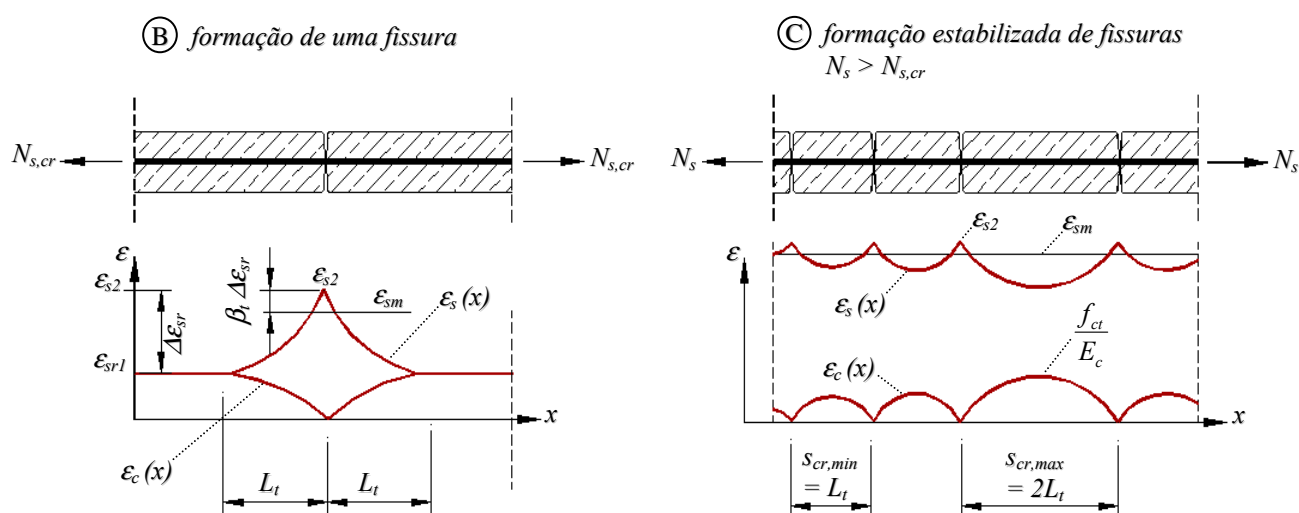


FIGURA 2.4 - Distribuição de deformação na armadura e no concreto fissurado  
(BODE *et al*, 1997 [18])

. Região (D) : o comportamento nesta região, após o escoamento da armadura, é influenciado adicionalmente pela falta de aderência na localização das fissuras, pelo alongamento da armadura próximo à carga máxima e pela razão entre a resistência à tração do concreto e a resistência ao escoamento da barra da armadura. Tem-se uma perda da rigidez , caindo praticamente para quase zero. Salienta-se que, mesmo havendo a perda da aderência, a contribuição do concreto é representativa porque a rigidez da barra de aço é praticamente nula.

COMENTÁRIO: quanto menor for a relação área de armadura/área de concreto maior é o efeito “*Tension Stiffening*”, com conseqüente redução da capacidade de rotação da ligação.

Para se determinar o alongamento da armadura ( $u_r$ ), apresenta-se a seguir procedimento do ECCS-109, 1999 [14]:

$$L_t = \frac{\alpha_c f_{ctm} \phi}{4\tau_{sm} \rho} \quad (2.3)$$

onde:  $L_t$  = comprimento de transmissão ou de introdução;

$f_{ctm}$  = resistência média à tração do concreto:

$$f_{ctm} = f_{tk} = 0,3(f_{ck})^{2/3} \eta \quad (\text{quantil de 50\%}) \quad (2.4)$$

$$\eta = 0,3 + 0,7 \left( \frac{\gamma_c}{24} \right) \quad (\gamma_c \text{ em } kN/m^3, f_{ck} \text{ em } MPa) \quad (2.5)$$

$\phi$  = diâmetro das barras da armadura, não devendo ser usado  $\phi < 12,5 \text{ mm}$ ;

$\tau_{sm}$  = tensão de aderência média ao longo do comprimento de introdução (CEB, 1990 [19]):

$$\tau_{sm} = 1,8 f_{ctm} \quad (2.6)$$

$\rho$  = taxa de armadura =  $\frac{A_s}{A_c}$ ;

$A_s$  = área da seção transversal da armadura;

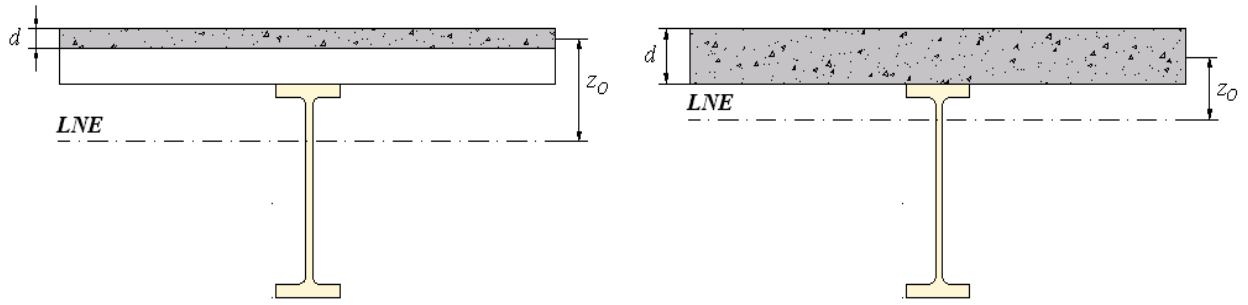
$A_c$  = área de concreto;

$\alpha_c$  = fator que leva em conta a distribuição das tensões na espessura da laje de concreto:

$$\alpha_c = \frac{l}{l + \frac{d}{2z_0}} \quad (2.7)$$

$d$  = espessura da mesa comprimida de concreto;

$z_0$  = distância vertical entre o centróide da mesa comprimida de concreto e o centróide da seção mista (sem armadura), conforme FIGURAS 2.5-a e 2.5-b, ambas não fissuradas;



(a) Viga mista com fôrma metálica incorporada à laje (b) Viga mista com laje maciça  
 FIGURA 2.5 - Disposição dos centróides da seção mista e mesa comprimida de concreto

As seguintes expressões são utilizadas para o alongamento da armadura  $u_r$  (ECCS-109, 1999 [14], ver FIGURA 2.6):

$$\rho < 0.8\% : \quad u_r = 2L_t \varepsilon_{smu} \quad (2.8)$$

$$\rho \geq 0.8\% \text{ e } a < L_t : \quad u_r = \left( \frac{h_c}{2} + L_t \right) \varepsilon_{smu} \quad (2.9)$$

$$\rho \geq 0.8\% \text{ e } a > L_t : \quad u_r = \left( \frac{h_c}{2} + L_t \right) \varepsilon_{smu} + (a - L_t) \varepsilon_{smy} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{smu} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \Delta \varepsilon_{sr} + \delta_0 \left( 1 - \frac{\sigma_{sr1}}{f_{ys}} \right) (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}) \quad (2.11)$$

$$\Delta \varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm} \alpha_c}{\rho E} \quad (2.12)$$

$$\sigma_{sr1} = \frac{f_{ctm} \alpha_c}{\rho} \left( 1 + \frac{\rho E}{E_{cm}} \right) \quad (2.13)$$

onde:  $a$  = distância da face do elemento de apoio até o primeiro conector;

$\varepsilon_{smy}$  = deformação correspondente ao início do escoamento da armadura envolvida pelo concreto (ECCS-109, 1999 [14]);

$h_c$  = dimensão da seção do elemento de apoio na direção paralela à armadura;

$\varepsilon_{smu}$  = deformação última da armadura envolvida pelo concreto (FIGURA 2.6);

$\delta_0 = 0,8$  para barras de alta ductilidade;

$\beta_i = 0,4$  para cargas de curta duração, leva em conta o aparecimento e o aumento da abertura das fissuras, reduzindo o efeito do “*Tension Stiffening*”;

$E_{cm}$  = módulo de elasticidade do concreto.

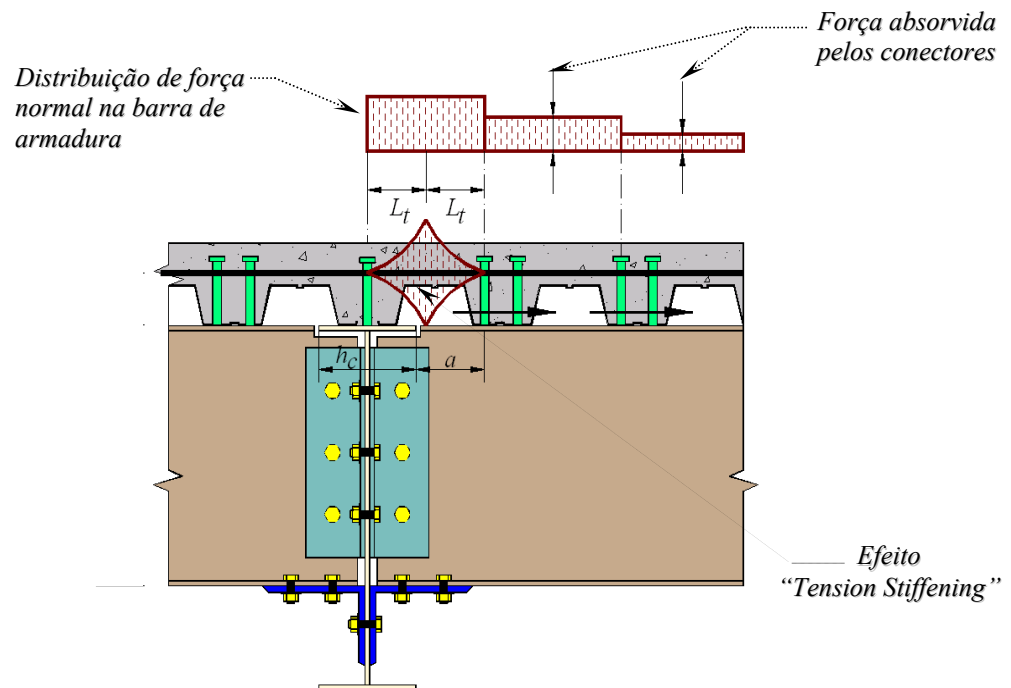


FIGURA 2.6 - Alongamento da armadura que ocorre nos comprimentos de introdução  $L_t$

Salienta-se que a EXPRESSÃO (2.8) só pode ser utilizada para  $L_t \geq \frac{h_c}{2}$  (ECCS-109, 1999 [14]). Normalmente isto só ocorre se houver taxas de armadura muito altas ou se  $h_c$  for grande (como para pilares). Desta forma, na prática sugere-se que a EXPRESSÃO (2.8) seja alterada para (BODE *et al*, 1997 [18]):

$$u_r = L\varepsilon_{smu} \quad (2.14)$$

$$L = \frac{h_c}{2} + a' \quad (\text{se } L > 250 \text{ mm, usar } L = 250 \text{ mm}) \quad (2.15)$$

onde:  $a' = L_t$  ou distância do primeiro conector à face do elemento suporte, o que for menor (FIGURA 2.6).

Salienta-se que para garantir um comprimento de introdução razoável, o primeiro *stud* deve localizar-se, no mínimo, a *100 mm* da face do elemento de apoio (SCI-213, 1998 [7]). Além disto, para aplicar as EXPRESSÕES (2.14) e (2.15), as barras de armadura devem ser de aço CA - 50 com diâmetro mínimo de *12,5 mm*.

### 2.1.3 Conectores de cisalhamento

#### 2.1.3.1 Rigidez de serviço

A rigidez de serviço depende do número de conectores na região de momento negativo:

$$k_c = \frac{P}{\delta} = \frac{nk_{sc}}{\alpha} \quad (\text{ECCS-109 - A.3.2, 1999 [14]}) \quad (2.16)$$

$$k_c = \frac{P}{\delta} = n'k'_{sc} \quad (\text{AHMED \& NETHERCOT, 1997 [57]}) \quad (2.17)$$

onde:  $n$  = número de conectores na região de momento negativo necessário para desenvolver a resistência das barras de armadura;

$n'$  = número de conectores na região de momento negativo necessário para desenvolver a resistência das barras de armadura ou número real de conectores nesta região, o que for menor (AHMED & NETHERCOT, 1997 [57]);

*OBSERVAÇÃO: neste trabalho não é previsto número de conectores inferior ao necessário para desenvolver a resistência das barras de armadura, portanto,  $n' = n$ ;*

$k_{sc} = 100 \text{ kN/mm}$  para conectores  $\phi = 19 \text{ mm}$  e  $k_{sc} = 120 \text{ kN/mm}$  para conectores  $\phi = 22 \text{ mm}$  (ECCS-109, 1999 [14]), em lajes maciças ou em lajes com fôrma metálica para as quais  $C_{red}$  (NBR8800, 1986 [15], nervuras perpendiculares à viga) for igual a um;

$k'_{sc} = 200 \text{ kN/mm}$  para conectores  $\phi = 19 \text{ mm}$  (AHMED & NETHERCOT, 1997 [57]);

$$\alpha = v - \frac{(v-1)(d+y)}{D_s(\xi+1)} \quad (2.18)$$

$$\xi = \frac{I_a}{D_s^2 A_s} \quad (2.19)$$

$$v = \left[ \frac{(\xi + 1)nk_{sc}L_1D_s^2}{EI_a} \right]^{1/2} \quad (2.20)$$

sendo:  $d, y$  = conforme FIGURA 2.6;

$L_1$  = distância da extremidade da viga à seção de momento nulo ( $\sim 0,15L$ , QUEIROZ *et al*, 2001 [16]);

$A_s$  = área da armadura;

$D_s$  = distância do centro de gravidade do perfil metálico ao centro de gravidade da armadura;

$I_a$  = momento de inércia do perfil metálico.

### 2.1.3.2 Resistência última

A resistência última também depende do número de conectores na região de momento negativo. Se a quantidade destes conectores for insuficiente na região mencionada, fica comprometida a resistência última da ligação mista. Assim, a resistência dos conectores deve ser igual ou superior à da armadura:

$$P_{uc} = nP_{rk} \geq F_s^{(B)} = A_s f_{ys} \quad (2.21)$$

onde:  $P_{rk}$  = resistência característica de um conector.

### 2.1.3.3 Capacidade de deformação

Apresenta-se a curva *momento-rotação* (ECCS-109, 1999 [14]) para uma ligação mista, considerando-se um comportamento trilinear dos conectores, representado pelos trechos de retas OABD (FIGURA 2.7).

Na FIGURA 2.7, o ponto  $A$  corresponde ao escoamento do conector de cisalhamento mais solicitado. O valor correspondente da força na armadura  $F_s^{(A)}$  e o escorregamento entre a extremidade da laje e a extremidade da viga  $s^{(A)}$  podem ser calculados uma vez que a rigidez do conector de cisalhamento  $k_{sc}$  é conhecida.

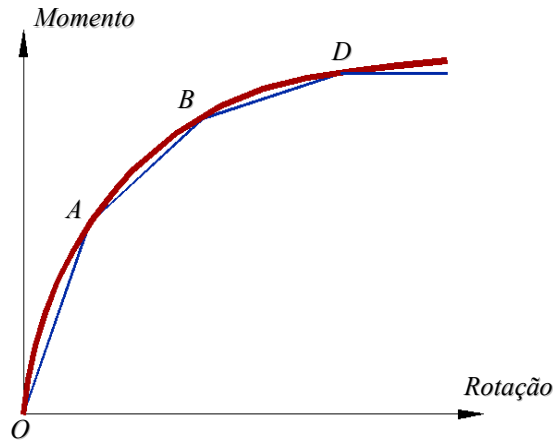


FIGURA 2.7 - Curva aproximada OABD (ARIBERT, 1996 [21])

O trecho da análise elástica até o ponto  $A$  é considerado válido até um valor máximo de  $0,7 P_{rk}$  (ECCS-109, 1999 [14]). Assim, tem-se:

$$s^{(A)} = \frac{0,7 P_{rk}}{k_{sc}} \quad (2.22)$$

Com a rigidez  $k_c$  do conjunto de conectores na região de momento negativo, EXPRESSÕES (2.16) ou (2.17), obtém-se:

$$F_s^{(A)} = k_c s^{(A)} \quad (2.23)$$

$$F_s^{(B)} = A_s f_{ys} \quad (2.24)$$

O escorregamento  $s^{(B)}$  da extremidade devido ao comportamento elastoplástico dos conectores de cisalhamento entre  $A$  e  $B$  pode ser considerado igual a:

$$u_c = s^{(B)} = 2s^{(A)} \frac{F_s^{(B)}}{F_s^{(A)}} \quad (\text{ECCS-109- A.3.4, 1999 [14]}) \quad (2.25)$$

Na EXPRESSÃO (2.25) a rigidez secante no ponto  $B$   $(F_s^{(B)} / s^{(B)})$  é tomada igual à metade da rigidez de serviço  $(F_s^{(A)} / s^{(A)})$ .

### 2.1.4 Ligação parafusada entre a mesa inferior e a cantoneira

O comportamento da ligação parafusada entre a desta ligação é pouco explorado pela bibliografia. Existem estudos feitos para o comportamento de um parafuso sujeito a cisalhamento simples (EASTERLING & REX, 1996 [22] e [23] e RICHARD *et al*, 1980 [24]).

Em trabalhos anteriores (QUEIROZ *et al*, 2000 [12]), considerou-se para o comportamento da região inferior a metodologia de ELSATI & RICHARD, 1996 [60]. Mas este procedimento deve ser melhorado para o caso em questão, devido a algumas inconsistências inerentes (QUEIROZ & MATA, 2000 [25]) e ao fato dos ensaios terem sido feitos para duas chapas sobrepostas, interligadas com um parafuso e sujeitas a forças opostas de tração. Na ligação analisada a força é de compressão. Além disto, existem algumas combinações de espessuras e materiais de chapas que não foram consideradas nos ensaios (RICHARD *et al*, 1980 [24]). Nestes ensaios, inicialmente Richard aplicou uma pré-carga com os parafusos na condição de pré-aperto, de forma que se estabelecesse o contato entre parafusos e furos. Aplicou-se, então, a protensão nos parafusos para realizar o ensaio. Entretanto, caso a protensão não seja aplicada, a relação *carga-deslocamento* não sofre alteração substancial (QUEIROZ & MATA, 2000 [25]). Com base nos ensaios, ELSATI & RICHARD, 1996 [60] propuseram as equações abaixo para a curva mostrada na FIGURA 2.8, considerando-se que o escorregamento inicial devido à folga dos furos já tenha ocorrido:

$$R(\Delta) = \frac{K_I \Delta}{\left[ 1 + \left( \frac{K_I \Delta}{R_0} \right)^n \right]^{\frac{1}{n}}} + K_p \Delta \quad (2.26)$$

$$n = \frac{-\ln 2}{\ln \left( \frac{R_I}{R_0} - \frac{K_p}{K_I} \right)} \quad (2.27)$$

onde:  $R$ ,  $\Delta$  = força em um parafuso e deslocamento associado a esta força, respectivamente;

$K_I = k_i - K_p$ , sendo  $k_i$  a rigidez elástica inicial e  $K_p$  a rigidez plástica;

$R_I$ ,  $R_0$ ,  $n$  = forças de referência e parâmetro da curva, respectivamente.

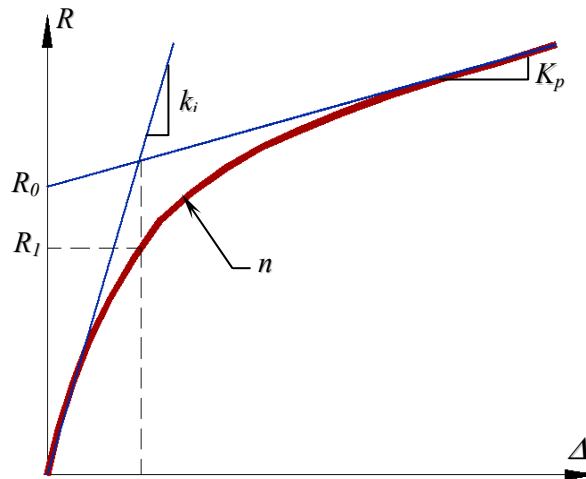


FIGURA 2.8 - Relação carga-deslocamento de ELSATI & RICHARD, 1996 [60]

Salienta-se que a EXPRESSÃO (2.26) é aplicável para pórticos indeslocáveis ou deslocáveis sem inversão do momento negativo.

#### 2.1.4.1 Rigidez de serviço

Segundo o procedimento de RICHARD *et al*, 1980 [24]:

$$k_i = 2E_a \frac{t_1 t_2}{t_1 + t_2} \quad (2.28)$$

sendo:  $t_1, t_2$  = espessuras das chapas da ligação com um parafuso.

Ressalta-se que para mais de um parafuso,  $k_i$  da EXPRESSÃO (2.28) deve ser corrigido.

Conforme o ANEXO J do EUROCODE 3 (ENV 1993-1-1:1997 [26]), considerando-se que a folga entre os parafusos e os furos tenha desaparecido na fase de concretagem, sem escoramento, e desprezando-se a rigidez à flexão da aba da cantoneira, tem-se a seguinte rigidez de serviço (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]):

$$k_i = \frac{n}{\left( \frac{I}{k_{p1}} + \frac{I}{k_{p2}} + \frac{I}{k_b} \right)} \quad (2.29)$$

onde:  $n$  = número de linhas com 2 (*dois*) parafusos, transversais à direção da força;

$$k_{p1} = 24k_s k_{t1} d_b f_{u1} ;$$

$$k_{p2} = 24k_s k_{t2} d_b f_{u2} ;$$

$$k_b = \frac{16 f_{ub} d_b^2}{d_m} ;$$

$$k_s = \left( \frac{S}{4d_b} + 0,375 \right) \leq 1,25 \text{ (parâmetro associado ao rasgamento entre furos; não existe$$

rasgamento entre furo e borda em juntas comprimidas);

$$k_{t1} = \frac{1,5 t_{p1}}{d_m} \leq 2,5 ;$$

$$k_{t2} = \frac{1,5 t_{p2}}{d_m} \leq 2,5 ;$$

$d_b$  = diâmetro dos parafusos;

$f_{u1}, f_{u2}$  = limites de resistência à tração dos aços estruturais da cantoneira e da mesa inferior, respectivamente;

$f_{ub}$  = limite de resistência à tração do aço dos parafusos;

$d_m$  = 1,6 cm (diâmetro de referência);

$S$  = espaçamento entre parafusos na direção da força;

$t_{p1}, t_{p2}$  = espessuras da cantoneira e da mesa inferior da viga, respectivamente.

#### 2.1.4.2 Resistência última

Na determinação da resistência última da ligação inferior, deve-se determinar o menor valor dentre os seguintes: resistência dos parafusos (corte e esmagamento do furo), resistências da mesa inferior e da cantoneira inferior de assento à força de compressão.

Determina-se a resistência da mesa inferior sujeita à força de compressão com base na resistência à pressão de contato (NBR8800, 1986 [15]). O uso desta resistência à pressão de contato deve-se ao fato da presença da alma da viga provocar uma redistribuição de esforços. Assim, torna-se necessário que a solda de constituição do perfil da viga (mesa inferior/alma) seja dimensionada de forma a resistir ao cisalhamento associado à redistribuição mencionada.

Normalmente dimensiona-se a ligação de forma que a pior situação seja a resistência última dos parafusos (corte e esmagamento). Assim, a resistência última é dada por:

$$P_{ui} = nR_{ult} \leq 1,5f_y A_{fi} \quad (2.30)$$

onde:  $n$ ,  $R_{ult}$  = número de parafusos e resistência última de um parafuso, respectivamente;  
 $f_y$  e  $A_{fi}$  = limite de escoamento e área da seção da mesa inferior.

Devido à rotação da viga, aparece um momento na cantoneira inferior de assento. Sua influência, entretanto, é normalmente desprezada, por ser pequena.

### **2.1.4.3 Capacidade de deformação**

Limita-se o maior valor de deslocamento horizontal  $u_i$  na ligação em  $4 \text{ mm}$ , com base em EASTERLING & WAY, 1996 [23], excluído o escorregamento devido à folga dos furos. Este número, conforme ensaios realizados no LAEES (ANEXO A – RELATÓRIO DE ENSAIO DAS LIGAÇÕES PARAFUSADAS - RLP) deve ser reduzido para  $3 \text{ mm}$ .

### **2.1.5 Ligação parafusada da alma da viga**

A ligação parafusada da alma da viga tem como função principal absorver a força cortante da viga. Esta ligação contribui pouco para o momento fletor.

#### **2.1.5.1 Rigidez de serviço**

A linha neutra elástica pode estar abaixo da cantoneira da alma ou cortando a mesma. Assim, a cantoneira pode apresentar-se toda sob tração ou sob tração e compressão. A rigidez à tração é diferente da rigidez à compressão, pois, neste caso tem-se contato contra a superfície de apoio.

CHEN<sup>1</sup> *apud* LORENZ *et al*, 1993 [28] estudou a ligação metálica mostrada na FIGURA 2.9, propondo uma expressão exponencial para a relação *momento-rotação*, a partir do modelo mostrado na FIGURA 2.10, onde não há deslocamento da cantoneira inferior e a cantoneira da alma encontra-se totalmente tracionada. Este estudo não corresponde à situação ideal na ligação mista, uma vez que sobrecarregaria os parafusos da ligação inferior .

A relação *momento-rotação* de uma cantoneira da alma, totalmente tracionada, mostrada na FIGURA 2.11, pode ser obtida por:

$$M_w = \frac{6EI_w (d_3)^2}{g_3 (g_3^2 + 0,78t_w^2)} \theta_r \quad (2.31)$$

Assim, a parcela de rigidez inicial referente a uma cantoneira de alma totalmente tracionada será dada por:

$$c = k_{iw} = \frac{dM_w}{d\theta_r} = \frac{6EI_w (d_3)^2}{g_3 (g_3^2 + 0,78t_w^2)} \quad (2.32)$$

onde:  $I_w = L_w t_w^3 / 12$ ;

$d_3 = L_w / 2 + y_2 + t_w / 2$ ;

$g_3 = G - t_w / 2 - d_{po} / 2$ ;

$d_{po}$  = diâmetro do círculo inscrito na porca (parafusos da alma);

$L_w, t_w, y_2, G$  = dimensões das cantoneiras da alma.

Como mencionado anteriormente, a EXPRESSÃO (2.32) é válida para uma ligação com a cantoneira da alma toda tracionada, devendo, assim, *haver uma adaptação para o caso das cantoneiras da alma estarem inseridas em uma ligação mista.*

---

<sup>1</sup> KISHI, N., CHEN, W. F., MATSUOKA, K. G., NOMACHI, S. G., 1987. *Moment-Rotation Relation of Top and Seat Angle with Double Web Angle Connections*. Structural Engineering Report No. CE-STR-87-16, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Ind.

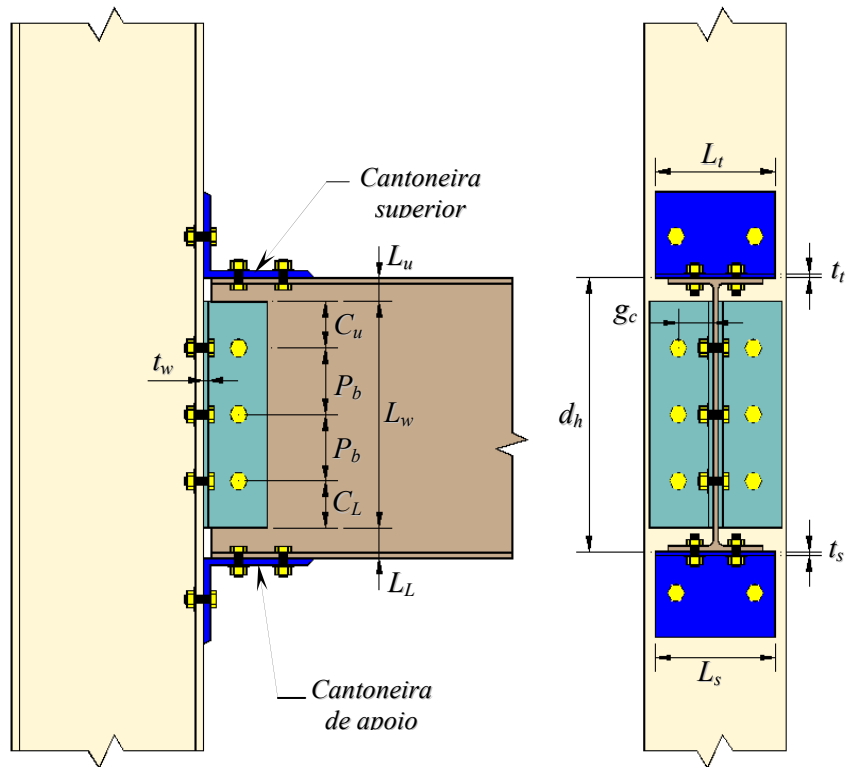


FIGURA 2.9 - Ligação com cantoneiras superior, duplas na alma e de apoio

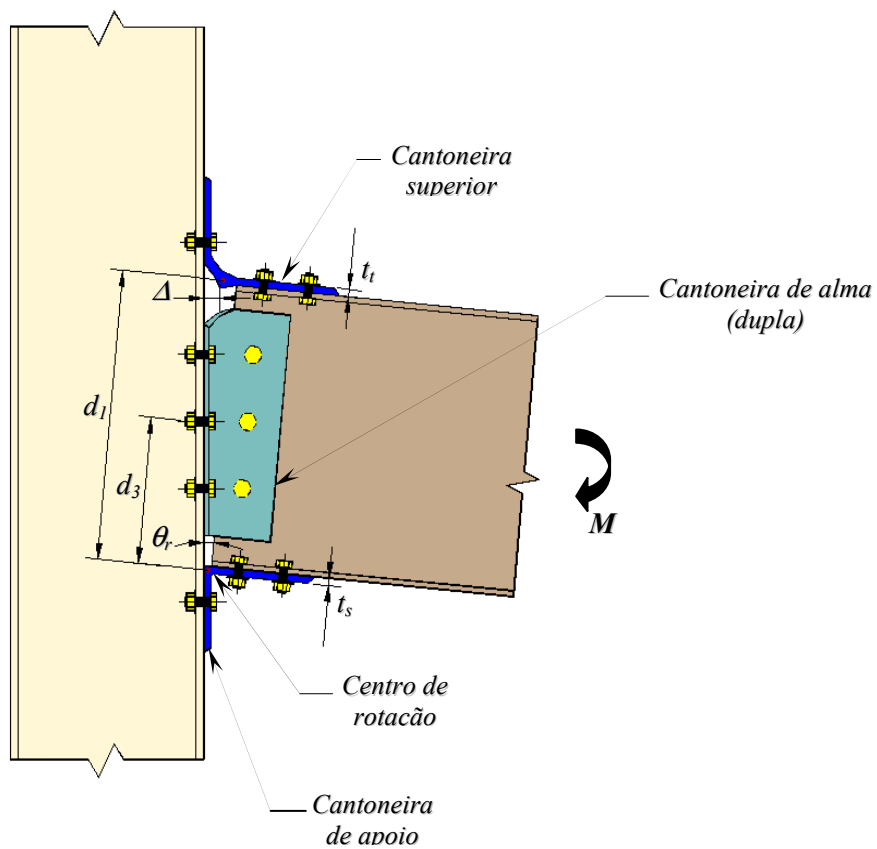


FIGURA 2.10 - Deformação das cantoneiras superior, de alma e de apoio

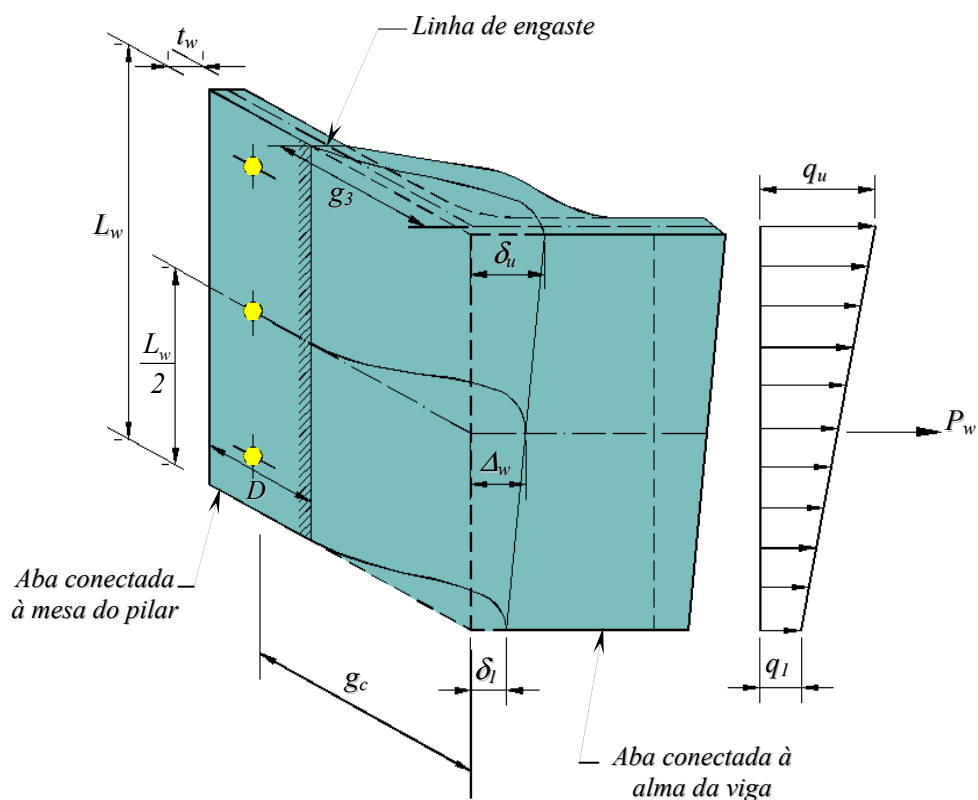


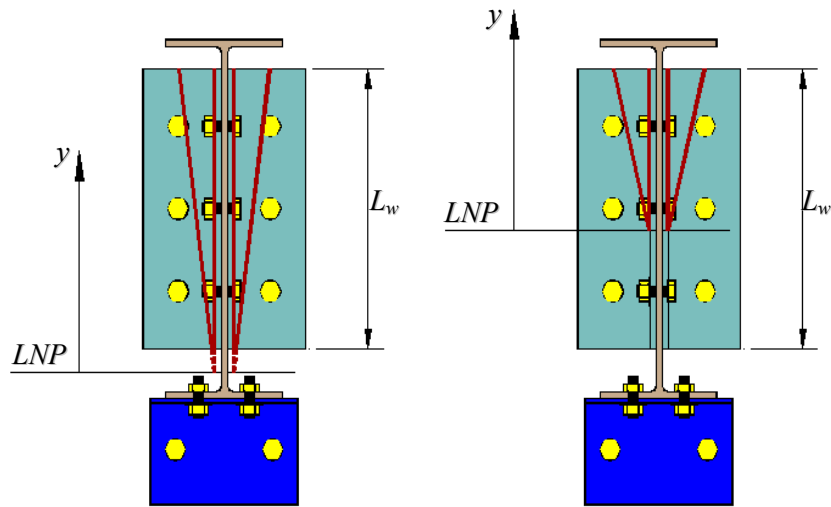
FIGURA 2.11. Modelo da cantoneira de alma deformada (LORENZ *et al*, 1993 [28])

Por simplicidade, pode-se considerar que a rigidez inicial das duas cantoneiras tenha sido completamente esgotada na fase de concretagem, sem escoramento, com plastificação das cantoneiras. Assim, na fase final de ligação mista, as cantoneiras da alma deformam-se para as cargas aplicadas após a cura, sem acréscimo de sua sollicitação (rigidez nula,  $c = 0$ , conforme QUEIROZ *et al*, 2001 [16]).

### 2.1.5.2 Resistência última

No caso mostrado na FIGURA 2.12-a, a sollicitação resultante no par de cantoneiras é uma força horizontal excêntrica; a intensidade e o ponto de aplicação desta força podem ser determinados pelo processo dado em LORENZ *et al*, 1993 [28]. Esta situação deve ser evitada, porque resulta em sollicitação muito elevada da ligação da mesa inferior, no caso da ligação mista. No caso mostrado na FIGURA 2.12-b, a sollicitação resultante no par de cantoneiras é um momento, com tração acima da linha neutra plástica e compressão abaixo; a intensidade e o ponto de aplicação da tração podem ser determinados pelo processo dado em LORENZ *et al*,

1993 [28]. A compressão, igual à tração, é a resultante das tensões de compressão na região comprimida.



(a) *LNP* abaixo da cantoneira da alma (b) *LNP* dentro da cantoneira da alma

FIGURA 2.12 - Posição da linha neutra plástica (QUEIROZ *et al*, 2001 [16])

A posição da resultante das tensões de compressão (FIGURA 2.13) pode ser obtida pelas EXPRESSÕES (2.33) e (2.34), para distribuição elástica e distribuição elastoplástica de tensões, respectivamente.

$$y_c = \left(\frac{2}{3}\right)d_c \quad \text{para} \quad V_{pw} \leq f_y t_w d_c \quad (2.33)$$

$$y_c = f_y t_w d_c^2 \frac{(2 + 2\alpha - \alpha^2)}{3V_{pw}} \quad \text{para} \quad f_y t_w d_c < V_{pw} < 2f_y t_w d_c \quad (2.34)$$

(se  $V_{pw} > 2f_y t_w d_c$ , a ligação deve ser alterada)

onde:  $\alpha = \frac{V_{pw}}{f_y t_w d_c} - 1$ ;

$V_{pw}$  = resultante das forças de tração ou de compressão nas duas cantoneiras.

A resistência última do par de cantoneiras a momento, considerando a *LNP* cortando as cantoneiras é, então:

$$M_{uw} = V_{pw}(y_t + y_c) \quad (2.35)$$

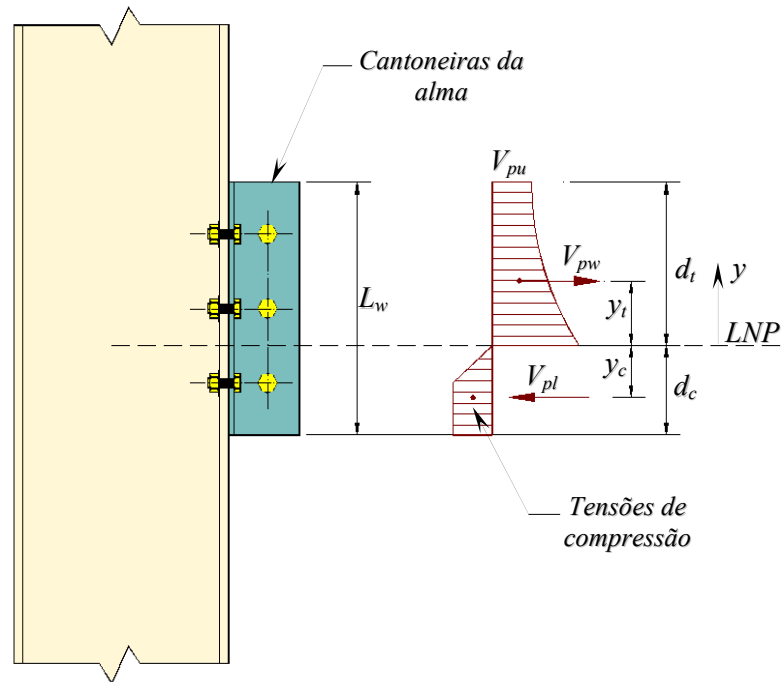


FIGURA 2.13 - Distribuição da força cortante plástica e das tensões de compressão nas cantoneiras da alma sob tração e compressão (QUEIROZ *et al*, 2001 [16])

### 2.1.5.3 Capacidade de deformação

As cantoneiras da alma não limitam a capacidade de deformação da ligação mista, por apresentarem grande ductilidade, acompanhando as deformações dos demais componentes da ligação sem sofrer ruptura.

### 2.1.6 Resumo dos componentes

Apresenta-se na TABELA 2.1 um resumo dos componentes básicos da ligação mista.

TABELA 2.1 – Resumo dos componentes básicos da ligação mista

		RIGIDEZ DE SERVIÇO	RESISTÊNCIA ÚLTIMA	CAPACIDADE DE DEFORMAÇÃO
COMPONENTES DA LIGAÇÃO MISTA	Armadura	$k_r = \frac{P}{\delta} = \frac{2A_s E_s}{h_c}$ ECCS-109-J.48,1999 [14]	$P_{ur} = f_{ys} A_s$ ECCS-109- A2.2, 1999 [14]	$u_r = L \varepsilon_{smu}$ $L =$ BODE <i>et al</i> , 1997 [18] $\varepsilon_{smu} =$ ECCS-109-A2.2, 1999[14]
	Conectores	$k_c = \frac{P}{\delta} = \frac{nk_{sc}}{\alpha}$ $k_c = \frac{P}{\delta} = n' k'_{sc}$ ECCS-109, 1999 [14] AHMED & NETHERCOT, 1996 [57]	$P_{uc} = nP_{rk} \geq F_s^{(B)} = A_s f_{ys}$ ECCS-109, 1999 [14]	$u_c = s^{(B)} = 2s^{(A)} \frac{F_s^{(B)}}{F_s^{(A)}}$ ECCS-109-A.3.4,1999[14]
	Cantoneiras da alma	$c = 0$ Para sistemas não-escorados	$M_{uw} = V_{pw} (y_t + y_c)$ CHEN adaptado (LORENZ <i>et al</i> , 1993 [28])	- Não afeta a ligação mista
	Ligação da mesa inferior	$k_i = \frac{n}{\left( \frac{1}{k_{p1}} + \frac{1}{k_{p2}} + \frac{1}{k_b} \right)}$ ANEXO J do EUROCODE 3 (ENV 1993-1-1:1997 [26])	$P_{ui} = nP_{ub} \leq 1,5 f_y A_{fi}$ AISC – LRFD , 1994 [58]	$u_i = \begin{cases} 3 \text{ mm}^* \\ 4 \text{ mm}^+ \end{cases}$ * Ensaios (ANEXO A-RLP) + EASTERLING & WAY, 1996 [23]

## 2.2 Comportamento das Ligações Mistas

A análise de ligações mistas com base nos componentes, no caso, armadura, conectores, ligação inferior e ligação da alma, apresenta resultados bastante coerentes com os resultados experimentais (QUEIROZ *et al*, 2000 [12]) para sistemas sujeitos a cargas verticais e um ciclo de carregamento apenas. A qualidade das respostas da ligação (rigidez, resistência e capacidade de rotação) depende da qualidade das informações sobre os componentes individuais da ligação apresentados anteriormente. Informações sobre tais componentes, extraídas do ECCS-109, 1999 [14], EASTERLING & REX, 1996 [22] e LORENZ *et al*, 1993 [28], tiveram sua precisão comprovada nas comparações finais com ensaios experimentais (ALVES, 2000 [13]).

Nos 10 (dez) ensaios já realizados no DEES (ALVES, 2000 [13]), não foram aplicados carregamentos cíclicos e também não houve a preocupação de medir com precisão a rigidez de descarregamento (ver FIGURAS 2.14, 2.15, 2.16 e 2.17 e TABELA 2.2 - QUEIROZ *et al*, 2000 [12]).

No Brasil têm sido feitos ensaios de ligações semirígidas, porém não de ligações mistas. Para citar alguns: CARVALHO *et al*, 1998 [73] e LIMA *et al*, 1999 [74].

TABELA 2.2 – Configurações dos modelos das ligações mistas ensaiados no DEES  
(ALVES, 2000 [13])

	Modelo MPLT1	Modelo MPLT2
PERFIL PILAR SUPORTE	PS500x250x16x8	PS400x200x12,5x6,3
PERFIL VIGA APOIADA	2PS350x130x6,3x4,75x1640	2PS350x130x6,3x4,75x1640
ARMADURA	4 $\phi$ 12,5 mm tracionada	4 $\phi$ 12,5 mm tracionada
LIGAÇÃO ALMA DA VIGA	3 $\phi$ = 3/4" 2L4"x4"x5/16"x230	3 $\phi$ = 3/4" 2L4"x4"x5/16"x230
LIGAÇÃO MESA INFERIOR DA VIGA	4 $\phi$ = 3/4" L152,2x101,2x9,5x200	4 $\phi$ = 3/4" L152,2x101,2x9,5x200

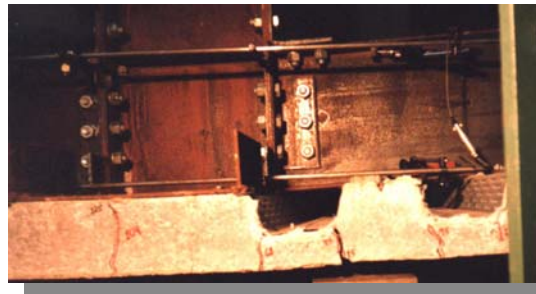


FIGURA 2.14 - Fissuras do modelo MPLT2 (QUEIROZ *et al*, 2000 [12])

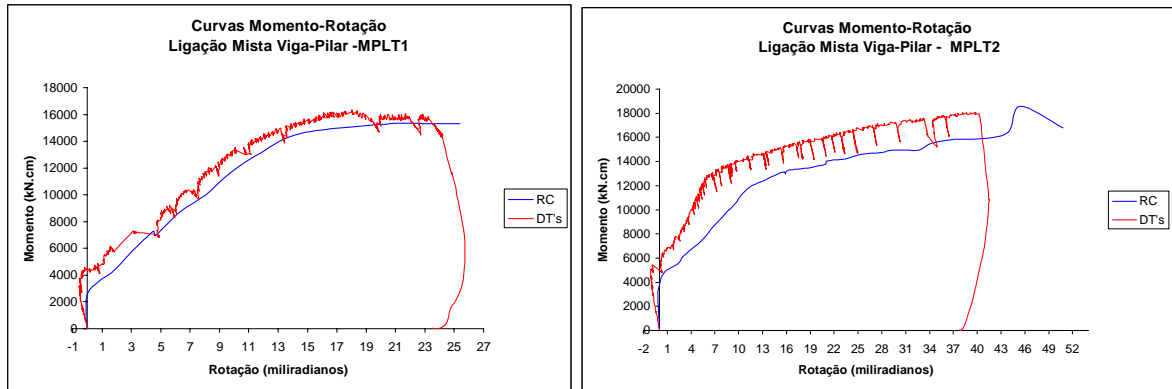


FIGURA 2.15 - Curvas momento-rotação - modelos MPLT1 e MPLT2 (QUEIROZ *et al*, 2000 [12])

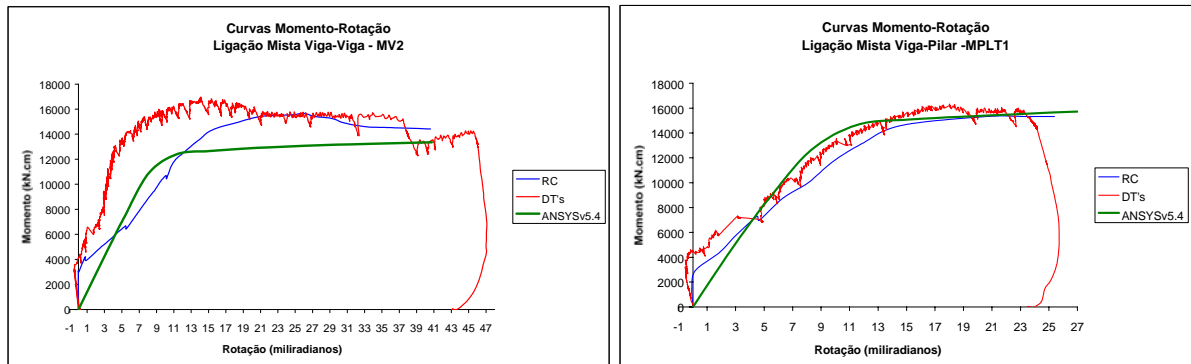


FIGURA 2.16 - Comparação de resultados numéricos e experimentais (QUEIROZ *et al*, 2000 [12])

Foi proposta, assim, a realização de 8 (oito) ensaios, cada um com 4 (quatro) a 5 (cinco) ciclos de *carregamento-descarregamento-recarregamento*, com o objetivo de associar as rigidezes de descarregamento e recarregamento com a rigidez de serviço, e de verificar o grau de degeneração de rigidez das ligações. Desta forma, foram obtidas as informações físicas necessárias para estabelecer a curva *momento-rotação* completa da ligação, além de se poder confirmar resultados previsíveis (rigidez de serviço, resistência última e capacidade de rotação). Ressalta-se que a rigidez de descarregamento e a rigidez de serviço são bastante elevadas (a ligação é praticamente rígida nas classificações usuais).

### 2.2.1 Rigidez de serviço (relação $M-\theta$ da ligação)

Para cada elemento da ligação mista calcula-se a rigidez separadamente, conforme apresentado anteriormente, e determina-se a rigidez da ligação completa.

Mostra-se na FIGURA 2.17 o modelo para determinação da rigidez do conjunto para o caso em que na cantoneira da alma atua apenas um momento fletor (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]).

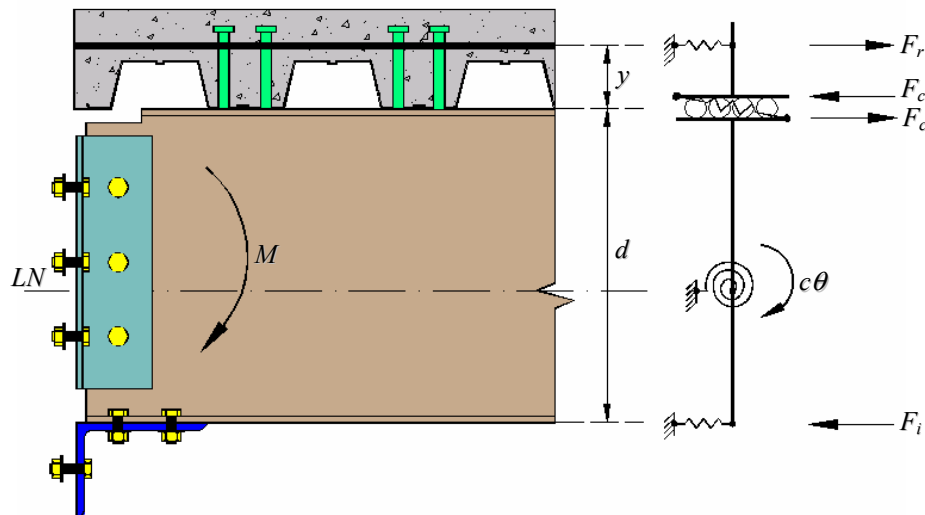


FIGURA 2.17 - Modelo para a rigidez do conjunto da ligação mista

Na FIGURA 2.18 tem-se  $u'_r$ ,  $u'_i$  e  $u'_c$  iguais ao alongamento da armadura, deslocamento na ligação inferior e escorregamento entre a laje e o perfil metálico, respectivamente, na situação de serviço.

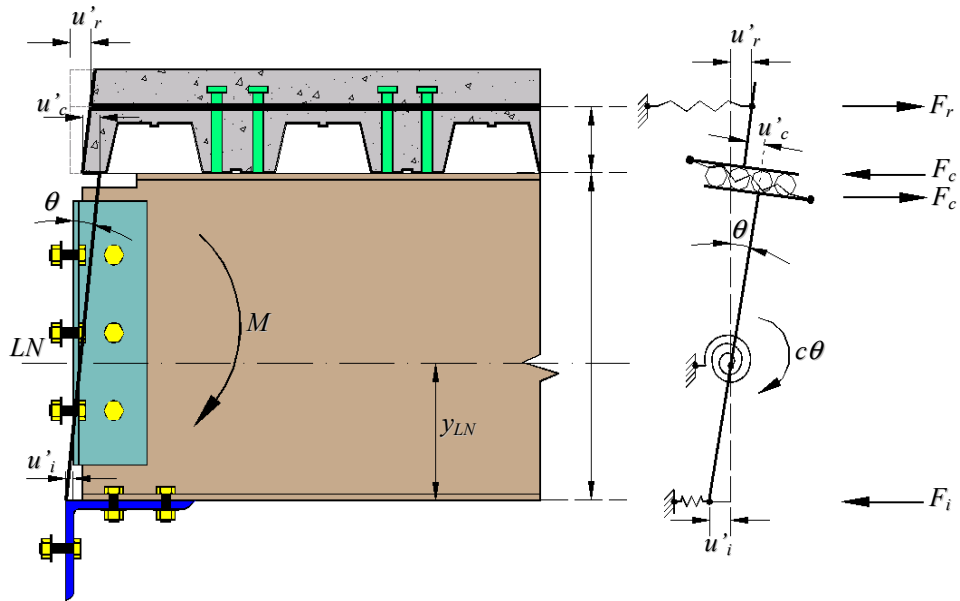


FIGURA 2.18 - Modelo para os deslocamentos dos componentes da ligação mista

Com  $u'_r = \frac{F_r}{k_r}$ ,  $u'_i = \frac{F_i}{k_i}$ ,  $u'_c = \frac{F_c}{k_c}$ , e com  $F_r = F_i = F_c$  e  $M = F_r(d + y) + c\theta$ , tem-se:

$$F_r = \frac{M - c\theta}{d + y} \quad (2.36)$$

A rotação da seção extrema da viga é dada por BODE *et al*, 1997 [18]:

$$\theta = \frac{u'_r + u'_i + u'_s}{d + y} \quad (2.37)$$

**OBSERVAÇÕES:**

a) alguns autores apresentam outra fórmula para a rotação extrema da viga. Esta fórmula é mostrada abaixo (COUCHMAN & WAY, 1999 [32] e ECCS-109, 1999 [14]):

$$\theta = \frac{u'_r}{d + y} + \frac{u'_i + u'_c}{d} \quad (2.38)$$

(por este procedimento não se obtém paralelismo entre as seções extremas da laje e da viga);

b) a diferença entre as EXPRESSÕES (2.37) e (2.38) é pequena quando  $d \gg y$ .

Substituindo-se  $u'_r, u'_c, u'_i$  e (2.36) em (2.37), obtém-se:

$$\frac{M}{\theta} = \frac{(d+y)^2}{\left(\frac{1}{k_r} + \frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_i}\right)} + c \quad (2.39)$$

As rigidezes  $k_r, k_c$  e  $k_i$ , determinadas nos itens anteriores são rigidezes de serviço, conforme já mencionado.

Obtém-se também a posição da linha neutra elástica da ligação, que deve ficar dentro da altura das cantoneiras da alma para não sobrecarregar os parafusos da ligação inferior:

$$y_{LNE} = \frac{(d+y)u'_i}{(u'_r + u'_i + u'_c)} \quad (2.40)$$

donde:

$$y_{LNE} = \frac{(d+y)}{k_i \left(\frac{1}{k_r} + \frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_c}\right)} \quad (2.41)$$

### 2.2.2 Resistência última a momento

Estabelecendo-se que a soma das resistências dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo, bem como a resistência da ligação inferior, sejam superiores à das barras de armadura, tem-se (para o caso em que na cantoneira da alma atua apenas momento):

$$M_u = f_{ys} A_s (d+y) + M_{iw} \quad (2.42)$$

onde:  $M_{iw}$  = resistência última a momento das cantoneiras da alma (EXPRESSÃO 2.35, com  $LNP$  dentro das cantoneiras);

$f_{ys}$  = limite de escoamento do aço da armadura;

$A_s$  = área da seção transversal da barra da armadura;

$d, y$  = conforme FIGURAS 2.17 e 2.18.

*OBSERVAÇÃO: é necessário que o momento que provoca a flambagem por distorção (ITEM 2.3.6) seja superior a  $M_u$ .*

### 2.2.3 Capacidade de rotação disponível ( $\theta_{dis}$ )

A capacidade de rotação disponível é obtida substituindo-se na EXPRESSÃO (2.37) os valores últimos  $u_r$ ,  $u_c$  e  $u_i$ :

$$\theta_{dis} = \frac{u_r + u_c + u_i}{d + y} \quad (2.43)$$

onde  $u_r$ ,  $u_c$  e  $u_i$  são as capacidades de deformação já definidas para a armadura, os conectores de cisalhamento e a ligação inferior, respectivamente.

Obtém-se também a posição da linha neutra plástica da ligação:

$$y_{LNP} = \frac{(d + y) u_i}{(u_r + u_c + u_i)} \quad (2.44)$$

## 2.3 Análise de Sistemas Indeslocáveis com Ligações Mistas

### 2.3.1 Considerações gerais

Uma viga mista é contínua quando tem a seção de aço contínua sobre os apoios intermediários (podendo ser uma viga ou um pilar), não havendo transferência significativa de momentos fletores (devidos às cargas verticais) para os elementos suportes (JOHNSON, 1994 [33]). A armadura longitudinal sobre o apoio pode ser prevista somente para o controle de fissuras, mas, se a mesma for composta de barras individuais, e não apenas de uma tela soldada, tais barras podem contribuir para a resistência a momento da ligação, em combinação com uma ligação metálica rígida (obtendo-se vigas contínuas) ou não-rígida (obtendo-se vigas semicontínuas). Tais sistemas são analisados como indeslocáveis para cargas verticais. Sendo a ligação metálica flexível ou semirígida, tem-se uma ligação mista em sistema indeslocável. Salienta-se que quando for usada análise rígido-plástica global, com rótulas plásticas nas ligações mistas, barras com pequeno diâmetro podem romper antes da rotação na região de momento negativo da viga tornar-se grande o bastante para se desenvolver um mecanismo de

colapso. Assim, estas barras devem ter pelo menos um diâmetro de  $12,5$  ou  $16\text{ mm}$  (LEON *et al*, 1996 [8], SCI-213, 1998 [7] e JOHNSON, 1994 [33]), respectivamente. De maneira geral, uma ligação mista tem que ter capacidade de rotação.

As vigas contínuas ou semicontínuas permitem a utilização de perfis mais baixos, pois as deformações e as vibrações dos elementos do conjunto são reduzidas. Por outro lado, a análise é mais complexa, já que há influência do carregamento de um vão no diagrama de momentos fletores dos vãos adjacentes, além da rigidez e da resistência à flexão variarem ao longo do vão da viga, devido à existência de concreto fissurado.

A análise de sistemas semicontínuos é similar à análise dos sistemas contínuos (ver ITEM 1.1.2). Salienta-se que a resistência à flexão da viga semicontínua depende da resistência a momento positivo da viga mista no vão e também da resistência a momento negativo da ligação. Muitas vezes, a fase de construção em sistemas não-escorados é a fase mais crítica no dimensionamento das vigas semicontínuas.

Tendo-se como elemento suporte uma viga, as duas vigas adjacentes a este elemento suporte somente podem ter momentos iguais, uma vez que a viga não apresenta rigidez à torção. Sendo o elemento suporte um pilar, as duas vigas adjacentes podem ter momentos iguais ou diferentes (neste caso, o diferencial é absorvido pelo pilar). Caso as duas vigas adjacentes no estado limite último resistam a cargas verticais, desprezando-se a parcela absorvida pelo pilar, pode-se deixar de aplicar tal parcela no pilar (ver ITEM 4.2.2, *OBS. a.2*).

## **2.3.2 Análises elástica e rígido-plástica**

### ***Análise elástica***

Os estados limites de serviço (cálculo de flechas e vibrações) são verificados na fase elástica, usando-se a relação *momento-rotação* ( $M-\theta$ ) correspondente ao momento fletor de serviço e definida em 2.4.3 (rigidez de serviço =  $k_{lig}$ , FIGURA 2.19).

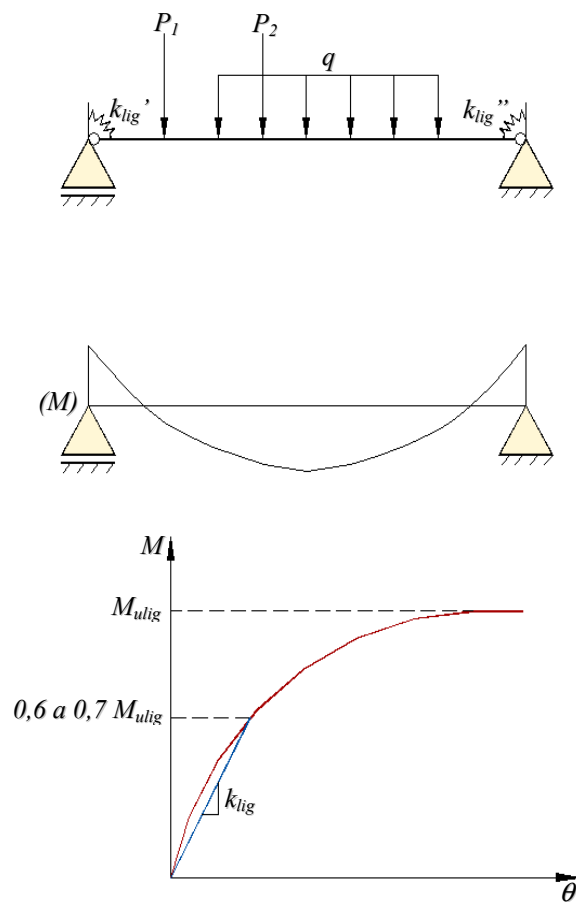


FIGURA 2.19 - Fase elástica

Condição para aplicabilidade do método de cálculo elástico (QUEIROZ & MATA, 2000 [35]):

$$\begin{cases} \sigma_{\text{máx.}} < f_y & (\text{barras da estrutura}) \\ M_{\text{lig}} \leq 0,6 \text{ a } 0,7 M_{\text{ulig}} & (\text{fim do comportamento elástico}) \end{cases}$$

Quando, para cargas nominais,  $M_{\text{lig}} > 0,6 \text{ a } 0,7 M_{\text{ulig}}$  e/ou  $\sigma_{\text{máx}} > f_y$ , tem-se que fazer uma análise elastoplástica (definindo-se a curva *momento-rotação* da ligação além da fase elástica) ou alterar o projeto para atender às condições de aplicabilidade do método elástico. Devido à dificuldade de se obter a curva  $M-\theta$  na região não-linear, normalmente o projeto é alterado quando  $M_{\text{lig}} > 0,6 \text{ a } 0,7 M_{\text{ulig}}$ . Quando  $M_{\text{lig}} \leq 0,6 \text{ a } 0,7 M_{\text{ulig}}$ , porém,  $\sigma_{\text{máx}} > f_y$ , é possível fazer uma análise elastoplástica do sistema para determinação correta das flechas (QUEIROZ & MATA, 2000 [35] e [36]).

Salienta-se que para o cálculo das flechas em construções não-escoradas, tem-se que superpor a fase de concretagem com a fase final (mista).

### Análise rígido-plástica

Quando uma viga tem extremidades total ou parcialmente engastadas, aplicando-se um carregamento qualquer na viga, surgem momentos nos suportes (por exemplo conforme mostrado na FIGURA 2.20) que, com o aumento da carga, podem atingir  $M_{pl}$  (momento plástico total da viga ou da ligação). Caso a seção extrema (ou a ligação dela com o suporte) tenha capacidade de girar plasticamente sem romper, mantendo  $M_{pl}$ , a distribuição de momentos fletores pode ser alterada, transferindo-se mais momento para o vão da viga, com carregamento crescente. Na FIGURA 2.20  $M_{pl}^{(+)}$  é o momento plástico positivo da viga mista.

*OBSERVAÇÃO: normalmente a ligação mista tem resistência menor do que a da viga. Assim, a rótula plástica sempre se formará na ligação.*

Este tipo de análise com redistribuição plástica de momentos até a formação de um mecanismo plástico, é denominada *análise rígido-plástica* (ou *análise limite*).

Para a verificação dos estados limites últimos, utiliza-se para sistemas indeslocáveis com ligações mistas a *análise rígido-plástica* (ou *análise limite*) conforme descrito a seguir.

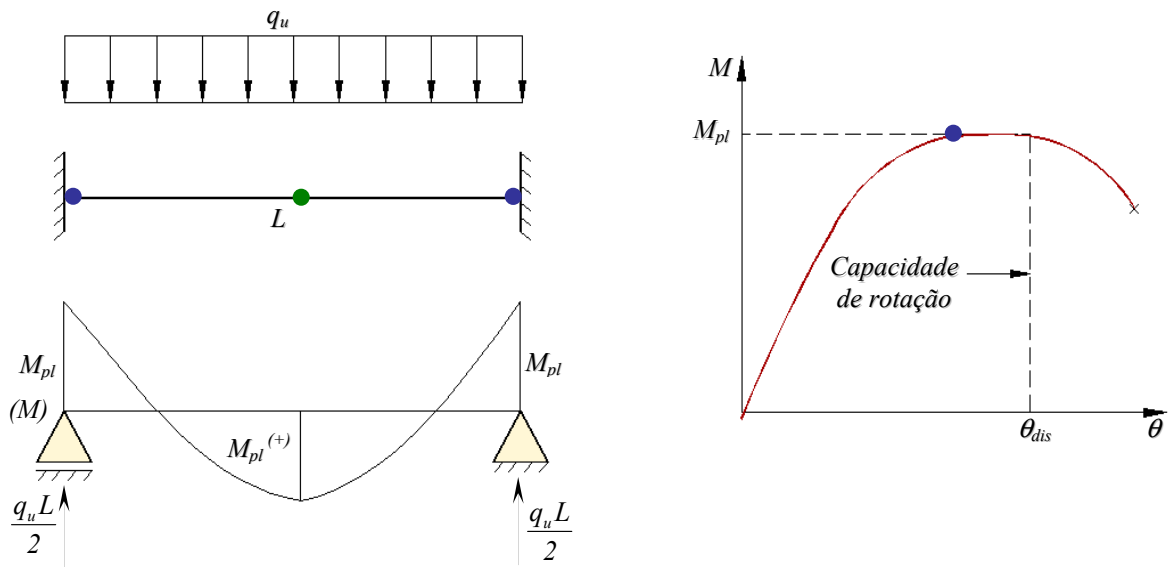


FIGURA 2.20 - Redistribuição plástica de momentos fletores

Aplica-se em cada extremidade da viga o momento correspondente à resistência de cálculo da ligação mista; o carregamento é o carregamento de cálculo ( $q_d$ ,  $P_{id}$  na FIGURA 2.21).

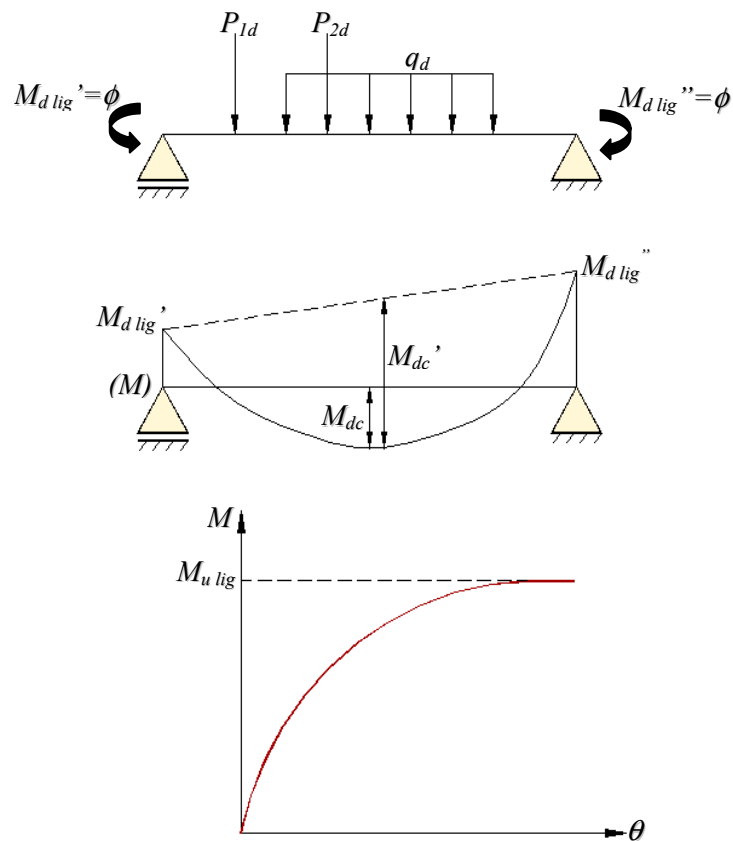


FIGURA 2.21 - Análise rígido-plástica

Na FIGURA 2.21 tem-se:

$M_{dc}$  = momento positivo de cálculo para a viga com as duas ligações mistas;

$M_{dc}'$  = momento de cálculo da viga biapoiada.

$$\text{Condição: } M_{dc} \leq \phi(FR)M_{pl}^{(+)} \quad (2.45)$$

onde  $\phi$  é o coeficiente de ponderação da resistência e  $FR$  é um fator de redução (0,85 a 0,95), devido à impossibilidade de plastificar totalmente a seção (ocorrência de deformação infinita, FIGURA 2.22). Na FIGURA 2.22 a posição das  $LNP$ 's é figurativa, uma vez que esta posição depende do nível de plastificação da seção.

Para que se desenvolva o momento máximo  $(FR)M_{pl}^{(+)}$  no vão da viga, é necessário que as extremidades da viga sofram rotações acentuadas (*capacidade de rotação necessária* da ligação, ver ITEM 2.3.3).

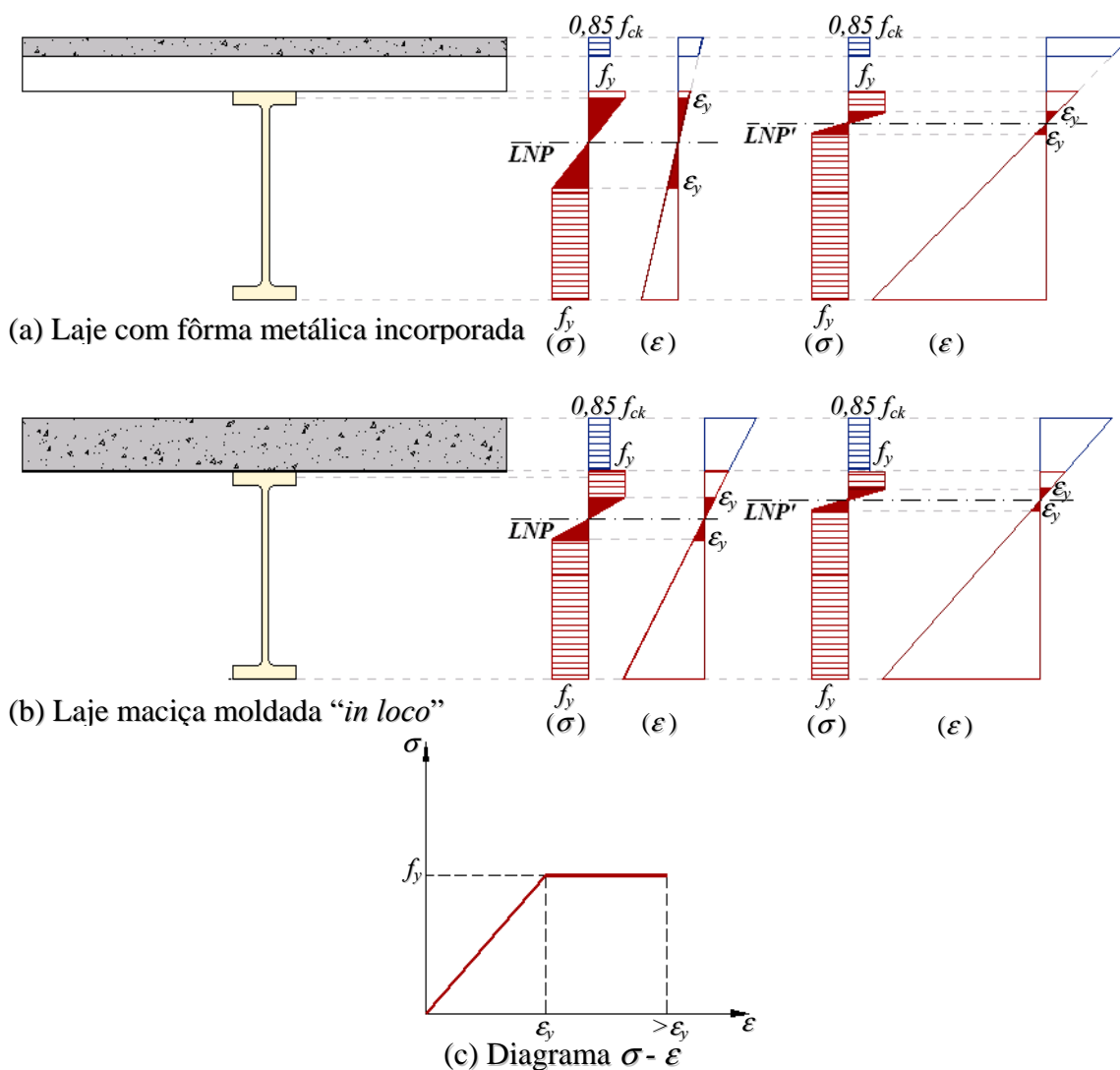


FIGURA 2.22 - Plastificação da seção transversal mista (interação total, QUEIROZ *et al* [16])

A *capacidade de rotação necessária* ( $\theta_{nec}$ ) tem que ser inferior à capacidade de rotação que a ligação realmente possui, *capacidade de rotação disponível* ( $\theta_{dis}$ ). Se  $\theta_{nec}$  for superior a  $\theta_{dis}$ , a ligação se rompe em algum momento antes de se atingir  $(FR)M_{pl}^{(+)}$  no vão da viga.

Salienta-se que a viga teria que ser CLASSE 1 (NBR8800, 1986 [15]) caso a rótula plástica se formasse na viga, porque está-se trabalhando com momentos plásticos e capacidade de rotação. Entretanto, como a rótula plástica se forma na ligação, com resistência menor que a resistência da viga, a CLASSE da viga pode ser 2.

### 2.3.3 Capacidade de rotação necessária ( $\theta_{nec}$ )

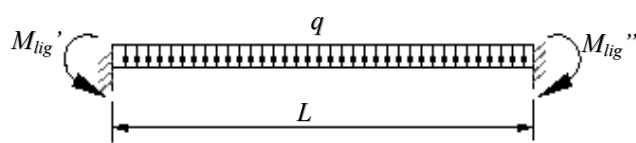
A resistência última da ligação mista é menor que o momento plástico da viga mista, sendo assim, a própria ligação tem que garantir a rotação necessária para o desenvolvimento do momento positivo máximo da viga (bem próximo do momento plástico). A *capacidade de rotação disponível* foi vista no ITEM 2.2.3.

LI *et al*, 1996 [36] apresentam um método para a determinação da *capacidade de rotação necessária*, resumido a seguir.

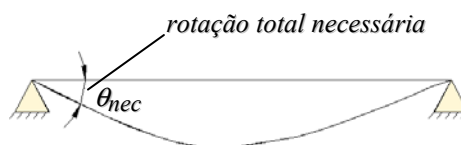
Sabe-se que as rotações das ligações semirrígidas ocorrem sobre uma região bem próxima à seção da ligação (extremidade da viga). Assim, é razoável assumir que a rotação total da ligação está concentrada na extremidade da viga.

As rigidezes à flexão das vigas mistas são diferentes nas regiões de momento negativo e positivo. Esta diferença tem pequeno efeito nas rotações totais necessárias das ligações se a plasticidade estiver se desenvolvendo no vão da viga e a razão *momento na ligação/momento no vão* for relativamente pequena. Entretanto, se o *momento de cálculo no vão* for menor que o *momento de início de escoamento* e a razão *momento na ligação/momento no vão* for relativamente alta, a diferença entre as rigidezes à flexão positiva e negativa da seção mista afeta bastante as rotações necessárias. Esta diferença é considerada na análise seguinte, adotando-se, para a rigidez à flexão na região de momento negativo, a média das rigidezes à flexão das seções fissurada e não-fissurada na região de momento positivo.

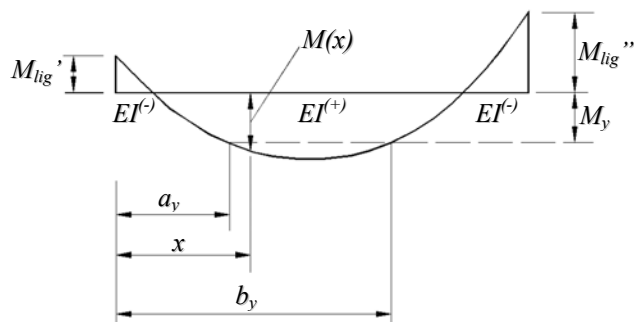
Uma vez que o momento positivo de cálculo pode se aproximar do momento plástico da viga mista, a plasticidade é desenvolvida sobre o vão da viga em uma extensão que depende da forma do diagrama de momentos fletores. A deformação plástica no vão contribui para as rotações necessárias e, portanto, esta plasticidade deve ser considerada na análise da rotação necessária. Assim, pode-se dizer que para uma viga cujo momento positivo de cálculo aproxima-se do momento plástico da seção, a rotação necessária nos apoios apresenta uma componente elástica ( $\theta_{nec(e)}$  - FIGURA 2.23-d) e outra plástica ( $\theta_{nec(p)}$  - FIGURA 2.23-f).



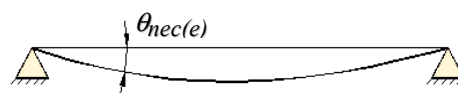
(a) viga equivalente de um vão



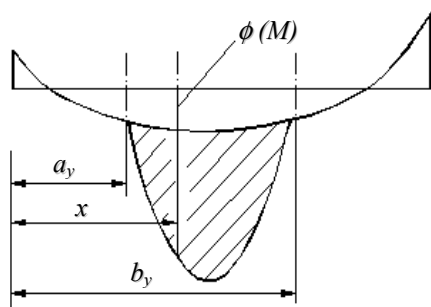
(b) deformação total



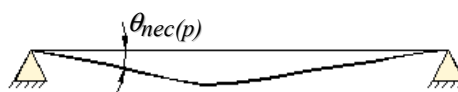
(c) diagrama de momentos



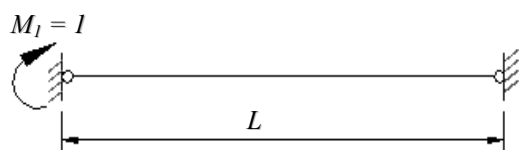
(d) deformação elástica



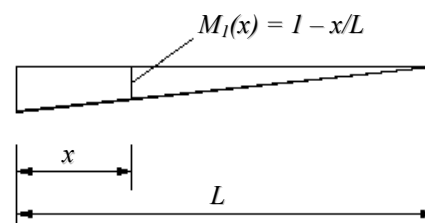
(e) distribuição de curvatura



(f) deformação plástica



(g) momento unitário na ligação



(h) diagrama de momentos devidos a  $M_l = 1$

FIGURA 2.23 - Método para determinação da capacidade de rotação necessária

(LI et al, 1996 [36])

De acordo com a distribuição de momentos mostrada na FIGURA 2.23-c, e com base no método da carga unitária, a parte elástica da rotação necessária da ligação é dada por:

$$\theta_{nec(e)} = \int_0^L \frac{M(x)M_1(x)}{EI(x)} dx = \int_0^L \frac{M(x)}{EI(x)} \left(1 - \frac{x}{L}\right) dx \quad (2.46)$$

onde:  $\theta_{nec(e)}$  = componente elástica da rotação (em um ponto);

$EI(x)$  = rigidez à flexão da viga mista;

$L$  = vão da viga;

$M(x)$  = momento fletor devido ao carregamento real;

$M_1(x)$  = momento fletor devido ao momento unitário aplicado na seção extrema.

Para calcular a parte plástica da rotação necessária da ligação deve-se conhecer a relação *momento-curvatura* da viga mista na flexão positiva para momento superior ao momento de escoamento. A curvatura da viga para um momento superior ao momento de escoamento da seção mista pode ser expressa por:

$$\phi(M) = \underbrace{\frac{M}{EI^{(+)}}}_{\text{elástica}} + \underbrace{\left[ 5,7 \left( \frac{d}{h_c} \right)^{0,2} \frac{M_y}{EI^{(+)}} - \frac{M}{EI^{(+)}} \right] \left( \frac{M - M_y}{M_{pl}^{(+)} - M_y} \right)^2}_{\text{plástica}} \quad (2.47)$$

onde:  $M$  = momento atuando na seção mista ( $M_y \leq M \leq M_{pl}^{(+)}$ );

$\phi(M)$  = curvatura da viga correspondente ao momento  $M$ ;

$EI^{(+)}$  = rigidez à flexão da viga mista na região de momento positivo;

$d$  = altura da viga de aço;

$h_c$  = altura total da mesa de concreto;

$M_y$  = momento positivo correspondente ao início de escoamento da viga mista ( $W_{tr} x f_y$ );

$M_{pl}^{(+)}$  = momento plástico positivo da viga mista.

Mostra-se na FIGURA 2.23-e a distribuição da curvatura da viga mista. A parte plástica da curvatura é apenas a parte hachurada do diagrama de curvatura uma vez que a outra parte é elástica.

De acordo com o método da carga unitária, a parte plástica da rotação necessária pode ser calculada a partir da integração da curvatura:

$$\theta_{nec(p)} = \int_{a_y}^{b_y} \left\{ \phi[M(x)] - \frac{M(x)}{EI^{(+)}} \right\} M_l(x) dx$$

$$\theta_{nec(p)} = \int_{a_y}^{b_y} \left[ 5,7 \left( \frac{d}{h_c} \right)^{0,2} \frac{M_y}{EI^{(+)}} - \frac{M}{EI^{(+)}} \right] \left( \frac{M - M_y}{M_{pl}^{(+)} - M_y} \right)^2 \left( 1 - \frac{x}{L} \right) dx \quad (2.48)$$

onde:  $\theta_{nec(p)}$  = componente plástica da rotação (em um ponto);

$a_y$  = distância da ligação esquerda à primeira seção com momento de escoamento (FIGURA 2.23-e);

$b_y$  = distância da ligação esquerda à segunda seção com momento de escoamento.

LI *et al* realizaram estudos com diferentes sistemas. Os parâmetros considerados foram:

- *o tipo de carregamento*: para uma carga concentrada no meio do vão ( $1 PL$ ), a plasticidade é confinada em um curto comprimento da viga adjacente ao máximo momento. Para duas cargas aplicadas nos terços do vão ( $2 PL$ ), a plasticidade ocorre sobre um trecho maior que o terço central do vão. Salienta-se que integrando-se a curvatura plástica sobre este considerável comprimento resulta que as condições de rotação plástica são particularmente altas para vigas sujeitas a duas cargas concentradas;
- *a relação entre o momento de engastamento e o momento no meio do vão*: as rotações de extremidade são nulas para vigas engastadas e aumentam à medida que as vigas tendem para simplesmente apoiadas;
- *a tensão de escoamento do aço*: quanto maior a tensão de escoamento do aço e também quanto mais o momento positivo se aproxima do momento de plastificação, maior a deformação e, assim, maior curvatura é necessária para atingir o escoamento (FIGURA 2.24);

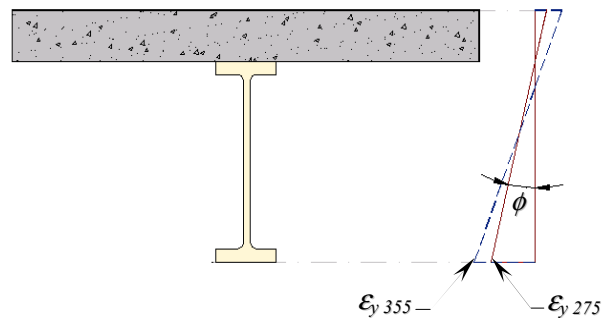


FIGURA 2.24- Deformações da viga (COUCHMAN & WAY, 1999 [32])

- a altura do perfil metálico: a curvatura necessária para atingir uma dada deformação no escoamento aumenta quando a altura da viga diminui (FIGURA 2.25).

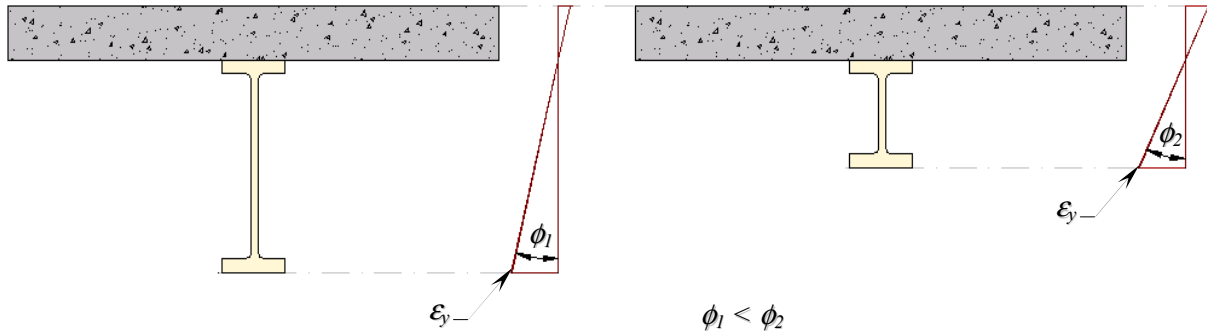


FIGURA 2.25 - Curvaturas da viga (COUCHMAN & WAY, 1999 [32])

As conclusões obtidas por este método de determinação da *capacidade de rotação necessária* da ligação foram:

- a rotação necessária na ligação diminui significativamente com o aumento da relação entre os momentos na ligação mista e no vão e aumenta com a relação *vão/altura* da viga mista;
- quando todos os parâmetros são os mesmos, o carregamento com cargas concentradas nos terços do vão exige a maior e o carregamento com carga concentra da no meio do vão a menor rotação no apoio; o carregamento uniformemente distribuído exige um valor intermediário;
- quando o momento em uma das ligações, for zero, a rotação necessária pode ser maior ou menor que a exigida quando ambas as ligações estiverem sujeitas ao mesmo momento, dependendo do carregamento;
- quando todos os parâmetros forem constantes, inclusive a relação *vão/altura* da viga, a altura do perfil metálico tem pouca importância.

LI *et al*, 1996 [37] apresentam tabelas e ábacos para determinação da *capacidade de rotação necessária*, com base no procedimento descrito.

### 2.3.4 Influência da interação parcial e do processo de construção na rotação necessária

No processo descrito anteriormente não se comenta sobre o grau de interação entre a laje e o perfil metálico. Quando se utiliza interação parcial na região de momento positivo, a

*capacidade de rotação necessária* da ligação é diferente da que se obteria na interação total. Quanto menor o grau de interação, maior será a curvatura da seção transversal para um dado momento fletor. Entretanto, a capacidade da viga mista para momento positivo é reduzida. QUEIROZ *et al* (2001 [38]) mostraram que, quando se utiliza interação parcial na região de momento positivo, a *capacidade de rotação necessária* da ligação é inferior à que se obteria na interação total.

COUCHMAN & WAY, 1999 [32], apresentam correções das rotações necessárias determinadas pelo processo anterior (TABELAS 2.3 e 2.4, com  $(M_{lig} / M_{pl}^{(+)} > 0,30)$ ), para considerar diferentes relações entre o momento positivo máximo e o momento de plastificação total e também para aplicá-las ao caso de construção não-escorada. Porém, também nestes trabalhos, não se comenta a influência da interação parcial (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]). No caso de construção não-escorada, grande parte da carga permanente é suportada pela viga de aço isolada, provocando um aumento na curvatura e na deformação da viga na região de momento positivo. *Segundo esta referência, este fato leva a um aumento na capacidade de rotação necessária das ligações em torno de 40%, embora também aumente a capacidade de rotação disponível em cerca de 10%.*

TABELA 2.3 - *Capacidade de rotação necessária* em construções escoradas,  $f_y = 355 \text{ MPa}$

Carregamento	L/D	$\theta_{nec} \text{ (mrad)}$		
		$0,95 M_{pl}^{(+)}$	$0,90 M_{pl}^{(+)}$	$0,85 M_{pl}^{(+)}$
<b>UDL</b>	25	40,0	28,0	20,0
<b>2 PL</b>	20	46,0	32,0	23,0

TABELA 2.4 - *Capacidade de rotação necessária* em construções não-escoradas,  $f_y = 355 \text{ MPa}$

Carregamento	L/D	$\theta_{nec} \text{ (mrad)}$		
		$0,95 M_{pl}^{(+)}$	$0,95 M_{pl}^{(+)}$	$0,95 M_{pl}^{(+)}$
<b>UDL</b>	25	56,0	39,0	28,0
<b>2 PL</b>	20	64,0	45,0	32,0

A TABELA 2.5, baseada em LI *et al*, 1996 [37], apresenta rotações necessárias em miliradianos (*mrad*), obtidas a partir das curvaturas nos regimes elástico e elastoplástico, para construções não-escoradas, considerando um coeficiente  $\beta$  para a determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo  $M_{Rd}$  igual a 0,95, aços estruturais com resistências ao

escoamento  $f_y$  de 350 MPa e 275 MPa, três tipos diferentes de carregamento e diferentes relações entre vão e altura da seção mista.

TABELA 2.5 - Capacidade de rotação necessária em construções não-escoradas

L/D	$\theta_{nec}$ (mrad)			
	$f_y = 350 \text{ MPa}$		$f_y = 275 \text{ MPa}$	
	$\beta = 0,95$			
	UDL e 1 PL	2 PL	UDL e 1 PL	2 PL
15	28,7	42,7	28,0	39,2
20	46,2	64,4	37,8	51,8
25	57,4	80,0	46,2	63,0
30	67,2	95,0	53,9	74,2

(Retirado do texto da NBR8800 - 2003, em aprovação)

Tem-se nas TABELAS 2.3, 2.4 e 2.5:

$L/D$  = relação entre o comprimento do tramo e a altura total da viga mista;

$UDL$  = carga uniformemente distribuída;

$1 PL$  = carga concentradas no centro da viga;

$2 PL$  = duas cargas concentradas nos terços do vão da viga.

A TABELA 2.5 pode ser utilizada nas seguintes condições (texto da NBR8800-2003, em aprovação):

- a resistência característica da ligação ao momento fletor deve ser igual ou superior a 30% de  $M_{pl}^{(+)}$  (isto é,  $M_{lig} / M_{pl}^{(+)} > 0,30$ ), onde  $M_{pl}^{(+)}$  é o momento positivo de plastificação da viga mista, com o coeficiente  $\beta$  e os coeficientes de resistência parciais do concreto, do perfil de aço e dos conectores de cisalhamento, iguais a 1,0;
- cada tramo da viga deve ter ligações mistas em ambas as extremidades ou uma extremidade perfeitamente rotulada e outra com ligação mista;
- para aços estruturais com resistência ao escoamento  $275 \text{ MPa} < f_y < 350 \text{ MPa}$ , pode-se interpolar linearmente. Salienta-se que não são previstos aços com  $f_y > 350 \text{ MPa}$  e, para aços com  $f_y = 250 \text{ MPa}$ , podem ser utilizados os valores indicados para  $f_y = 275 \text{ MPa}$  (a favor da segurança);
- para o coeficiente  $\beta$ , usado na determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo  $M_{Rd}$ , com valor igual a 0,90 e 0,85, multiplica-se a capacidade de rotação necessária obtida por 0,74 e 0,50, respectivamente;
- no caso da construção ser escorada, multiplica-se o valor encontrado para a capacidade de rotação necessária por 0,714.

### **2.3.5 Interação momento fletor – força cortante**

Supõe-se que as forças normais nas duas vigas adjacentes sejam nulas. A alma do perfil metálico resiste à força cortante, como nas vigas mistas biapoiadas. Entretanto, para vigas contínuas e semicontínuas, a seção de apoio tem grande força cortante e também momento fletor. A interação entre os efeitos do momento e da força cortante deve ser verificada na ligação mista (JOHNSON, 1994 [33]).

Para a ligação mista da FIGURA 2.1, as cantoneiras da alma transmitem a força cortante para o suporte e contribuem também para a resistência da ligação a momento (com a linha neutra cortando as cantoneiras). Assim, os parafusos e todos os elementos envolvidos na ligação da alma devem ser verificados para o efeito combinado destas duas solicitações (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]).

### **2.3.6 Flambagem por distorção**

Na região de momento positivo, a viga metálica isolada está sujeita a sofrer flambagem lateral com torção, onde toda a seção se desloca mantendo a sua geometria. Este fenômeno pode ocorrer em vigas que suportam o peso do concreto durante a fase de construção. Depois da cura do concreto, a laje impede este tipo de flambagem.

Na região de momento negativo de uma viga contínua ou semicontínua, a laje restringe a torção da viga, mas, a mesa comprimida recebe contenção lateral apenas por intermédio da rigidez à flexão da alma, que é um elemento flexível. Assim, a mesa da viga pode se deslocar lateralmente e a alma deforma-se por flexão, ocorrendo o fenômeno de flambagem lateral por distorção. A flambagem por distorção tem que ser verificada e o momento que a provoca não pode ser inferior ao momento resistente da ligação mista, para que a análise rígido-plástica seja aplicável. O EUROCODE 4 (ENV 1994-1-1:1992) apresenta processos para a determinação da resistência à flambagem por distorção, os quais foram utilizados por PIRES (2003, [63]).

Caso a análise seja elástica, deve-se considerar um tramo sem sobrecarga na determinação da resistência à flambagem por distorção.

## 2.4 Análise de Sistemas Deslocáveis com Ligações Mistas

### 2.4.1 Considerações gerais

Em edifícios de andares múltiplos, os pórticos planos têm geralmente pouca resistência a cargas horizontais, especialmente quando as ligações são projetadas como flexíveis. Entretanto, cada laje de concreto de piso atua como uma viga horizontal de grande rigidez quando sujeita a forças horizontais em seu plano. A laje pode, então, transferir cargas de vento para um pequeno número de estruturas de contenção horizontal, convenientemente localizadas na edificação. Estas são projetadas para resistir a cargas horizontais, e têm rigidez lateral muito maior do que a dos pórticos planos, que podem, então, ser projetados para cargas de gravidade apenas. As estruturas de contenção horizontal mais usuais são paredes de cisalhamento (“*shear walls*”) ou núcleos de serviço (compartimentos de escadas, *shafts*, dutos verticais etc). Tanto as paredes de cisalhamento quanto os núcleos podem ser construídos com diagonais de contraventamento metálicas ou em concreto armado.

A utilização de ligações mistas em pórticos deslocáveis contribui para a rigidez e a resistência necessárias à estabilidade estrutural dos mesmos, permitindo conceber a estrutura de maneira diferente da descrita anteriormente, com sistemas resistentes horizontalmente distribuídos por toda a estrutura. Na grande maioria dos casos, as ligações mistas são mais leves e envolvem menos componentes de ligação do que as soluções rígidas tradicionais. A análise de sistemas deslocáveis com ligações mistas exige uma modelagem adequada do comportamento destas ligações. A curva momento-rotação destas ligações apresenta um comportamento não-linear que pode ser avaliado em ensaios. A flexibilidade da ligação e os efeitos de segunda ordem na estrutura estão intrinsecamente relacionados.

O desenvolvimento de técnicas computacionais tem sido de fundamental importância para a simplificação do problema de cálculo de estruturas de aço utilizando ligações mistas e ligações semirígidas em geral.

Apresenta-se na FIGURA 2.26 um tipo de ligação mista para sistemas deslocáveis (sujeitos a cargas verticais e horizontais). Neste caso, a laje de concreto pode trabalhar nas situações tracionada e comprimida pelo momento fletor, devido ao efeito de cargas horizontais na estrutura.

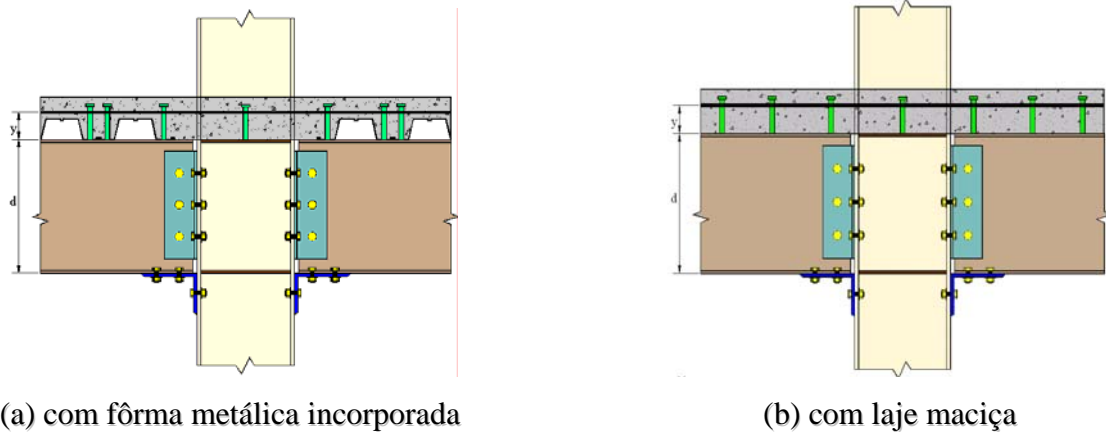


FIGURA 2.26 - Tipo de ligação mista para pórticos deslocáveis

Com a finalidade de se obter um padrão a ser utilizado para a classificação de ligações, o EUROCODE 3 (ENV 1993-1-1:1997 [26]) e o EUROCODE 4 (ENV 1994-1-1:1992 [39]) elaboraram uma proposta baseada na resistência e na rigidez das vigas do pórtico onde a ligação está sendo avaliada. Na FIGURA 2.27 resumem-se as classificações para sistemas indeslocáveis e deslocáveis, com base em rigidez e resistência, bem como uma curva típica de ligação mista (LEON & ZANDONINI, 1992 [6]).

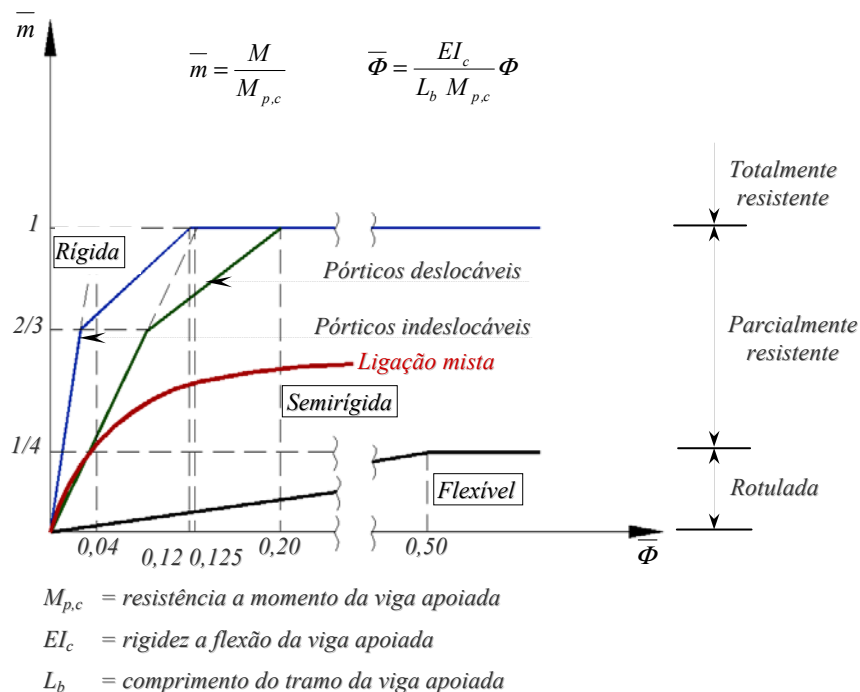


FIGURA 2.27 - Sistema de classificação segundo o EUROCODE 3 (ENV 1993-1-1:1997 [26]) e o EUROCODE 4 (ENV 1994-1-1:1992 [39])

A diferença de exigências para sistemas indeslocáveis e deslocáveis é devida aos efeitos de segunda ordem nos deslocáveis, que aumentam as rotações da ligação.

## 2.4.2 Considerações sobre carregamento da ligação mista, descarregamento, carregamento em sentido oposto e recarregamento

### 2.4.2.1. Aplicação de $M^{(+)}$ a partir do sistema descarregado original

LEON *et al*, 1996 [8] propõem duas curvas  $M-\theta$ , para momentos negativos e positivos, respectivamente, conforme mostrado na FIGURA 2.28. Nota-se que as curvas começam a partir de zero. A curva para momento positivo não tem grande utilidade prática, uma vez que, via de regra, as ligações são solicitadas inicialmente por momento negativo.

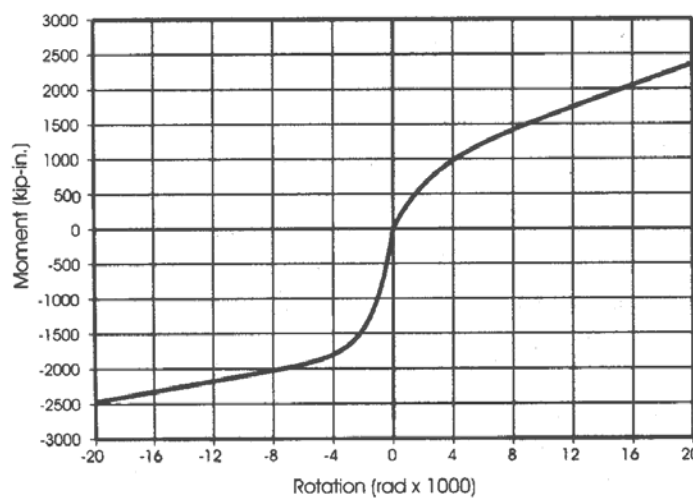


FIGURA 2.28 - Curva  $M-\theta$  completa para uma ligação mista típica (LEON *et al*, 1996 [8])

### 2.4.2.2. Descarregamento de $M^{(-)}$

É necessário conhecer o comportamento da ligação no descarregamento e no carregamento em sentido contrário, a partir da curva de momento negativo. Para isto, são feitos ensaios em NÓS MISTOS com momentos negativos, aplicando-se descarregamento e carregamento em sentido contrário. RASSATI *et al* (2000 [42]) afirmam que o descarregamento, com base nas pesquisas disponíveis, não ocorre com rigidez ( $k_{des}$ ) idêntica à rigidez inicial ( $k_{in}$ ), como pode ser visto na FIGURA 2.29. Percebe-se também na FIGURA 2.29 que a degeneração de rigidez da ligação só é pronunciada após 5 (*cinco*) ou mais ciclos de carregamento.

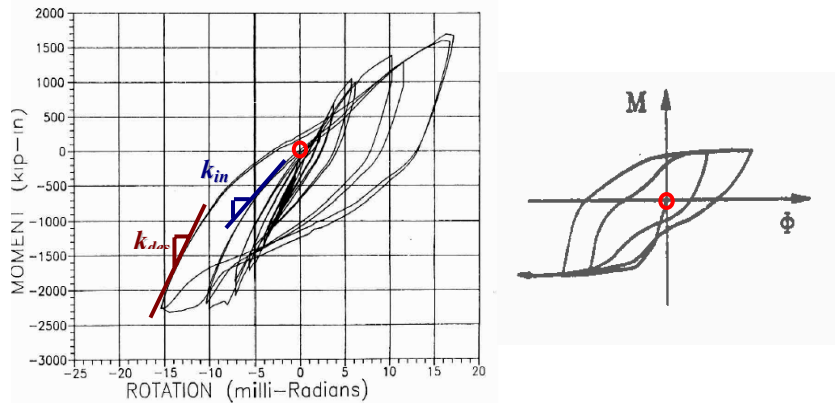


FIGURA 2.29 - Exemplo de uma curva  $M-\theta$  para uma ligação mista sujeita a carregamentos cíclicos (ALEMDAR *et al*, 2000 [43] e LEON & ZANDONINI, 1992 [6])

### 2.4.2.3. Aumento de $M^{(-)}$

Pode-se observar na FIGURA 2.30 que, devido à carga de gravidade  $W$ , a rigidez de ambas as ligações  $C1$  e  $C2$  diminui em relação à rigidez de serviço, para carregamento (aumento de  $M^{(-)}$ ). Com a adição do vento, a ligação na região de *barlavento* ( $C1$ ) começa a descarregar enquanto que a ligação na região de *sotavento* ( $C2$ ) continua a carregar e a diminuir a rigidez. Na FIGURA 2.30-c mostra-se que o carregamento do vento  $H$  aumenta a rotação da ligação  $C2$ . Assim, a ligação  $C2$  tem que ter capacidade de rotação suficiente para absorver a rotação provocada por cargas verticais e por carga de vento quando os efeitos se acumulam.

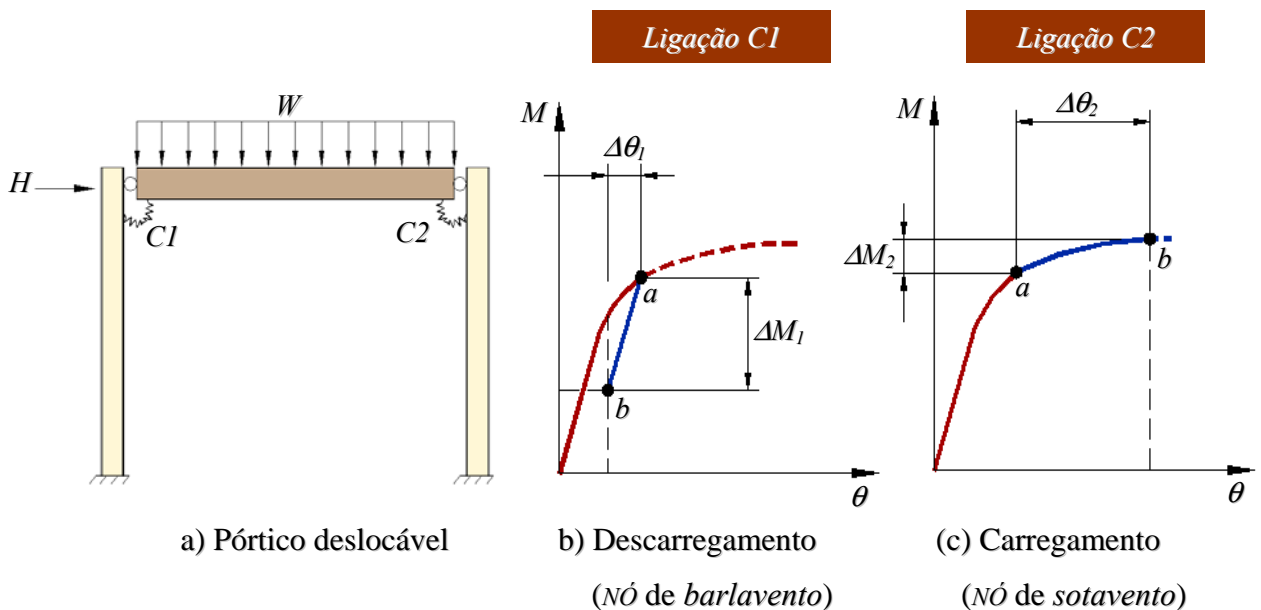


FIGURA 2.30 - Pórtico deslocável e as correspondentes respostas da ligação mista (MALECK & WHITE, 2000 [44])

#### 2.4.2.4. Modelo de RICHARD e regra de Masing

Utilizando-se o modelo de RICHARD *et al* (1980 [24]) para o carregamento da ligação sujeita a momento negativo (EXPRESSÃO 2.49) e a *regra de Masing* (REYES-SALAZAR & HALDAR, 1999 [46]) para as fases de descarregamento e carregamento em sentido contrário, obtém-se a EXPRESSÃO (2.50).

$$M = \frac{(K - K_p)\theta}{\left[1 + \left|\frac{(K - K_p)\theta}{M_0}\right|^N\right]^{1/N}} + K_p\theta \quad (2.49)$$

$$M = M_a - \frac{(K - K_p)(\theta_a - \theta)}{\left[1 + \left|\frac{(K - K_p)(\theta_a - \theta)}{2M_0}\right|^N\right]^{1/N}} + K_p(\theta_a - \theta) \quad (2.50)$$

onde:  $M$  = momento na ligação;

$\theta$  = rotação relativa da ligação;

$K$  = rigidez inicial da ligação;

$K_p$  = rigidez plástica;

$M_0$  = momento de referência;

$N$  = parâmetro de forma da curva.

A representação das equações (2.49) e (2.50) é mostrada na FIGURA 2.31, onde também se mostra o ponto de coordenadas  $(M_a, \theta_a)$  que aparece na EQUAÇÃO (2.50).

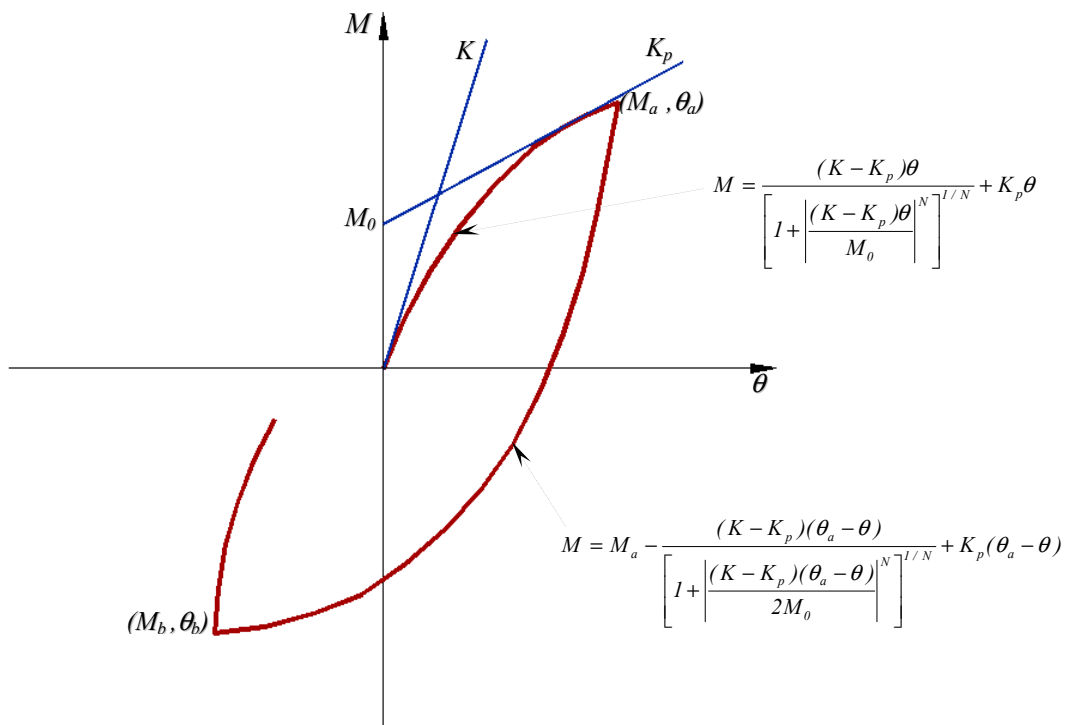


FIGURA 2.31 – Carregamento-descarregamento-recarregamento em sentido contrário das ligações (REYES-SALAZAR & HALDAR, 1999 [46])

### 2.4.3 Ensaios experimentais com variação do carregamento

A aplicação de ligações mistas em pórticos deslocáveis no Brasil deve levar em conta basicamente ações devidas à gravidade e ao vento. Assim, nos ensaios, pode-se carregar a ligação até seu máximo aproveitamento para ações de gravidade e descarregá-la (simulando o efeito favorável do vento na ligação) ou carregá-la novamente além do ponto anterior (simulando o efeito desfavorável do vento na ligação) o número de ciclos de *carregamento-descarregamento-recarregamento* não precisa ser elevado, devido ao fato de ações do vento próximas da máxima ocorrerem poucas vezes na vida da estrutura. Neste projeto de pesquisa, o comportamento da ligação não prevê inversão do momento na ligação, devendo assim, durante a análise, garantir-se que tal efeito não ocorra.

Na bibliografia existente foram encontrados poucos ensaios com as características mencionadas: poucos ciclos sem inversão do momento. As FIGURAS 2.32-a e 2.32-b (LEON 1990 [2]) referem-se a ligações diferentes da proposta neste projeto; as FIGURAS 2.33-a e 2.33-b (AMMERMAN & LEON 1987 [52]) referem-se ao mesmo tipo de ligação, porém, com laje

maciça (FIGURA 2.26-b). A maioria dos ensaios cíclicos já realizados teve como objetivo obter o comportamento da ligação mista em estruturas sujeitas a terremotos, com um grande número de ciclos e inversão de sinal do momento fletor na ligação.

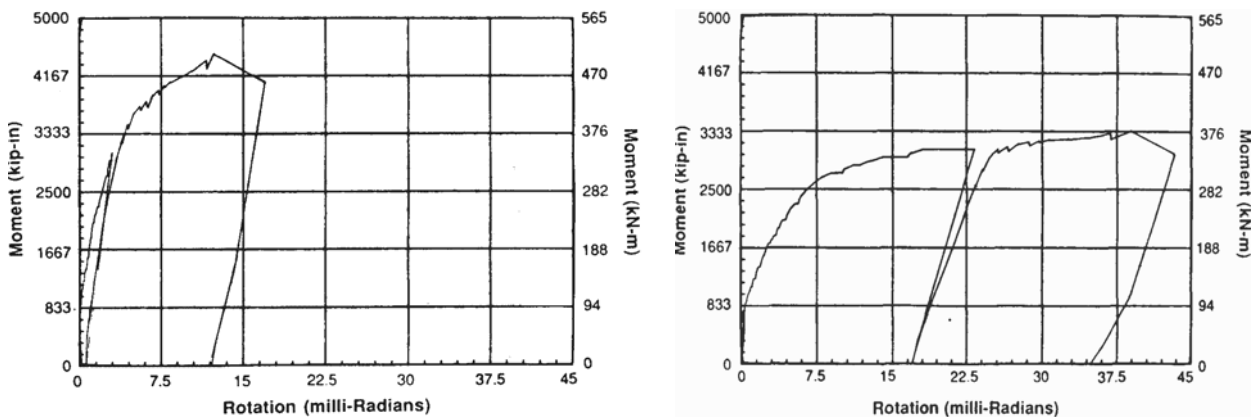


FIGURA 2.32 - Curva *momento-rotação* completa obtida de ensaio da ligação mista

com laje maciça (LEON 1990 [2])

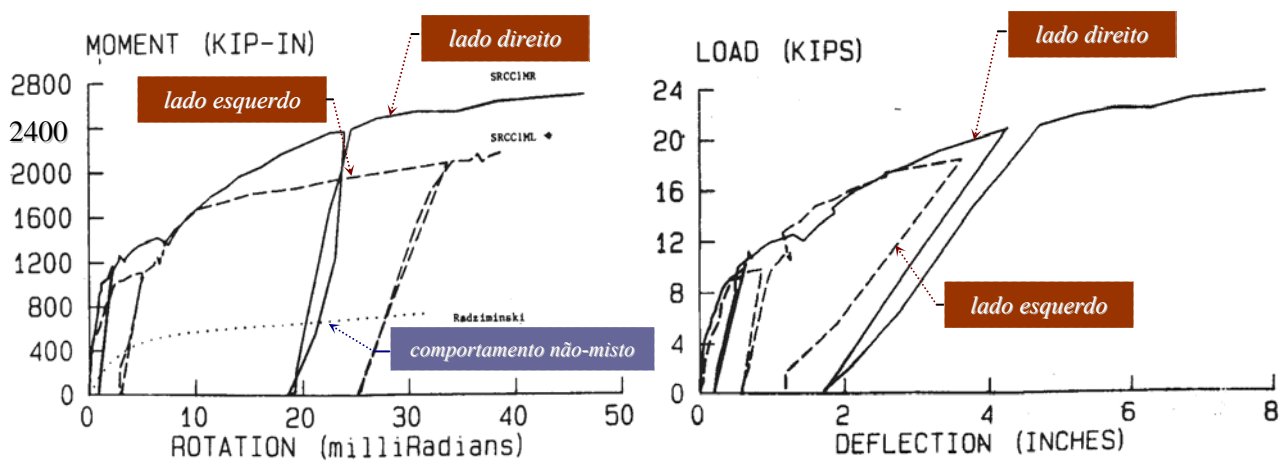


FIGURA 2.33 – Ensaio da ligação mista com laje maciça (AMMERMAN & LEON, 1987 [52])

## 2.4.4 Métodos existentes para a análise de sistemas deslocáveis com ligações mistas

### 2.4.4.1 Método da rigidez secante

Um método de análise proposto nos Estados Unidos (MALECK & WHITE, 2000 [44]; ASCE, 1998 [45]), para pórticos com ligações parcialmente resistentes, é baseado na utilização da

rigidez secante da ligação. Mostra-se na FIGURA 2.34 que este tipo de consideração poderia superestimar significativamente a rigidez tangente da ligação *C2* (FIGURA 2.30) no caso de carga lateral, e subestimar a rigidez de descarregamento da ligação *C1* (FIGURA 2.30). Isto afeta a distribuição de esforços solicitantes no sistema, assim como o cálculo dos fatores para os comprimentos efetivos dos pilares.

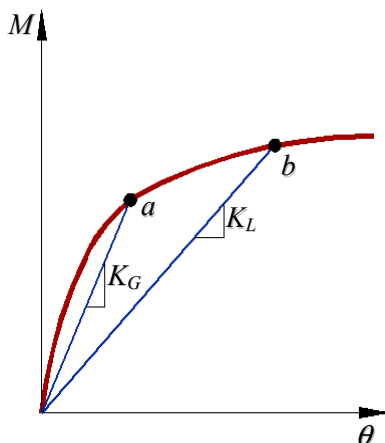


FIGURA 2.34 - Modelo de rigidez secante para a relação *momento-rotação* da ligação (MALECK & WHITE, 2000 [44])

#### 2.4.4.2 Método de CHRISTOPHER & BJORHOVDE

CHRISTOPHER & BJORHOVDE<sup>2</sup> *apud* MALECK & WHITE (2000 [44]) apresentam um método de análise no qual o momento na ligação e a rigidez sob cada carregamento são avaliados com mais precisão, conforme mostrado na FIGURA 2.35. Neste método, um momento  $M_a$  inicial na ligação é estimado, com base na linha da viga, utilizando-se cargas de gravidade. A aproximação da linha da viga é válida caso a rotação do pilar seja nula ou desprezível no nó viga-pilar. A rigidez efetiva da ligação usada para a subsequente carga lateral é então tomada como a rigidez secante do ponto “a” até o ponto “u” associado à rotação limite baseada na ductilidade da ligação. Ao mesmo tempo que o método de CHRISTOPHER & BJORHOVDE determina mais racionalmente a resposta da ligação sob um carregamento não-linear, ele requer o cálculo de uma rigidez secante para cada ligação, baseada no nível de carga em “a”.

<sup>2</sup> CHRISTOPHER, J. E.; BJORHOVDE, R. 1999. *Semi-Rigid Frame Design Methods for Practicing Engineers. Response Characteristics of Frames with Semi Rigid Connections*. AISC Engineering Journal, First Quarter, Vol. 36, pp.12-28.

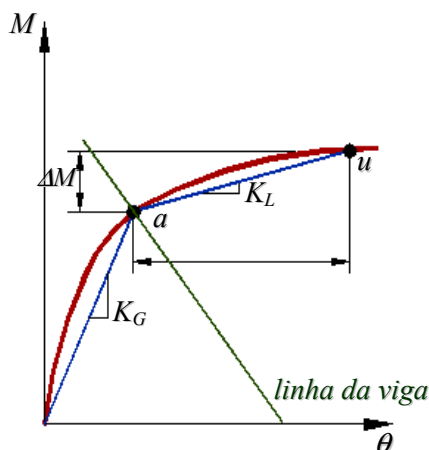


FIGURA 2.35 - Modelo de rigidez de CHRISTOPHER & BJORHOVDE para a relação *momento-rotação* da ligação

#### 2.4.4.3 Proposta de LEON

LEON *et al*, 1996 [8] propõem uma análise simplificada e uma análise avançada. Na análise simplificada determinam-se os deslocamentos da estrutura elasticamente, incluindo efeitos de 2<sup>a</sup> ordem, porém, sem demonstrar se neste processo elástico as tensões são menores que a tensão de escoamento do material. A resistência última é obtida utilizando-se o método rígido-plástico. Na análise avançada utiliza-se uma análise elastoplástica com a curva *momento-rotação* válida para momento negativo.

#### 2.4.4.4 Proposta de MALECK & WHITE

MALECK & WHITE (2000 [44]), apresentam uma solução inovativa de análise, que pode ser adaptada a um programa que contemple ligações com curvas *M-θ* lineares. Ela parte de uma curva trilinear para as ligações, apresentada na FIGURA 2.36-a. As interseções da linha que define o modelo trilinear com o eixo vertical são facilmente determinadas.

O ponto “c”, interseção da linha que define a segunda porção da curva *momento-rotação* com o eixo vertical, é o momento inicial desta segunda porção da curva (FIGURA 2.36-b). Assume-se que a resposta da ligação sob carga de gravidade esteja localizada no ponto “a” (que

não é necessariamente o mesmo ponto para todas as ligações, por terem níveis diferentes de solicitação). Assim, Para o caso de cargas de gravidade, a ligação é modelada como uma mola linear com rigidez  $K_G$  e um momento inicial  $M_c$  (FIGURA 2.36-b).

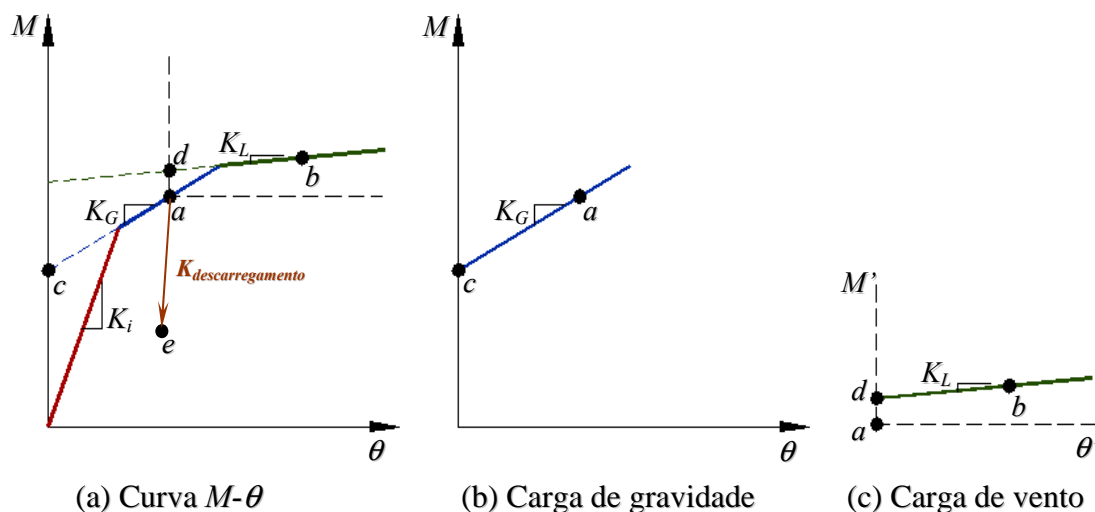


FIGURA 2.36 - Modelo da relação *momento-rotação* da ligação (MALECK & WHITE, 2000 [44])

A adição da carga lateral muda a resposta da ligação na posição de *sotavento*, (FIGURA 2.36 - a), para o ponto “ $b$ ”. Assim, para o carregamento de vento da ligação C2 (FIGURA 2.30), uma rigidez linear  $K_L$  é usada com um momento inicial  $M_d$  no ponto “ $d$ ”(FIGURA 2.36-c) medido em relação ao ponto “ $a$ ”, que corresponde à resposta à carga de gravidade da ligação C2.

Para a ligação na posição de *barlavento*, C1 (FIGURA 2.30), a rigidez de descarregamento usada na análise para carga de vento é tomada igual à rigidez inicial da ligação, definida e discutida em ALEMDAR *et al*, 2000 [43].

Normalmente, os programas de análise disponíveis prevêm a utilização de molas em ligações, com curva  $M-\theta$  linear, porém, sem a possibilidade da inclusão de esforços solicitantes iniciais como parâmetros. MALECK & WHITE, 2000 [44] em sua proposição, adiciona esta possibilidade por meio de um artifício numérico, onde são aplicados momentos iguais e opostos em cada lado das molas que representam as ligações (FIGURA 2.37).

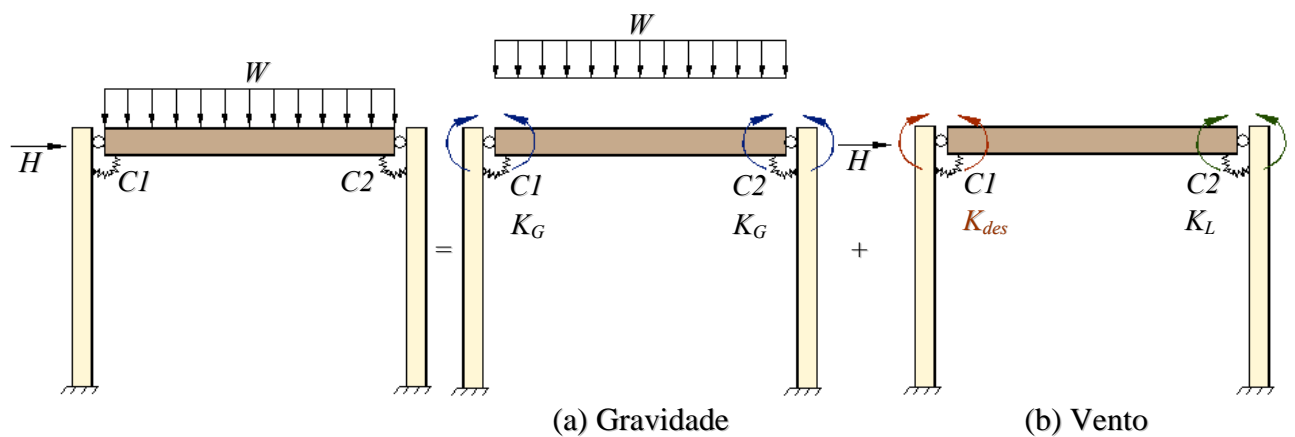


FIGURA 2.37 - Aplicação dos momentos nas ligações (MALECK & WHITE, 2000 [44])

O problema fica no descarregamento (lado de *barlavento*). Como já comentado, RASSATI *et al*, 2000 [42] afirmam que o descarregamento, com base nas pesquisas disponíveis, não ocorre com rigidez idêntica à rigidez inicial (FIGURA 2.30).

#### 2.4.4.5 Modelo mecânico da ligação mista

Devido à complexidade do comportamento dos diversos componentes de uma ligação mista, um método elastoplástico avançado deve utilizar-se de um modelamento mecânico da ligação (ANEXO E) que facilite a consideração do comportamento de cada componente individual.

Este modelamento mecânico pode ser feito de maneira simples (com apenas uma mola, FIGURA 2.30) ou com algumas molas (QUEIROZ, 1995 [55]), podendo até incluir uma mola de redirecionamento (QUEIROZ & TSCHERMERNEGG<sup>3</sup> *apud* RASSATI *et al*, 2000 [42] – FIGURA 2.38). A mola de redirecionamento leva em conta o comportamento das regiões da laje de concreto em contato com o pilar, quando o desbalanceamento de momentos se inverte (FIGURA 2.39).

<sup>3</sup> QUEIROZ, G., TSCHERMERNEGG, F. 1995. *Mechanical Modeling of Semi Rigid Joints for the Analysis of Framed Steel and Composite Structures*. Proceedings of the Third International Workshop on Connections in Steel Structures, May, Trento, Italy.

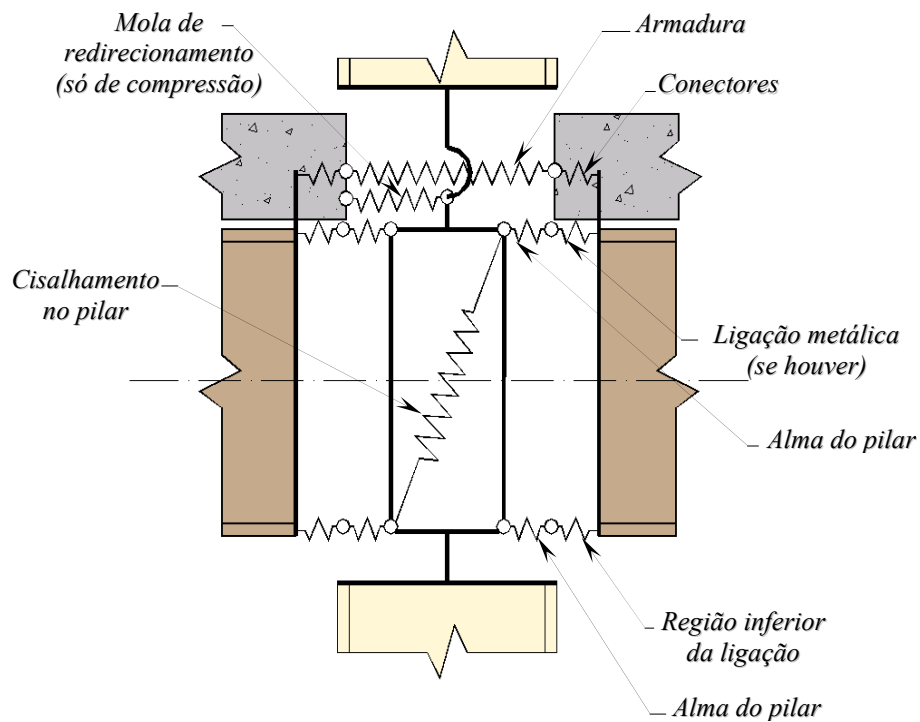


FIGURA 2.38 - Modelo mecânico de nó – IBK (QUEIROZ & TSCHEMMERNEGG)

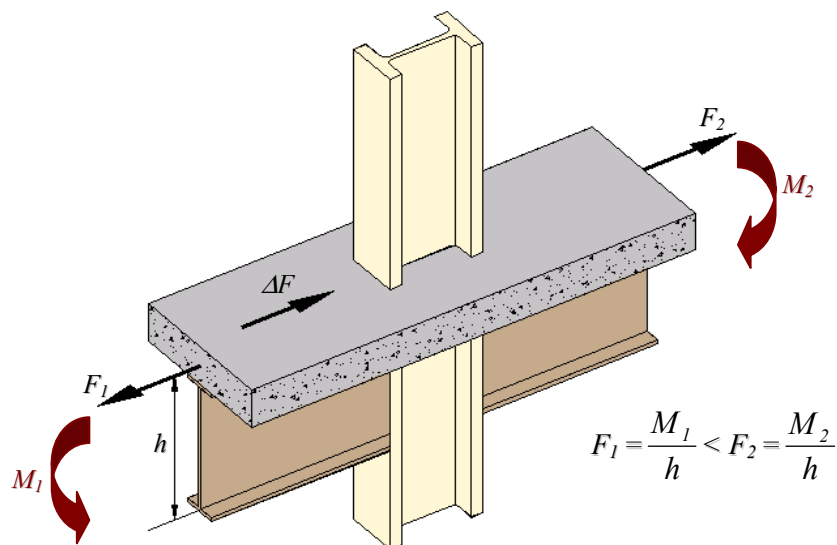


FIGURA 2.39 - Carregamento desbalanceado para a direita (ECCS-109, 1999 [14])

Devido à complexidade do modelo da FIGURA 2.38, o modelo mecânico proposto por QUEIROZ (1995 [55]) poderia ser adaptado para utilização em pórticos deslocáveis com ligações mistas (ANEXO E). No presente trabalho, optou-se pela solução mais simples da mola rotacional única. Esta opção, entretanto, implica na perda de uma flexibilidade importante que é aquela associada à deformação por cisalhamento da alma do pilar na região entre as mesas da viga (ITEM 1.2).

#### **2.4.5 Degeneração da rigidez inicial da ligação**

Na FIGURA 2.29 apresentaram-se resultados experimentais cíclicos de uma ligação mista (ALEMDAR *et al*, 2000 [43] e LEON & ZANDONINI, 1992 [6]) sujeita a carregamentos cíclicos, onde se percebe uma degeneração de rigidez após 4 (*quatro*) ou 5 (*cinco*) ciclos de carregamento.

Este comportamento da degeneração de rigidez está relacionado a algum tipo de dano como microfissuras e/ou espaços vazios no concreto. Este dano torna-se muito mais significativo quando os ciclos de carregamento esgotam a capacidade da ligação. A degeneração é considerada para carregamentos de terremotos.

No Brasil não se têm carregamentos de terremotos. Para carregamento de vento, onde valores próximos do máximo ocorrem poucas vezes na vida útil da estrutura, não é necessário levar em conta a degeneração de rigidez. Por esta razão este fenômeno não será considerado neste trabalho de pesquisa.

#### **2.4.6 Capacidade de rotação para garantir mecanismos plásticos associados a cargas verticais e horizontais**

Na FIGURA 2.36 (MALECK & WHITE, 2000 [44]) mostra-se que de um lado o carregamento do vento aumenta a rotação da ligação. Assim, a ligação tem que ter capacidade de rotação suficiente para absorver a rotação provocada por cargas verticais e por carga de vento quando os efeitos se acumulam.

É importante salientar que, em qualquer método de análise, é muito importante a determinação correta das rotações necessárias das ligações mistas, as quais não podem ultrapassar as *capacidades de rotação disponíveis*, conforme ITEM 2.2.3.

# 3

## OBJETIVO E METODOLOGIA

*"Se o homem não sabe a que porto se dirige, nenhum vento lhe será favorável."*

*Sêneca*

### 3.1 Objetivo

- a) Coletar e sistematizar todos os resultados de ensaios experimentais realizados no exterior (LEON *et al*, 1996 [8], EASTERLING & REX, 1996 [22, 23]; RICHARD *et al*, 1980 [24]; EUROCODE 4. ENV 1994-1-1:1992 [39]) e no Brasil (principalmente os desenvolvidos no DEES/EEUFMG - ALVES, 2000 [13]), bem como todas as análises numéricas e teóricas desenvolvidas no DEES/EEUFMG (MATA, 1998 [47]) e nas empresas CODEME ENGENHARIA S.A. (QUEIROZ *et al*, 2000 [12, 48, 49] e QUEIROZ *et al*, 2001 [51]) e USIMINAS MECÂNICA S.A. (QUEIROZ & MATA, 2000 [25, 35, 36], QUEIROZ *et al*, 2001 [38] e QUEIROZ & MATA, 2001 [50]), relativos a ligações mistas e seus componentes.
- b) Complementar as informações existentes na bibliografia a respeito da ligação parafusada inferior, por meio de ensaios experimentais de 16 (*dezesseis*) protótipos (ANEXO A – RELATÓRIO DE ENSAIO DAS LIGAÇÕES PARAFUSADAS - RLP), complementar a bibliografia também no que diz respeito à variação da rigidez da ligação no carregamento e no

descarregamento e perda de rigidez após alguns ciclos, por meio de ensaios experimentais de 8 (*oito*) protótipos (ANEXO B - RELATÓRIO DE ENSAIO DOS NÓS MISTOS - RNM).

- c) Desenvolver bases teóricas para aplicação de ligações mistas (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]; QUEIROZ & MATA, 2001 [50]) em estruturas deslocáveis, partindo-se de um tipo de ligação metálica usual no Brasil (FIGURA 1.8), incluindo-se:
- relação *momento-rotação* da ligação mista, considerando-se *carregamento-descarregamento-recarregamento* para ações de vento e de gravidade;
  - resistência última da ligação mista;
  - capacidade de rotação da ligação mista.
- d) Proposição de um MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISE de pórticos deslocáveis com ligações mistas, adequado para utilização em escritórios de projeto, aferido por comparação com análise elasto-plástica avançada.
- e) Proposição de um modelo de elementos finitos para análise elasto-plástica avançada de pórticos deslocáveis com ligações mistas (MÉTODO DE ANÁLISE AVANÇADO), utilizando um software existente de grande abrangência.

Desprezou-se a influência da força normal nas ligações, uma vez que, normalmente, em vigas ela não é considerada. Também desprezou-se o efeito da força cortante na curva *momento-rotação*, porque na ligação mista analisada tal efeito não é relevante. Entretanto, a força cortante tem que ser levada em conta no pilar, na região da ligação.

Salienta-se que o objetivo principal desta tese de doutorado é a proposta de um método simplificado de análise de pórticos deslocáveis com ligações mistas, eliminando o principal obstáculo do uso de tais ligações: *a dificuldade de análise*.

## 3.2 Metodologia

- a) Estudo conclusivo do acervo bibliográfico e revisão dos métodos de análise existentes.
- b) Desmembramento da ligação em componentes básicos (LEON *et al*, 1996 [8]; QUEIROZ *et al*, 2000 [12, 48, 49]; QUEIROZ *et al*, 2001 [51], QUEIROZ & MATA, 2001 [50], EASTERLING & REX, 1996 [22,23]; ECCS-109, 1999 [14]; COST C1, 1996 [20]).
- c) Realização de ensaios de 16 (*dezesseis*) protótipos de ligações parafusadas do tipo usado na parte inferior da ligação mista deste trabalho (ANEXO A - RELATÓRIO DE ENSAIO DAS LIGAÇÕES PARAFUSADAS - RLP) complementando as informações disponíveis (RICHARD, 1980 [24]; EASTERLING & REX, 1996 [22,23]; ECCS -109, 1999 [14]; COST C1, 1996 [20]).
- d) Realização de ensaios de 8 (*oito*) protótipos de NÓS MISTOS, com aplicação de 4 (*quatro*) ciclos de *carregamento-descarregamento-recarregamento* (ANEXO B - RELATÓRIO DE ENSAIO DOS NÓS MISTOS - RNM) adicionalmente aos que já foram realizadas no DEES /EEUFMG (ALVES, 2000 [13] e QUEIROZ *et al*, 2001 [51]).
- e) Aferição das teorias existentes na bibliografia com base nos resultados experimentais das ligações parafusadas e dos NÓS MISTOS.
- f) Proposição dos parâmetros principais da curva *momento-rotação* teórica para o NÓ MISTO, com base na bibliografia, nos ensaios e em análise estatística, incluindo *carregamento-descarregamento-recarregamento*;
- g) Proposição do MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISE e comprovação da segurança do método por meio de considerações elastoplásticas.
- h) Comparação de resultados do MÉTODO SIMPLIFICADO com o MÉTODO AVANÇADO, em três situações distintas, para avaliar a precisão do primeiro.

# 4

## MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO

*"Não se deve recorrer à pluralidade sem necessidade."*

*William de Ockham, Quodlibeta, Livro V (c. 1324)*

### 4.1 Campo de Aplicação e Descrição do Método

#### 4.1.1 Campo de aplicação

- a) Se as ligações mistas forem o único meio da estrutura resistir a ações horizontais na direção considerada (ausência de contraventamentos verticais ou outros sistemas resistentes a ações horizontais em planos paralelos à direção considerada):
- a estrutura da edificação não deve apresentar deslocamentos horizontais consideráveis sob ação de ações verticais.
  - o número máximo de andares deve ser 8 (*oito*) e o número mínimo de pilares em cada plano paralelo à direção considerada deve ser 4 (*quatro*).

*OBSERVAÇÃO: Esta recomendação é apenas uma diretriz básica, visando evitar deslocamentos excessivos e inversão de momento na ligação (ITEM b). Na bibliografia existente há também sugestões de limitações, por exemplo HENSMAN & NETHERCOT (2001 [75]) e ASCE (1998 [45]).*

- b) O momento negativo em uma ligação mista, devido às ações verticais, não pode sofrer inversão de sinal quando atuam ações horizontais, podendo, no limite, tornar-se nulo.
- c) Na região de momentos negativos de uma viga mista, deve haver conectores suficientes para não reduzir a resistência da ligação mista a momento, a qual deve ser limitada pela resistência das barras da armadura.
- d) Na região de momentos positivos de uma viga mista, a interação pode ser parcial, respeitado o grau de interação mínimo prescrito pela NBR8800, 1986 [15].
- e) As ligações com pilares extremos devem ser flexíveis, para não introduzir grandes momentos nestes pilares e para facilitar a execução da estrutura.
- f) A relação entre as resistências de cálculo da ligação mista a momento negativo e da viga mista correspondente a momento positivo deve ser igual ou superior a 0,3 (LI *et al*, 1996 [37]).
- g) Para utilizar as propriedades das ligações mistas apresentadas neste trabalho, devem ser previstos enrijecedores horizontais nos pilares, no nível da aba horizontal da cantoneira de assento e no nível médio da laje (havendo forma metálica, no nível médio da camada acima da forma). A não utilização destes enrijecedores implicaria em redução da rigidez da ligação mista, e o cálculo desta redução poderia ser feito utilizando a bibliografia existente (EUROCODE 3, ANEXO J - ENV 1993-1-1:1997 [26]). Deve ser garantido que a tensão no concreto, na região de contato com a mesa do pilar, fique abaixo de  $0,75f_{ck} / 1,4$ , para ações horizontais de cálculo. A laje de concreto deve ser armada transversalmente conforme descrito nas observações do ITEM 1.5 do CAPÍTULO 1.
- h) A deformação associada ao cisalhamento da alma do pilar, na região nodal, não é considerada neste trabalho. Esta consideração poderia ser feita utilizando-se, por exemplo, o modelo de QUEIROZ (1995 [55]).
- i) Devem ser atendidas as exigências para análise plástica, quanto a relações *largura/espessura* e flambagem por distorção (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]).

## **4.1.2 Descrição do método**

### **4.1.2.1 Fase de concretagem**

Na fase de concretagem, as vigas são consideradas simplesmente apoiadas nos pilares e analisadas como puramente metálicas. Para a determinação de flechas, tensões nas vigas e reações nos pilares utilizam-se apenas as ações permanentes nominais, enquanto para a verificação de resistência das vigas ao momento fletor utilizam-se as ações permanentes de cálculo e sobrecargas de construção de cálculo. A estabilidade da edificação deve ser garantida por meio de contraventamentos provisórios (ou definitivos, se houver). Aplicam-se os requisitos da NBR8800, 1986 [15].

### **4.1.2.2 Fase final – ações verticais**

Na fase final, considera-se o sistema formado pelas vigas mistas, ligações mistas, pilares (mistos ou metálicos) e contraventamentos como indeslocável (mesmo não havendo contraventamentos), utilizando-se apoios horizontais fictícios.

- a) Faz-se uma análise elástica deste sistema, para ações permanentes e sobrecarga nominais, aplicadas após a cura do concreto. Para obter os momentos de inércia das seções transformadas, na região de momentos positivos, utiliza-se metade do módulo de elasticidade do concreto, tanto para as ações permanentes quanto para as sobrecargas, para levar em conta a deformação lenta. As larguras efetivas da laje nas regiões de momento positivo e momento negativo são determinadas usando o procedimento do EUROCODE 4 (ENV 1994-1-1:1992). Para obter as rigidezes das ligações mistas, utiliza-se o método do ECCS-109 (1999 [14]), descrito no CAPÍTULO 2. Para cada pilar intermediário utilizam-se as rigidezes correspondentes às duas ligações mistas adjacentes (FIGURA 4.1). As ligações com pilares extremos são consideradas rotuladas. Por meio desta análise, determinam-se as flechas, as tensões nos pilares e na face inferior das vigas, os momentos nas ligações mistas e as reações dos pilares.

#### **CONTROLES**

- a.1 - a flecha devida somente à sobrecarga aplicada após a cura do concreto deve ser inferior a  $L/360$ , sendo  $L$  o vão da viga;

- a.2 - a soma da flecha calculada na fase de concretagem com as flechas devidas às ações permanentes e sobrecarga aplicadas após a cura do concreto deve ser inferior a  $L/250$ , sendo  $L$  o vão da viga (EUROCODE 3 ENV 1993-1-1:1997 [26]), podendo-se aplicar contraflecha para atender este requisito;
- a.3 - os momentos nas ligações mistas, devidos às ações permanentes e sobrecargas aplicadas após a cura do concreto, devem ser inferiores a  $2/3$  das respectivas resistências nominais (ECCS-109, 1999 [14]);
- a.4 - na seção mais solicitada de cada viga, a soma da tensão de tração calculada na fase de concretagem com a tensão devida às ações permanentes e sobrecargas aplicadas após a cura do concreto deve ser inferior a  $f_y$  (NBR8800, 1986 [15]);
- a.5 – para atender à 1ª. limitação dada em 4.1.1-a, as recomendações abaixo podem ser aplicadas para manter os deslocamentos horizontais associados às ações verticais suficientemente baixos em relação aos associados às ações horizontais:
- . o valor absoluto da reação fictícia em qualquer nível deve ser igual ou inferior ou a 15% da soma das ações horizontais no mesmo nível;
  - . o valor absoluto da soma algébrica das reações fictícias em quaisquer dois níveis adjacentes deve ser igual ou inferior a 10% da soma das ações horizontais nestes dois níveis.

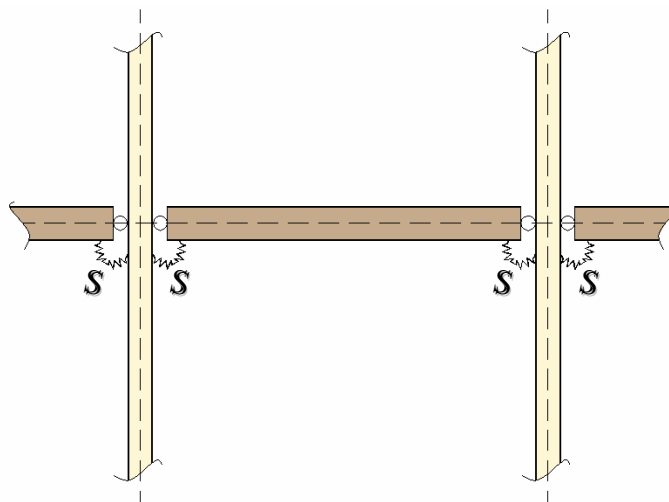


FIGURA 4.1 - Modelo para análise elástica do sistema indeslocável

- b) Faz-se uma análise rígido-plástica das vigas mistas para ações permanentes de cálculo aplicadas antes e após a cura do concreto e sobrecarga de cálculo aplicada após a cura do concreto. Considera-se um momento negativo atuando em cada ligação mista, igual a

$0,85M_u$  (FIGURA 4.2), sendo  $M_u$  a resistência última a momento fletor da ligação mista, determinada pelo método do ECCS-109 (1999 [14]), descrito no CAPÍTULO 2. Nesta etapa considera-se que os pilares não participam da distribuição de momentos no NÓ. Por meio desta análise, determinam-se as solicitações de cálculo das vigas e dos pilares.

#### CONTROLES

b.1 - o maior momento positivo de cálculo nas vigas mistas não pode ser superior a  $0,9 \times 0,85M_p$ , sendo  $M_p$  a resistência última a momento fletor da viga mista (o fator  $\beta = 0,85$  leva em conta a impossibilidade de plastificar totalmente a seção mista sujeita a momento positivo);

b.2 - o maior momento positivo de cálculo nas vigas mistas não pode ser inferior a  $0,85M_u$ , para evitar grandes trechos com momento negativo e grandes desbalanceamentos de momentos aplicados ao pilar;

*OBSERVAÇÃO: considerando para os ITENS b.1 e b.2:  $0,85M_u \leq M_d^{(+)} \leq 0,9 \times 0,85M_p$ .*

b.3 - a *capacidade de rotação necessária* das ligações mistas, com base na TABELA 2.5 (baseada em LI *et al*, 1996 [37], CAPÍTULO 2), para uma redistribuição de momentos que permita atingir um momento positivo igual a  $0,85M_p$ , deve ser inferior à *capacidade disponível*, calculada pelo método do ECCS-109 (1999 [14]) descrito no CAPÍTULO 2.

*OBSERVAÇÃO: havendo contraventamentos verticais, o fator  $\beta$  pode passar para 0,9, com a conseqüente alteração da capacidade de rotação necessária.*

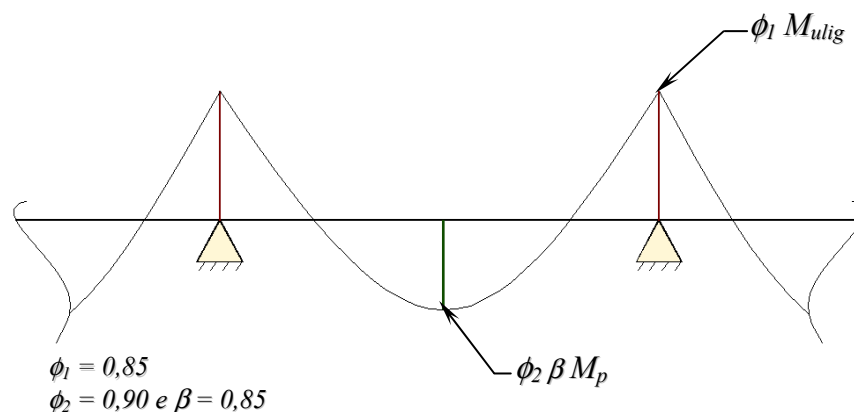


FIGURA 4.2 - Modelo para análise plástica do sistema indeslocável

### 4.1.2.3 Fase final - ações horizontais de vento e nocionais

Considera-se o sistema formado pelas vigas mistas, ligações mistas, pilares (mistos ou metálicos) e contraventamentos (se houver), como deslocável. As ligações mistas são consideradas efetivas apenas a *sotavento* de cada pilar intermediário (onde as ações horizontais reduzem o momento negativo na ligação - descarregamento). As demais ligações mistas e as ligações com pilares extremos são consideradas rotuladas (FIGURA 4.3).

- a) Faz-se análise elástica de primeira ordem do sistema para ações nominais do vento e nocionais, em cada um dos dois sentidos. Os momentos de inércia das seções transformadas das vigas são os mesmos utilizados para ações verticais. Os momentos de inércia das seções transformadas dos pilares (caso sejam mistos) devem ser determinados conforme prescrição do EUROCODE 4 (ENV 1994-1-1:1992). As rigidezes das ligações mistas efetivas (a *sotavento* de cada pilar intermediário) são determinadas como para ações verticais, porém, alterando a rigidez dos conectores conforme proposto por AHMED & NETHERCOT (1997 [57]). Por meio desta análise, determinam-se os deslocamentos horizontais e as reações dos pilares. As respostas têm que ser corrigidas para levar em conta os efeitos de segunda ordem, podendo-se usar para isto o coeficiente  $B_2$  do AISC-LRFD (1999 [58]). Na determinação de  $B_2$  consideram-se as ações verticais devidas às ações permanentes nominais aplicadas antes e após a cura do concreto e sobrecarga nominal aplicada após a cura do concreto, levando em conta o comportamento espacial da edificação (principalmente quando houver pórticos cuja estabilidade depende de outros pórticos paralelos).

#### CONTROLES

- a.1 - o deslocamento horizontal máximo não deve exceder  $H/400$ , sendo  $H$  a altura da edificação, e o deslocamento entre pisos (sem incluir a parcela associada à variação de comprimento dos pilares) não deve exceder  $h/500$ , sendo  $h$  a distância entre pisos.

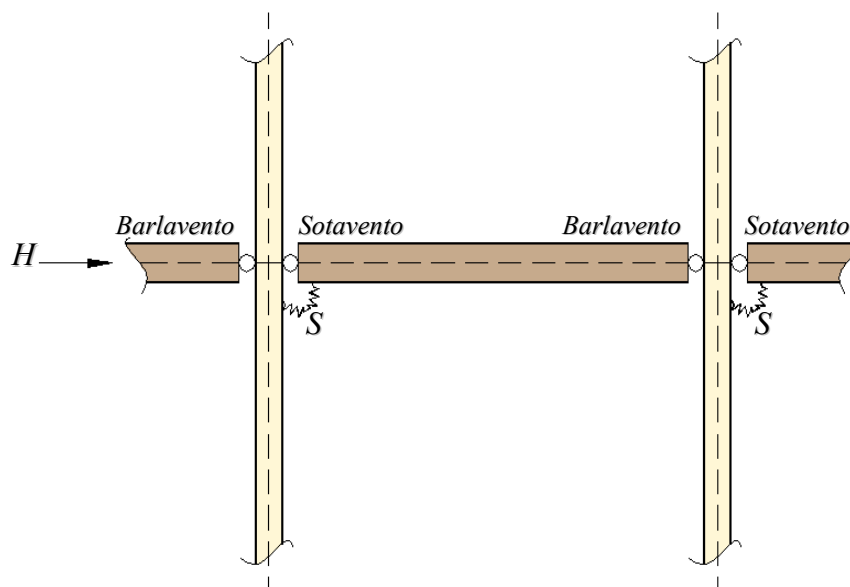


FIGURA 4.3 - Modelo para análise elástica do sistema desloçável

- a.2 - a maior tensão nos pilares deve ser inferior a  $f_y$ , superpondo-se os efeitos das ações nominais dos ITENS 4.1.2, 4.1.3-a e 4.1.4-a.
- b) Faz-se análise elástica de primeira ordem do sistema para ações de cálculo do vento e nocionais, em cada um dos dois sentidos. As propriedades das seções e das ligações mistas efetivas são as mesmas utilizadas na análise para ações nominais. Por meio desta análise, determinam-se os deslocamentos horizontais, as sollicitações de cálculo das vigas e dos pilares e as rotações das ligações mistas efetivas. Cuidado especial deve ser tomado com as regiões dos pilares onde a força cortante é majorada localmente devido ao momento aplicado pela ligação mista a *sotavento*. As respostas têm que ser corrigidas para levar em conta os efeitos de segunda ordem, podendo-se usar para isto o coeficiente  $B_2$  do AISC-LRFD (1999 [58]). Na determinação de  $B_2$ , consideram-se as ações verticais devidas às ações permanentes de cálculo aplicadas antes e após a cura do concreto e sobrecarga de cálculo aplicada após a cura do concreto, levando em conta o comportamento espacial da edificação (principalmente quando há pórticos cuja estabilidade depende de outros pórticos paralelos). O valor de  $B_2$ , assim determinado, não pode ser superior a 1,3.

#### CONTROLES

- b.1 - faz-se o controle do maior momento positivo nas vigas mistas, como no ITEM 4.1.3 - b.1, com aquele momento positivo acrescido do efeito das ações horizontais de cálculo e fazendo  $\beta = 0,95$ ;

- b.2 - faz-se o controle da *capacidade de rotação necessária* das ligações mistas consideradas rotuladas (a *barlavento* dos pilares intermediários), como no ITEM 4.1.3-b.3, com aquela capacidade necessária determinada para  $\beta = \frac{M_d}{0,9M_p}$ , sendo  $M_d$  o momento positivo de cálculo na viga mista determinado em b.1.
- No caso de vigas de extremidade, a *capacidade de rotação necessária* é igual à determinada no ITEM 4.1.3-b.3, acrescida do efeito das ações horizontais de cálculo;
- b.3 - a resistência de cálculo à força cortante das vigas mistas, dos pilares mistos e das ligações mistas deve ser igual ou superior à soma das forças cortantes de cálculo devidas às ações verticais (ITEM 4.1.3-b) e horizontais (presente ITEM);
- b.4 - os pilares devem ser verificados à flexão composta para os efeitos combinados das ações verticais (ITEM 4.1.3-b) e horizontais (presente ITEM);
- b.5 - os contraventamentos (se houver) devem ser verificados para os efeitos das ações horizontais (presente ITEM);
- b.6 – não pode haver inversão dos momentos negativos nas vigas, isto é, o momento positivo a *sotavento* não pode ser superior a  $0,85 M_u$ .

#### 4.1.2.4 Reações de apoio

As reações de apoio nominais dos pilares (ações nas fundações) são obtidas da seguinte forma:

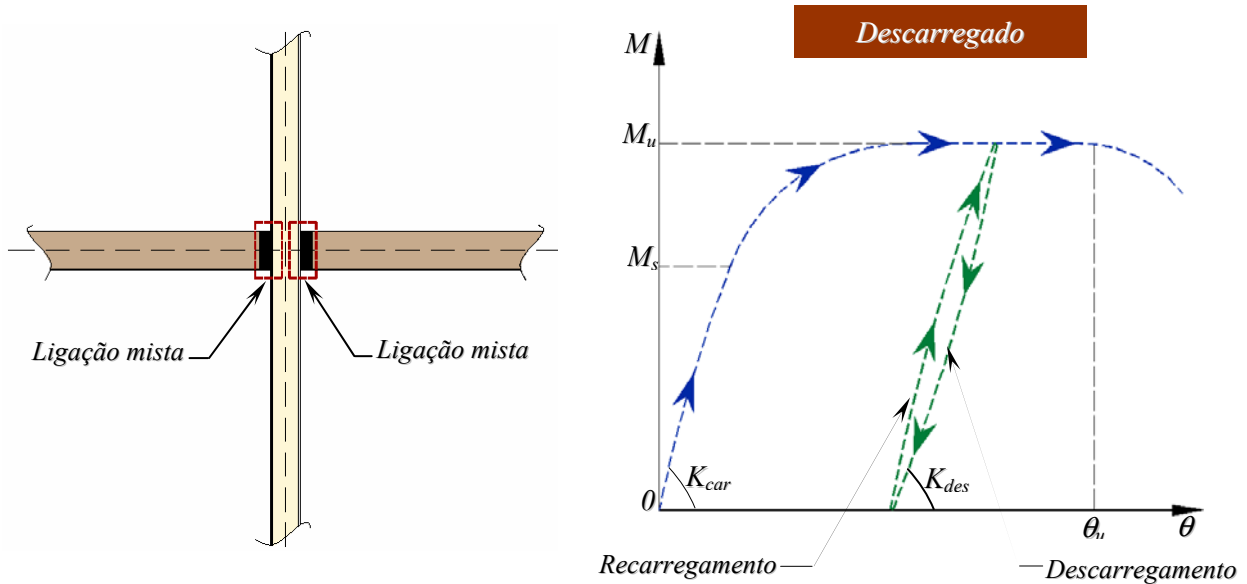
- ações permanentes - soma dos resultados obtidos nos ITENS 4.1.2 e 4.1.3-a;
- sobrecarga - resultados obtidos no ITEM 4.1.3-a;
- ações de vento e nocionais - resultados obtidos no ITEM 4.1.4-a, multiplicando-se os momentos por  $1,1$  (porque o valor máximo do coeficiente  $B_2$  cai de  $1,3$  para  $1,2$  quando se passa de ações verticais de cálculo para ações nominais).

## 4.2 Fundamentação Teórica

### 4.2.1 Nó típico de pilar intermediário

Na FIGURA 4.4 mostra-se um nó típico de pilar intermediário de um pórtico, com as ligações mistas à esquerda e à direita, e a curva  $M-\theta$  (*momento-rotação*) das ligações mistas. Na curva  $M-\theta$  destacam-se o momento último  $M_u$ , o momento de serviço  $M_s$ , a rigidez de

carregamento  $K_{car}$  correspondente a  $M_s$ , as rigidezes de descarregamento e recarregamento  $K_{des}$  (praticamente iguais conforme ensaios - ANEXO B - RELATÓRIO DE ENSAIO DOS NÓS MISTOS - RNM) e a *capacidade de rotação disponível*  $\theta_u$ . O ponto “0” corresponde às ligações descarregadas. O comportamento global do pórtico pode ser visualizado por meio do comportamento do NÓ típico.



(a) NÓ típico – Situação indeformada

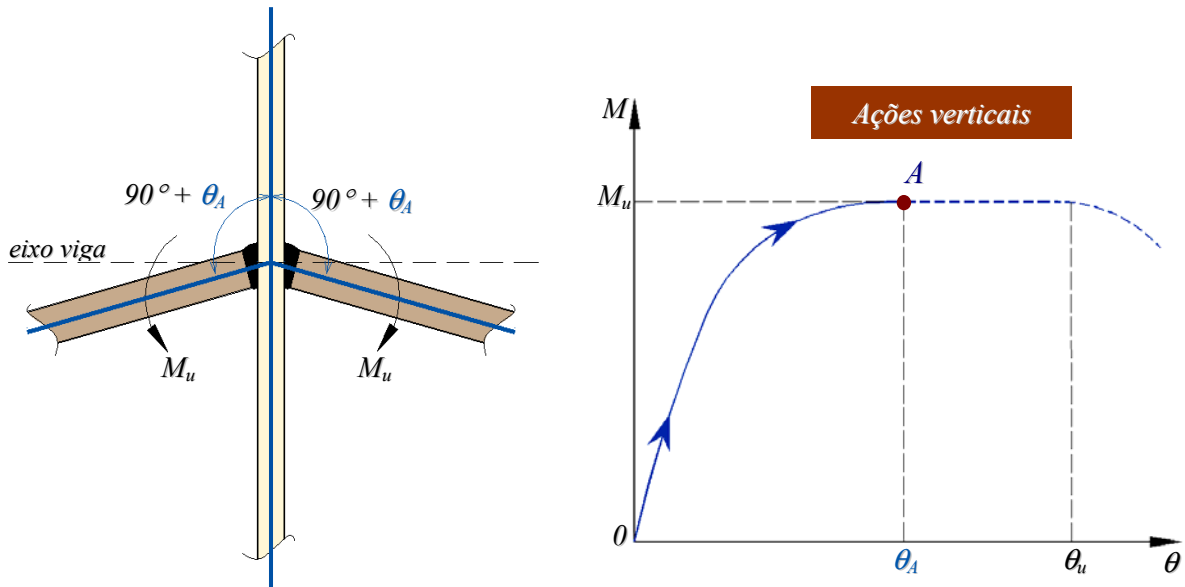
(b) Curva  $M-\theta$

FIGURA 4.4 - NÓ típico de pilar intermediário e curva  $M-\theta$  da ligação mista

#### 4.2.2 Comportamento da estrutura – estado limite último

##### a) Ações permanentes e sobrecarga

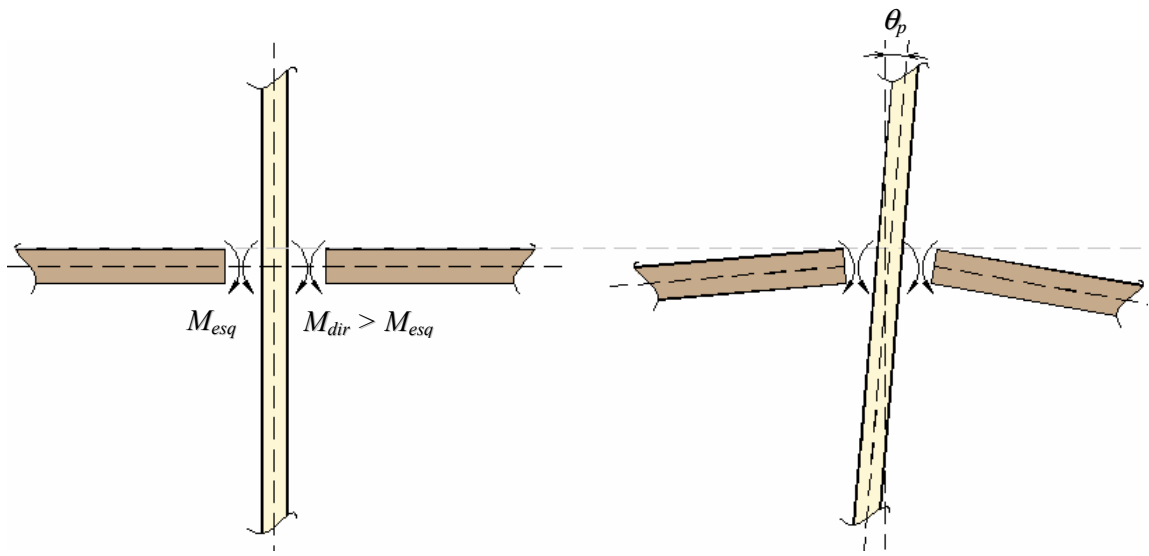
Tais ações, no estado limite último, esgotam a capacidade das ligações mistas, sem, entretanto, esgotar a resistência da viga mista a momento positivo, devido ao coeficiente  $\beta$  utilizado na análise (ITEM 4.1.3-a). Além do mais, devido ao controle da rotação (ITEM 4.1.3-a), assegura-se que a rotação última  $\theta_u$  da ligação não é atingida. A deformada do NÓ típico é mostrada na FIGURA 4.5-a e a solicitação de cada ligação ( $\theta_A < \theta_u$ ,  $M_u$ ) é representada pelo ponto A da FIGURA 4.5-b.



(a) Deformada para ações verticais de cálculo (b) Ponto correspondente no diagrama  $M-\theta$   
 FIGURA 4.5 – Deformada do NÓ típico de pilar intermediário e curva  $M-\theta$  da ligação mista (ligações mistas trabalham até o ponto  $A$ )

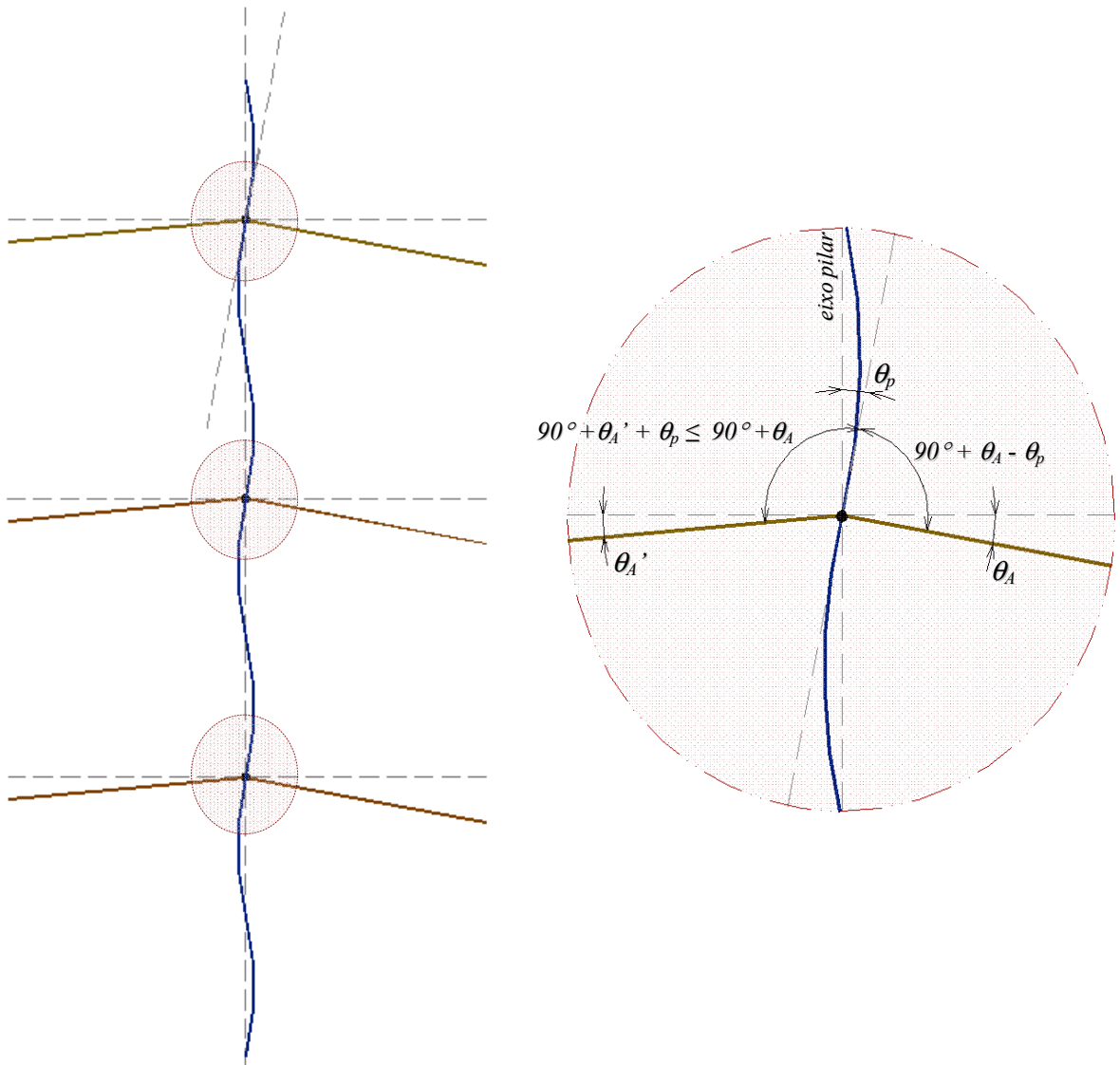
**OBSERVAÇÕES:**

- a.1 - Ainda que as capacidades de rotação necessárias das ligações fossem diferentes ( $\theta_1$  e  $\theta_2$ ), a linha de raciocínio seria inteiramente análoga.
- a.2 - Pode haver a tendência de aparecerem momentos iniciais diferentes nas duas ligações mistas, com o pilar participando do equilíbrio de momentos no NÓ (FIGURA 4.6-a). No limite, entretanto, o pilar gira no sentido do maior momento que o solicita (FIGURA 4.6-b) e, com a força normal, adquire uma deformada com pontos de inflexão no nível médio e nos pontos de travamento (vigas dos pisos) e comprimento de flambagem igual à metade da distância entre vigas, como se mostra na FIGURA 4.6-c. As ligações ficam com rotações diferentes à esquerda e à direita, porém, a viga da esquerda sendo menos carregada, exige menos rotação de seu eixo no apoio, não violando a capacidade de rotação da ligação (FIGURA 4.6-c).



(a) Solicitação das ligações

(b) Rotação do pilar e das ligações



(c) Situação final

FIGURA 4.6 – Distribuição dos esforços solicitantes no NÓ

**b) Ações horizontais da esquerda para a direita**

Com a aplicação das ações horizontais da esquerda para a direita, o pilar gira em relação à ligação mista da esquerda (lado de *barlavento*), no sentido de aumentar a rotação prévia desta ligação, e em relação à ligação mista da direita (lado de *sotavento*), no sentido de reduzir a rotação prévia desta ligação (FIGURA 4.7-a). Assim, no estado limite último, a ligação da esquerda tem sua rotação prévia aumentada (carregamento) e a ligação da direita tem sua rotação prévia diminuída (descarregamento), como se vê na FIGURA 4.7-a. O ponto *A* da FIGURA 4.7-b desloca-se para os pontos  $A_{esq1}$  e  $A_{dir1}$ , correspondentes às ligações da esquerda e da direita, respectivamente (FIGURA 4.7-b). A rotação  $\theta_{esq1}$  da ligação esquerda ainda é menor que  $\theta_u$ , conforme assegurado no ITEM 4.1.4-b.2 e o menor valor do momento na ligação direita é zero, conforme ITEM 4.1.4-b.6. Como a ligação direita não reteve o momento  $M_u$ , o momento positivo no vão da viga sofre um acréscimo e seu novo valor deve ser controlado, conforme estabelecido no ITEM 4.1.4-b.1, garantindo-se assim a integridade do sistema estrutural.

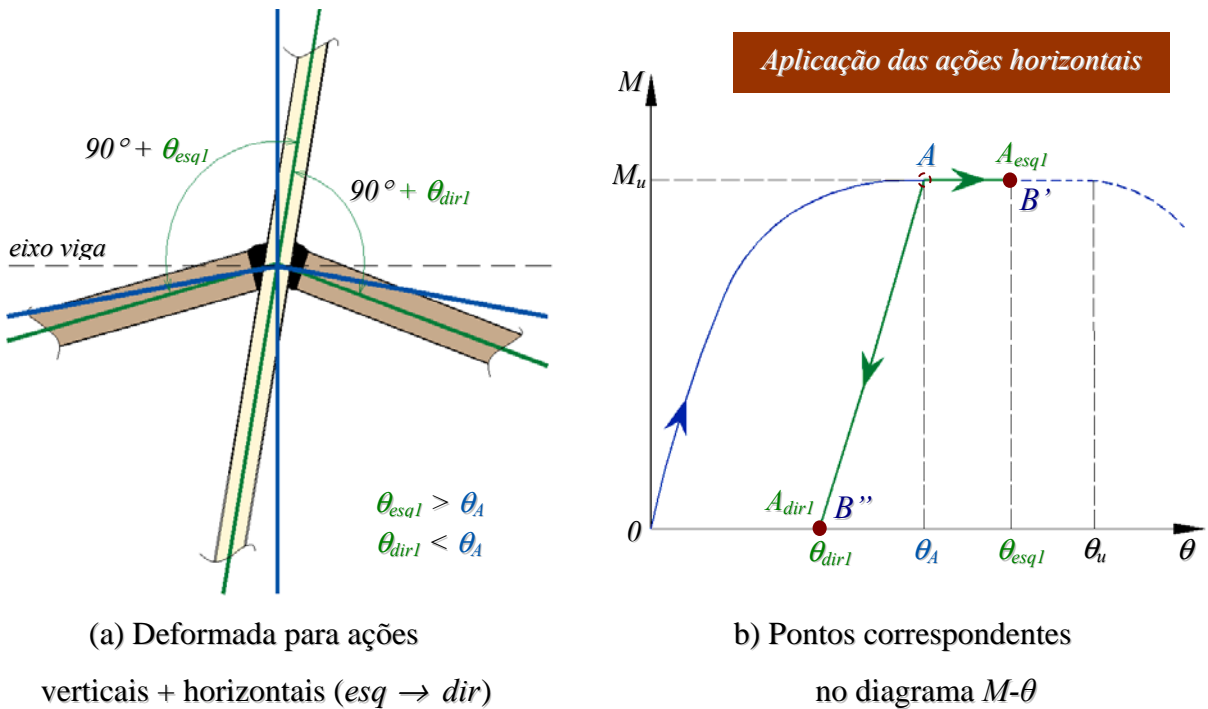


FIGURA 4.7 – Deformada do NÓ típico de pilar intermediário para ações verticais e horizontais e curva  $M-\theta$  da ligação mista (ligações mistas trabalham até os pontos  $B'$  e  $B''$ )

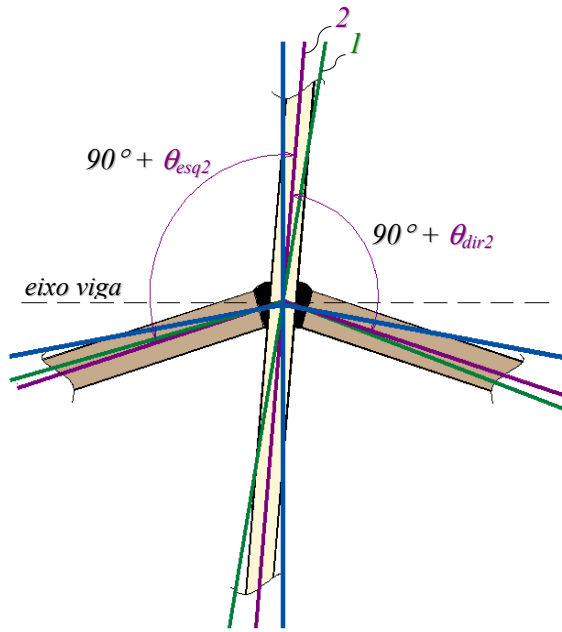
A retirada das ações horizontais faz com que o pilar gire em relação à ligação mista da esquerda (lado de *barlavento*), no sentido de diminuir a rotação anterior, e em relação à

ligação mista da direita (lado de *sotavento*), no sentido de aumentar a rotação anterior (FIGURA 4.8-a). O comportamento é elástico, mas, devido ao acréscimo de rotação plástica ocorrido durante a aplicação das ações horizontais, o sistema volta para uma situação intermediária entre a deformada correspondente às ações verticais e a correspondente às ações horizontais. Os momentos nas duas ligações voltam a ser iguais entre si, com o valor de  $M_u/2$  (pontos  $A_{esq2}$  e  $A_{dir2}$  da FIGURA 4.8-b). Como a soma dos momentos negativos nas extremidades de uma viga qualquer não se altera, o momento positivo no vão também permanece praticamente inalterado. O sistema estrutural fica com uma deformação permanente, com deslocamentos horizontais dos NÓS da esquerda para a direita (sentido das ações horizontais). Caso as ações horizontais voltem a ser aplicadas no mesmo sentido, o sistema volta para a situação imediatamente anterior, comportando-se elasticamente, com as ligações voltando para os pontos  $A_{esq1}$  e  $A_{dir1}$ , estabelecendo-se uma situação de “*shakedown*” (comportamento elástico para ações variando ciclicamente, sem acréscimo de deformações plásticas – ANEXO F).

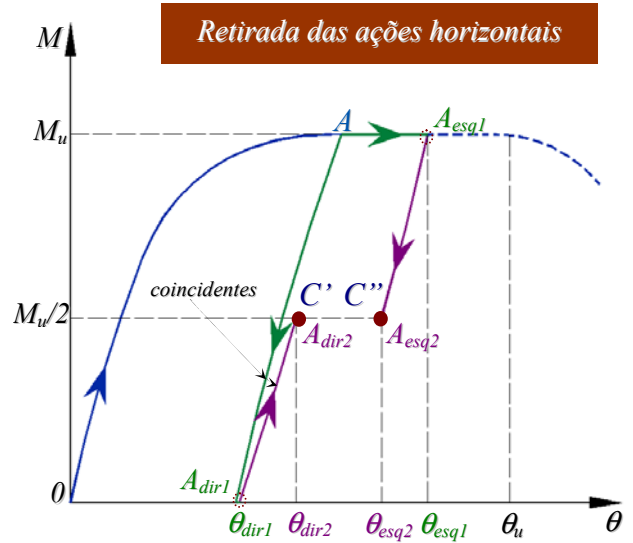
*OBSERVAÇÃO: os deslocamentos horizontais permanentes associados à plastificação das ligações mistas durante a aplicação das ações horizontais podem ser mais significativos do que os associados às rigidezes elásticas de carregamento, descarregamento e recarregamento destas ligações.*

### **c) Inversão do sentido das ações horizontais**

Com a aplicação de ações horizontais da direita para a esquerda no sistema deformado, o comportamento continua sendo elástico, com a deformada do NÓ mostrada na FIGURA 4.9-a. As ligações mistas sofrem aumento de momento à direita (carregamento) e redução à esquerda (descarregamento), assumindo as posições  $A_{dir3} = A$  e  $A_{esq3}$ . (FIGURA 4.9-b). A situação limite de “*shakedown*” elástico, admitindo inversão das ações horizontais máximas (que não ocorre estatisticamente), dar-se-ia entre as posições 1 e 3 da deformada, com as ligações mistas nas posições respectivas  $A_{esq1}$ ,  $A_{dir1}$  e  $A_{esq3}$ ,  $A_{dir3}$  (FIGURA 4.10).

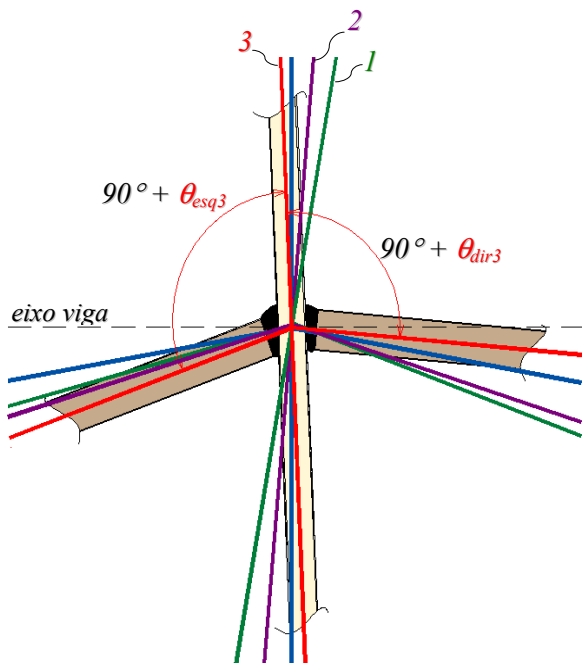


(a) Deformada para a retirada das ações horizontais (descarregamento)

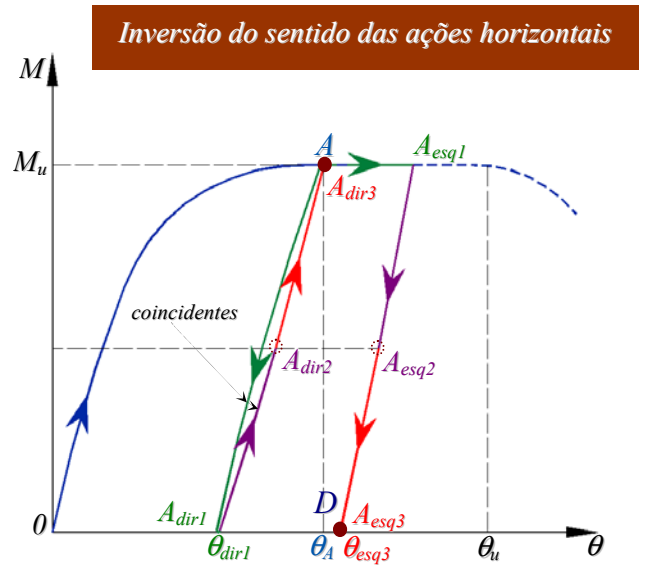


b) Pontos correspondentes no diagrama  $M-\theta$

FIGURA 4.8 – Deformada do NÓ típico de pilar intermediário para retirada das ações horizontais e curva  $M-\theta$  da ligação mista (ligações mistas trabalham até os pontos  $C'$  e  $C''$ )

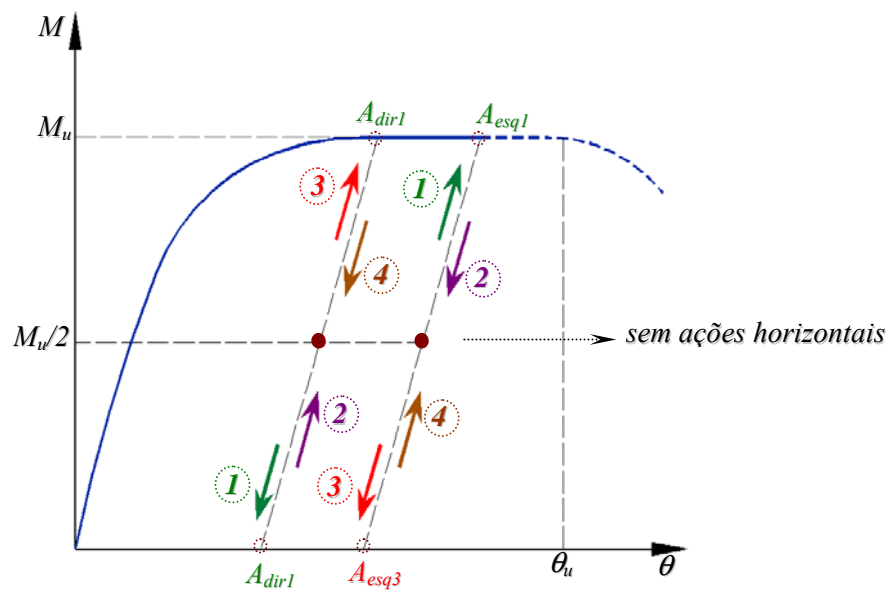


(a) Deformada para inversão do sentido das ações horizontais



(b) Pontos correspondentes no diagrama  $M-\theta$

FIGURA 4.9 – Deformada do NÓ típico de pilar intermediário ações horizontais em sentido contrário e curva  $M-\theta$  da ligação mista (ligações mistas trabalham até os pontos  $A$  e  $D$ )



LEGENDA:

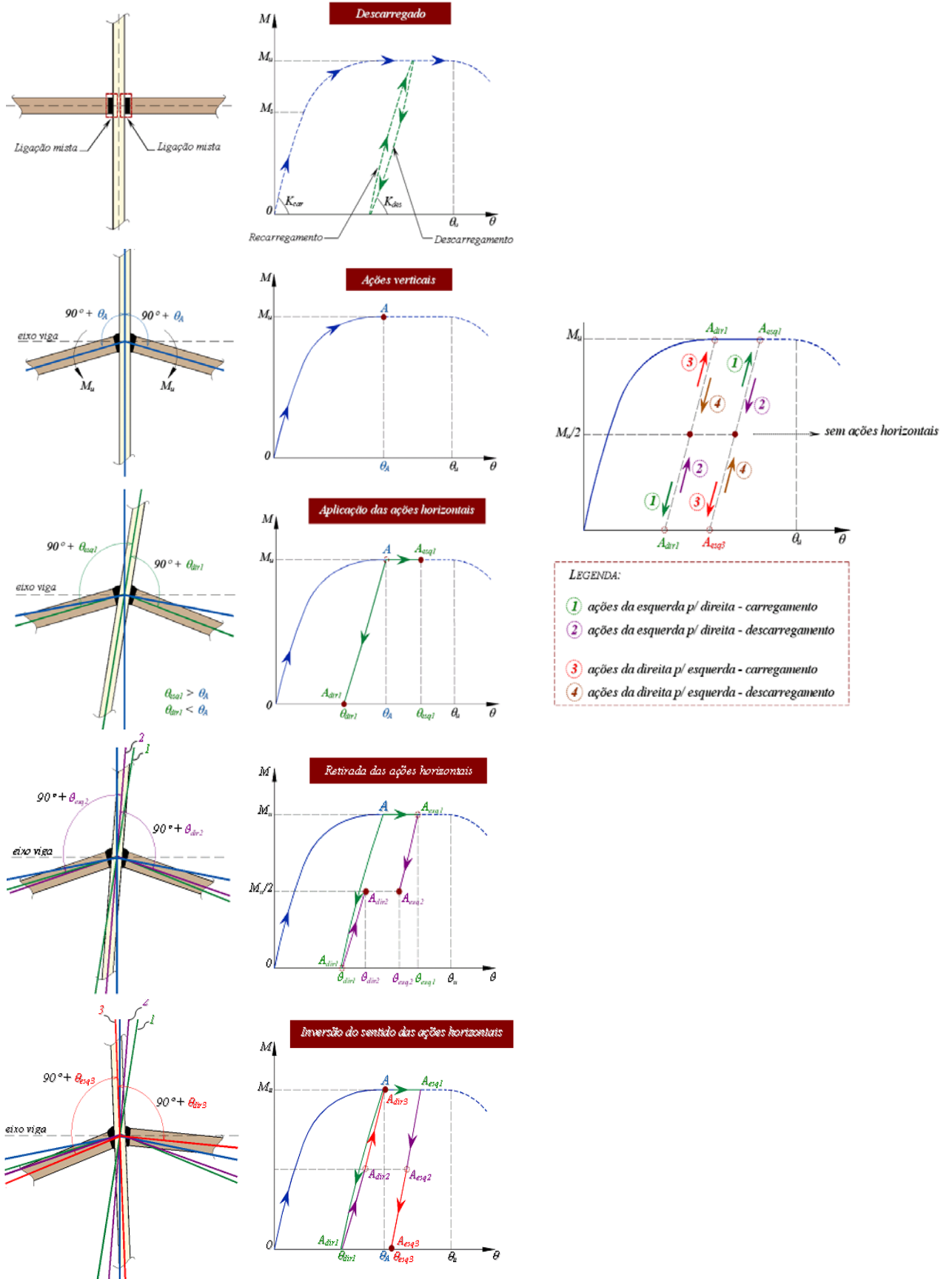
- 1 ações da esquerda p/ direita - carregamento
- 2 ações da esquerda p/ direita - descarregamento
- 3 ações da direita p/ esquerda - carregamento
- 4 ações da direita p/ esquerda - descarregamento

FIGURA 4.10 – Situação limite de “shakedown” elástico

### 4.2.3 Comportamento da estrutura em serviço

Os ciclos de carregamento associados às aplicações e retiradas de ações horizontais, mencionados nos ITENS 4.2.2-b e 4.2.2-c, ocorrem para ações bem inferiores a seus valores de cálculo. Por exemplo, um ciclo com aplicação e retirada do vento máximo é previsto, com uma probabilidade de 63%, apenas uma vez em 50 anos (NBR6123, 1988 [65]). A velocidade do vento que pode se repetir 5 (cinco) vezes em 50 anos, com a mesma probabilidade anterior, é de 78% da velocidade máxima (NBR6123, 1988 [65]), o que corresponde a uma pressão de  $0,78^2 \times 100 = 61\%$  da máxima. Além disto, as ações verticais e horizontais nominais são inferiores aos respectivos valores de cálculo. Este comportamento da estrutura em serviço norteou os ensaios de NÓS MISTOS realizados.

## 4.2.4 Síntese do comportamento da estrutura



## 4.3 Fundamentação Experimental

### 4.3.1 Necessidade de ensaios experimentais

A justificativa teórica do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO depende de informações não disponíveis na bibliografia, tais como:

- relação entre as rigidezes de *carregamento*, *descarregamento* e *recarregamento*, para 4 (*quatro*) ou 5 (*cinco*) ciclos de carregamento horizontal;
- ocorrência de degeneração de rigidez após os ciclos mencionados;
- rotação plástica residual na ligação mista após os ciclos mencionados, avaliada com base em comportamento realista da estrutura, mais próximo da situação de serviço.

As informações anteriores foram obtidas por meio de 8 (*oito*) ensaios de NÓS MISTOS.

Além de tais informações foi necessário verificar experimentalmente o comportamento da ligação metálica inferior que faz parte da ligação mista, devido à discrepância das referências bibliográficas concernentes. Para isto, foram realizados 16 (*dezesesseis*) ensaios de ligações parafusadas exatamente do tipo utilizado na ligação mista em estudo.

Finalmente, com os resultados dos ensaios dos NÓS MISTOS e das ligações parafusadas foi possível avaliar a validade das prescrições do ECCS-109 1999 [14] para a determinação da rigidez, da resistência última e da capacidade de deformação da ligação mista.

### 4.3.2 Ensaios das Ligações Parafusadas Inferiores

#### 4.3.2.1 Descrição geral dos protótipos, montagem e instrumentação

Determinou-se o comportamento da ligação parafusada da cantoneira com a mesa inferior da viga apoiada, sujeita a uma carga de compressão, por meio de 16 (*dezesesseis*) ensaios experimentais, realizados em 4 (*quatro*) tipos de protótipos (ANEXO A - RELATÓRIO DE ENSAIO DAS LIGAÇÕES PARAFUSADAS - RLP). Utilizaram-se diversas combinações de diâmetro (19 mm e 25 mm), espessuras das chapas da mesa da viga e da cantoneira, bem como tipos de materiais. Os parafusos foram montados sem protensão inicial (“*snug tightened*”) em

14 (quatorze) ensaios e com protensão inicial (“fully tensioned”) em 2 (dois) ensaios. Mostram-se na TABELA 4.1 todos os casos ensaiados. Na metodologia de ensaio foi aplicada uma pré-carga para eliminar as folgas dos furos (25 kN para 19 mm e 50 kN para 25 mm). As dimensões do protótipo e a montagem para os ensaios estão ilustradas na FIGURA 4.11; a instrumentação está ilustrada na FIGURA 4.12.

Como o principal objetivo destes ensaios foi determinar o maior deslocamento que pode ser alcançado na ligação, não foi necessário realizar ensaios de caracterização de materiais.

TABELA 4 1– Configuração dos ensaios das ligações parafusadas (ANEXO A - RLP)

CASO	Seção da Viga Metálica (A36 - MG)					Cantoneira (L 4" x 6")						Parafusos (A325-N)		
	Mesa		Alma	Altura	Comprimento	$t_L$ [mm]	$b_L$ [mm]	$a$ [mm]	$b$ [mm]	$c$ [mm]	$d$ [mm]	$\phi$ [pol]	Snug Tightened / Fully Tensioned	
	$t_f$ [mm]	$b_f$ [mm]	$t_w$ [mm]	$d$ [mm]	$h$ [mm]									
Grupo 01	1	6,3	120	6,3	400	500	9.5 (A36)	180	60	60	35	110	3/4"	S
	2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	S
	3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	S
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	F
Grupo 02	5	9,5	180	8	400	500	10 (A572)	220	55	110	40	140	3/4"	S
	6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	S
	7	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	S
	8	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	F
Grupo 03	9	9,5	180	9,5	400	600	10 (A572)	220	55	110	40	140	1"	S
	10	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	S
	11	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	S
	12	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	S
Grupo 04	13	12,5	200	9,5	400	600	10 (A572)	240	60	120	50	140	1"	S
	14	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	S
	15	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	S
	16	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	S

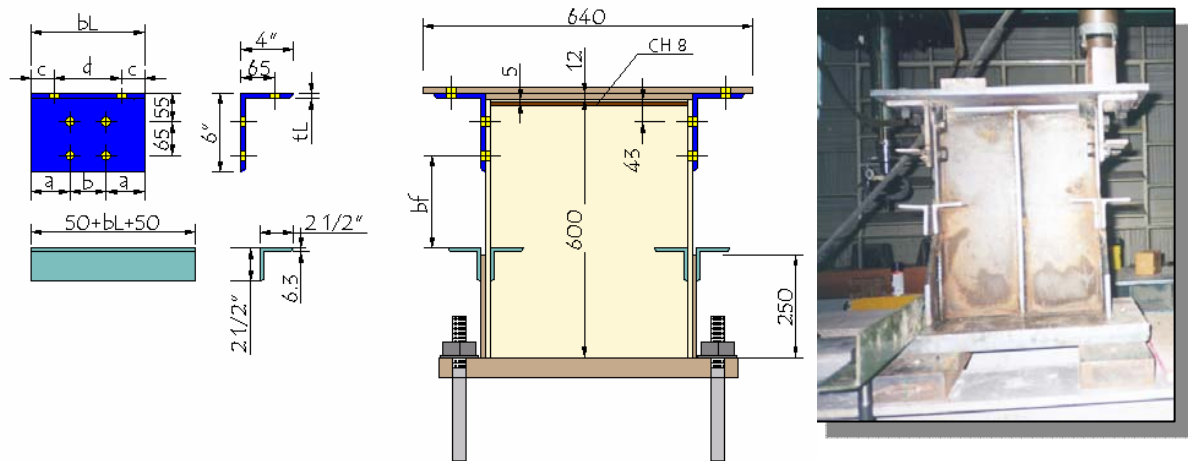


FIGURA 4.11 – Dimensões das ligações parafusadas – montagem para ensaio

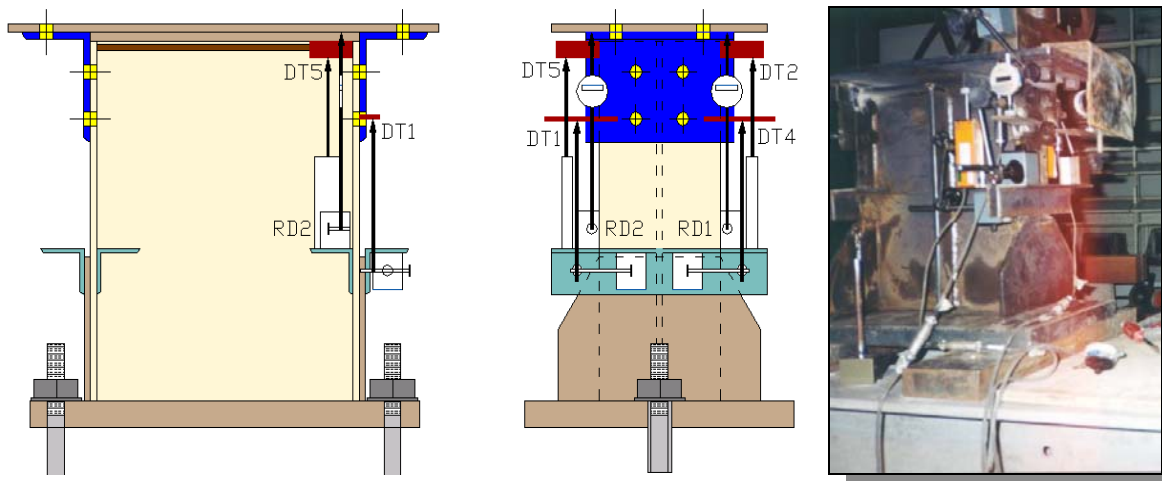


FIGURA 4.12 – Instrumentação para o sistema de aquisição de dados (SAD , ANEXO A - RLP)

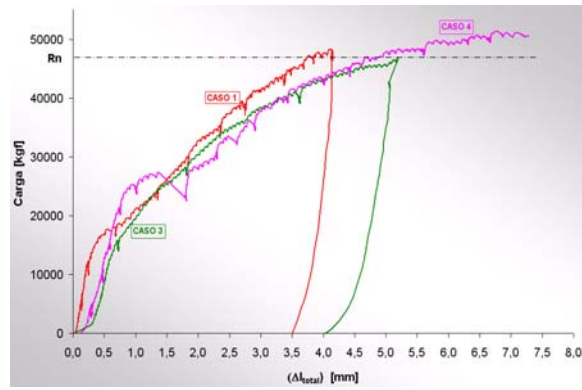
#### 4.3.2.2 Principais resultados e conclusões

Os resultados dos ensaios obtidos na aquisição de dados (SAD) são mostrados na FIGURA 4.13 em curvas *carga-deslocamento* obtidas para todos os casos apresentados na TABELA 4.1. A resistência nominal da ligação  $R_n$  que aparece nos gráficos da FIGURA 4.13 é o valor esperado com base no AISC-LRFD (1999 [58]). Observa-se que em vários ensaios o valor de  $R_n$  não foi alcançado, porque o ensaio foi interrompido um pouco antes deste ponto.

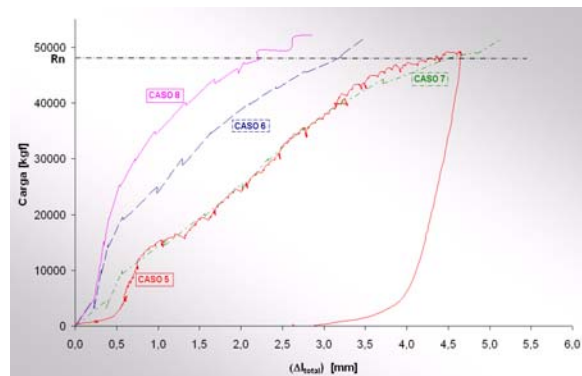
Nas FIGURAS 4.14 e 4.15 mostram-se as curvas para os CASOS 1 e 11, em detalhe, destacando-se as rigidezes  $k_i$  (inicial),  $k_s$  (serviço) e  $k_{EC}$  (rigidez de serviço baseada no EUROCODE 3, ENV - 1993-1-1, 1997 [26]).

As principais conclusões obtidas a partir dos ensaios foram:

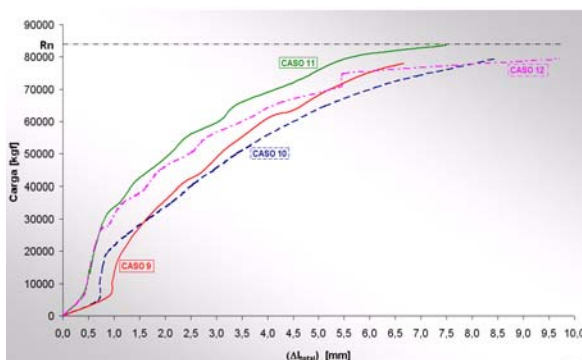
- a) a resistência última dos parafusos não foi avaliada, porém, não houve falha dos parafusos antes de atingir as previsões do AISC-LRFD, 1999 [58].
- b) a capacidade de deformação da ligação variou de 3 mm a 8 mm, sendo que o mínimo obtido de 3 mm contraria o valor mínimo de 4 mm recomendado por EASTERLING *et al*, 1996 [23].
- c) houve boa concordância entre os valores médio das rigidezes secantes obtidas nos ensaios para 2/3 da carga última e as rigidezes calculadas pelo EUROCODE 3, conforme mostrado na TABELA 4.2. Com os valores de rigidez determinados pelo EUROCODE 3 foram determinados os valores da carga e do deslocamento correspondentes em cada ensaio. Na



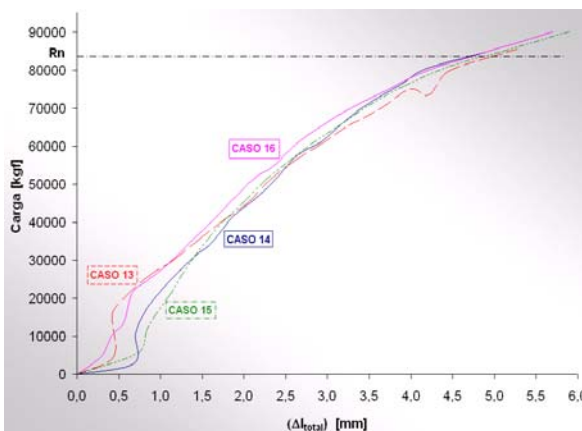
(a) Parafusos  $\phi = 3.4''$ - Grupo 01



(b) Parafusos  $\phi = 3.4''$ - Grupo 02



(c) Parafusos  $\phi = 1''$ - Grupo 03



(d) Parafusos  $\phi = 1''$ - Grupo 04

FIGURA 4.13 – Comportamento *carga-deslocamento* das ligações parafusadas ensaiadas  
(ANEXO A - RELATÓRIO DE ENSAIO DAS LIGAÇÕES PARAFUSADAS - RLP)

TABELA 4.3 apresentam-se os valores médios destas ações como uma porcentagem da carga última e os valores médios dos deslocamentos correspondentes, para cada tipo de protótipo.

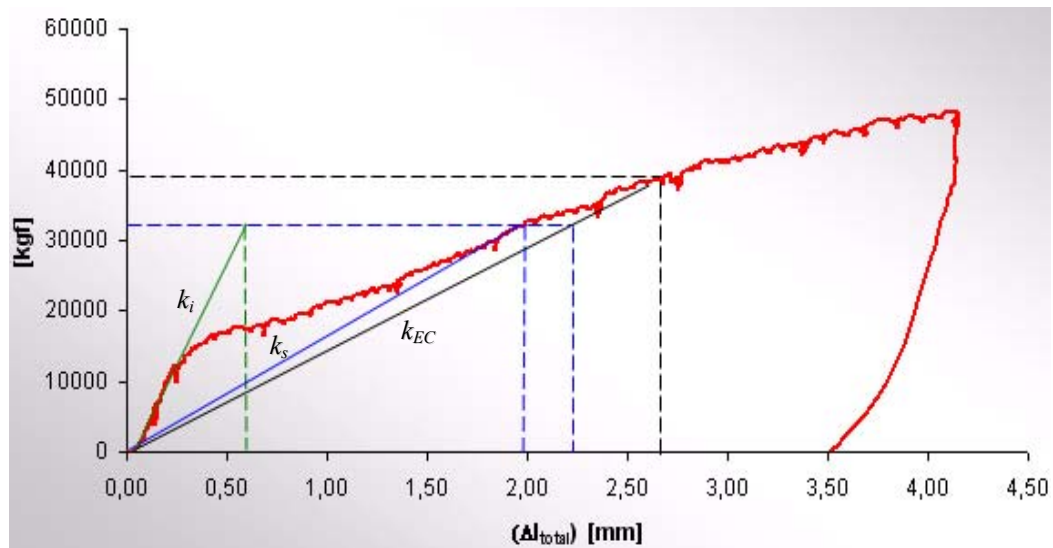


FIGURA 4.14 - Comportamento carga-deslocamento – CASO 1

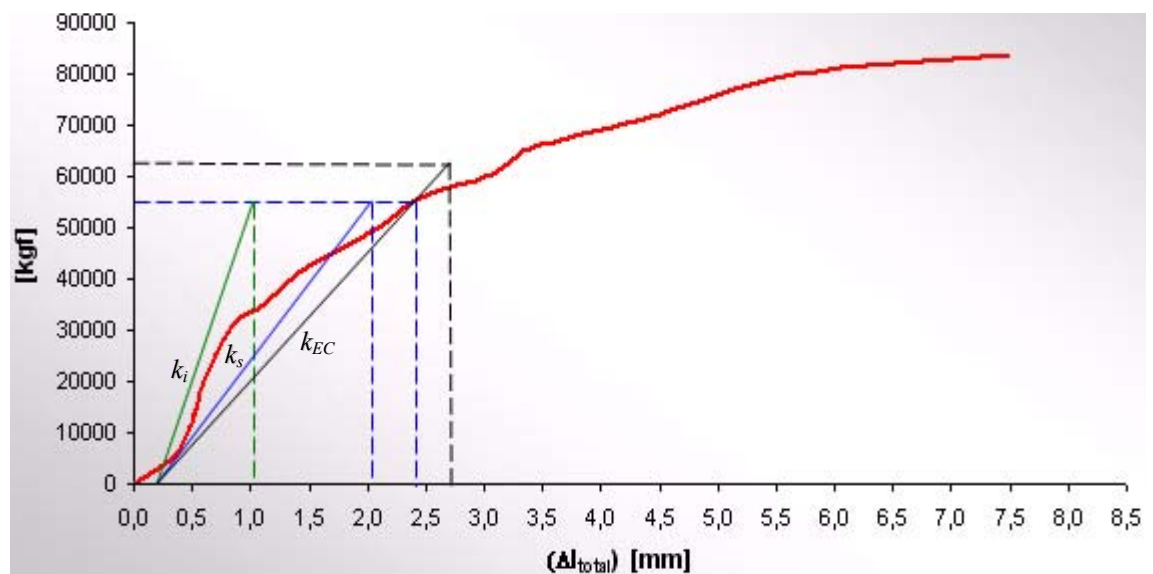


FIGURA 4.15 - Comportamento carga-deslocamento – CASO 11

TABELA 4.2 – Comparação entre as rigidezes inicial e secante baseada nos ensaios e na rigidez inicial do EUROCODE 3 (ANEXO A - RLP)

		Grupo 01	Grupo 02	Grupo 03	Grupo 04
ENSAIOS	Rigidez inicial [kN/cm]	5240	5330	8490	6160
	Rigidez secante (em 2/3 $P_u$ ) [kN/cm]	1680	1930	2100	2710
EUROCODE 3		1425	1720	2135	2315

TABELA 4.3 – Carga e deslocamento correspondentes à rigidez de serviço do EUROCODE 3  
(ANEXO A - RLP)

	Grupo 01	Grupo 02	Grupo 03	Grupo 04
Carga [kN]	0,79 $P_u$	0,70 $P_u$	0,66 $P_u$	0,83 $P_u$
Deslocamento total [mm]	2,6	2,0	2,4	3,1

- d) foram determinadas as relações entre  $P/P_u$  e  $\Delta/\Delta_{REF}$ , sendo  $\Delta_{REF}$  o deslocamento correspondente a 80% da carga última  $P_u$ , para os diâmetros de parafusos de 19 mm e 25,4 mm. As curvas correspondentes são apresentadas na FIGURA 4.16, juntamente com a curva média para os dois diâmetros e a curva similar obtida com base no AISC-LRFD (1999, [58]), utilizada no *processo do centro instantâneo de rotação (CIR)*. Nota-se que os deslocamentos relativos baseados no AISC-LRFD são inferiores aos obtidas nos ensaios, para o mesmo nível de carga; isto se deve ao fato do processo do AISC-LRFD levar em conta apenas as deformações associadas aos parafusos, desconsiderando a influência das espessuras das chapas envolvidas na ligação.

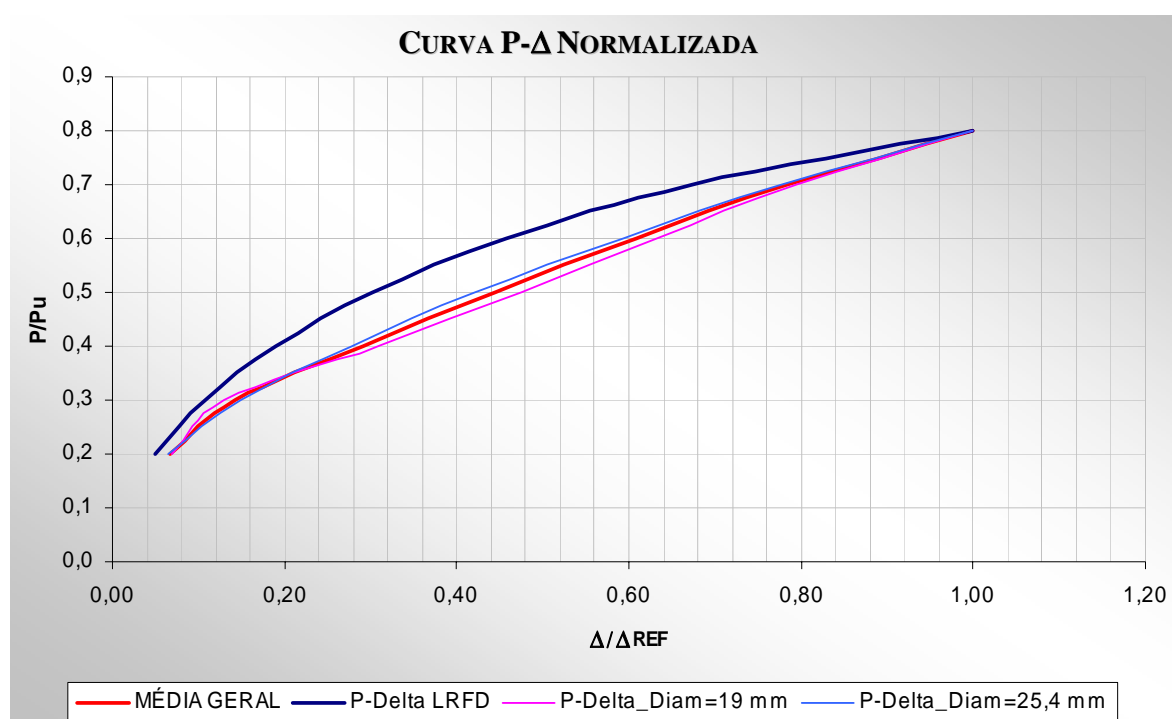


FIGURA 4.16 – Comparação das rigidezes de ensaios com a teórica do  
AISC-LRFD, 1999 [58]

- e) foram determinadas também as rigidezes normalizadas, dividindo-se a rigidez média de ensaio  $k_s$  pela rigidez proposta pelo EUROCODE 3 (ENV - 1993-1-1, 1997), para cada nível de carga. A FIGURA 4.17 apresenta tais rigidezes normalizadas para os diâmetros de parafusos de 19 mm e 25,4 mm e a curva média para os dois diâmetros, em função de  $P/P_u$ . Nota-se que as rigidezes dependem claramente do nível de carregamento da ligação, sendo, portanto, a rigidez prescrita pelo EUROCODE 3 específica para o nível de solicitações de serviço.

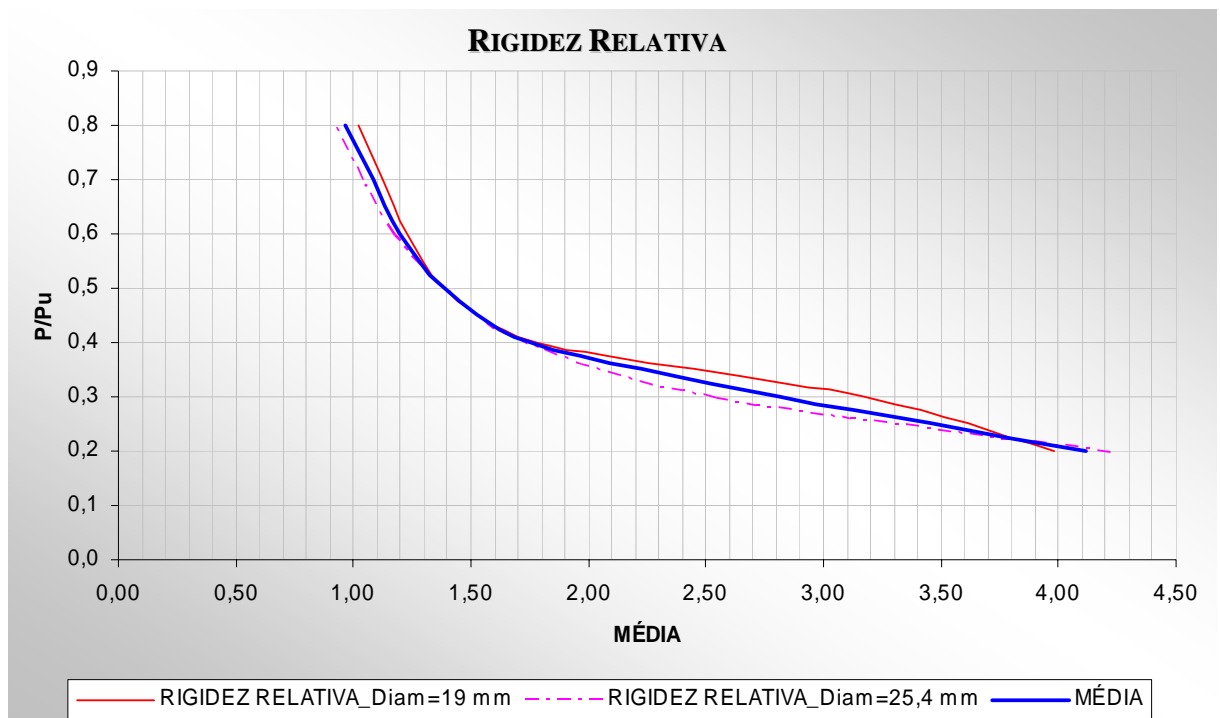


FIGURA 4.17 – Comparação das rigidezes normalizadas de ensaios com a teórica do EUROCODE 3, ENV - 1993-1-1, 1997 [26]

### 4.3.3 Ensaios dos NÓS MISTOS

#### 4.3.3.1 Considerações gerais

Nos ensaios dos NÓS MISTOS, cuja função principal foi estabelecer rigidezes de carregamento, descarregamento e recarregamento, foram aplicados *ciclos simétricos* (correspondentes a ações verticais) e *ciclos assimétricos* (correspondentes a ações verticais e horizontais), sem atingir o momento último nos *ciclos simétricos* (à exceção do ENSAIO 01). Nos *ciclos assimétricos* foi anulado o momento em uma das ligações do NÓ, com a outra

atingindo o momento último. Com esta metodologia procurou-se representar de forma mais realista o comportamento de um NÓ da estrutura real, em situação de serviço, conforme visto no ITEM 4.2.3.

Para conseguir carregar assimetricamente os protótipos, foi retirado o apoio vertical do lado esquerdo, sendo o momento devido às ações verticais no protótipo equilibrado por um binário horizontal proporcionado por um rolo na parte inferior do protótipo e tirantes tracionados na parte superior do protótipo (FIGURA 4.24). Nesta situação, a carga aplicada pelo atuador hidráulico provoca momento apenas na ligação direita. Na situação simétrica, com os dois apoios verticais funcionando, os rolos inferiores servem de guia para o protótipo, com os tirantes tracionados superiores praticamente sem solicitação (na realidade, tais tirantes absorveram um pouco de carga, tendo sido feita uma compensação de momentos nas duas ligações, esquerda e direita, em função das rotações observadas nestas ligações).

O ENSAIO 01 foi especial, tendo sido atingido o momento último das ligações em dois *ciclos simétricos* e em dois *assimétricos*, com uma rotação final da ordem de  $16,5 \text{ mrad}$ . A finalidade principal deste ensaio foi constatar que não ocorre degeneração de rigidez considerável, mesmo em situações extremas de solicitação.

Nos ENSAIOS 02 a 08 não foi atingido o momento último das ligações nos *ciclos simétricos*, e sim momentos da ordem de  $61\%$  do último, mas, o momento ultimo foi atingido nos *ciclos assimétricos*. Tipicamente, foram aplicados  $4$  (*quatro*) *ciclos simétricos* (carregamento e descarregamento) e  $4$  (*quatro*) *assimétricos* (carregamento e descarregamento). Ao final de todos os ciclos as rotações das ligações ficaram entre  $4,7 \text{ mrad}$  (ENSAIO 06) e  $9,5 \text{ mrad}$  (ENSAIO 04).

#### **OBSERVAÇÕES:**

- a) *Não foi usada armadura de distribuição de fissuras, para que a fissura principal tivesse locação definida. Geralmente esta locação é próxima do pilar (FIGURA 4.18).*
- b) *Nos ENSAIOS 05, 06, 07 e 08, foram retirados os parafusos das cantoneiras da alma da viga, para constatar que esta ligação da alma afeta muito pouco a rigidez da ligação mista. Nos demais ensaios tais parafusos foram mantidos e a rigidez da ligação da alma foi levada em conta nas avaliações teóricas.*



(a) Lado direito da ligação - ciclo assimétrico II (13,5 ton)



(b) Vista frontal

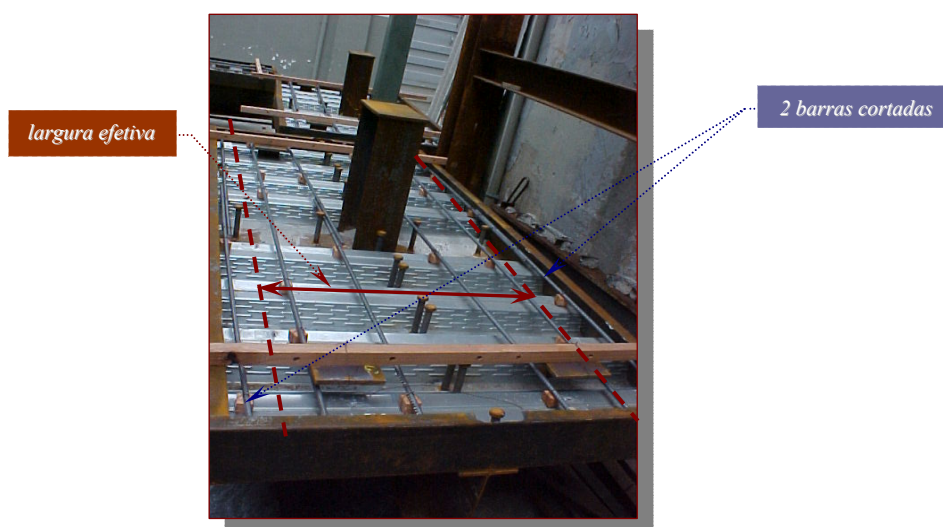


(c) Abertura da fissura

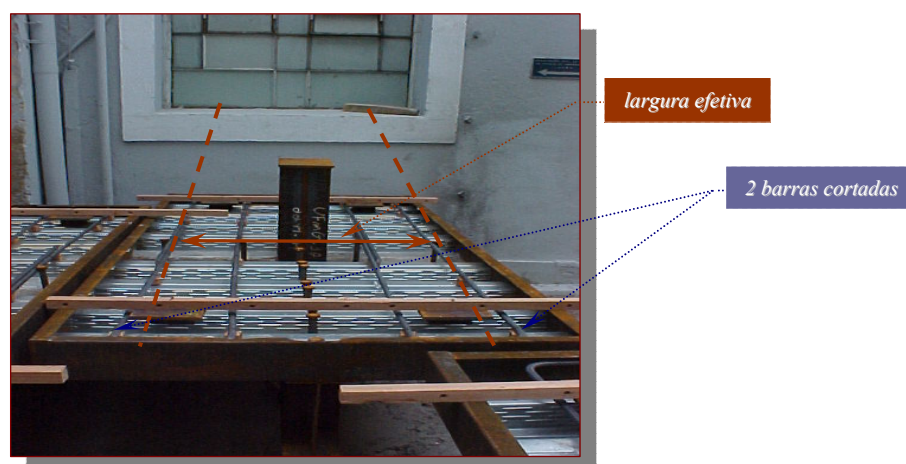
FIGURA 4.18 – Localização da fissura principal – ENSAIO 08

c) Nos ENSAIOS 03, 04, 07 e 08 foram cortadas as barras da armadura situadas fora da largura efetiva da laje (FIGURA 4.19), sendo que nos demais ensaios foram deixadas

barras nesta situação. Com este procedimento foi possível constatar, comparando resultados teóricos e experimentais, que as barras fora da largura efetiva não contribuem para a rigidez das ligações mistas. A determinação da largura efetiva foi feita considerando o protótipo como uma viga biapoiada sujeita a uma carga no centro ( $b_{ef} = L/4 = 515 \text{ mm}$ ), entretanto, devido a imprecisões construtivas e proximidade da faixa da largura efetiva, foram consideradas trabalhando as barras dentro de 700 mm de largura. Esta consideração foi confirmada pelos ensaios.



(a) ENSAIOS 03 e 04 ( $4 \phi 12,5 \text{ mm}$ )



(b) ENSAIOS 07 e 08 ( $2\phi 16 \text{ mm}$ )

FIGURA 4.19 – Posicionamento das barras na largura efetiva da laje

A descrição detalhada de todos os ensaios de NÓS MISTOS, bem como resultados e conclusões, encontram-se no ANEXO B – RELATÓRIO DE ENSAIO DOS NÓS MISTOS – RNM.

#### 4.3.3.2 Descrição geral dos protótipos, montagem e instrumentação

Os protótipos ensaiados (NÓS MISTOS) contém ligações entre elementos mistos (vigas mistas) e um elemento metálico (pilar), onde a armadura e o concreto presentes nas lajes contribuem para a resistência e a rigidez da ligação.

Mostra-se na TABELA 4.4 a configuração dos modelos ensaiados.

Nas FIGURAS 4.20 a 4.23 apresentam-se os desenhos detalhados dos 8 (*oito*) protótipos que foram ensaiados no LAEES – LABORATÓRIO DE ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ESTRUTURAS DA EEUFMG (ANEXO B - RNM).

Na FIGURA 4.24 mostra-se a montagem geral dos ensaios, destacando-se: os apoios verticais *C4*, as colunetas auxiliares *C3*, o atuador hidráulico, os rolos de guia e de reação (rolo da direita para *ciclo assimétrico*), os tirantes tracionados superiores e um esquema da instrumentação. Com a instrumentação utilizada (4 *DT's* horizontais) foi possível medir apenas os deslocamentos associados às deformações dos componentes da ligação mista.

Os ensaios foram feitos na seguinte ordem: ENSAIOS 01 e 02 (Modelo 2/4 - FIGURA 4.20), ENSAIOS 03 e 04 (Modelo 1/4 - FIGURA 4.21), ENSAIOS 05 e 06 (Modelo 3/4 - FIGURA 4.22) e ENSAIOS 07 e 08 (Modelo 4/4 - FIGURA 4.23).

O principal objetivo destes ensaios foi determinar valores de rigidez de carregamento, descarregamento e recarregamento, bem como verificar se há degeneração de rigidez para poucos ciclos. Assim, considerou-se necessário realizar ensaios de caracterização de materiais apenas para as barras de armadura e para o concreto.

TABELA 4.4 – Configuração dos ensaios dos NÓS MISTOS (ANEXO B - RNM)

		VIGA			CONCRETO DA LAJE COM FÔRMA METÁLICA					BARRAS DE ARMADURA			
		Perfil ASTMA572 Gr. 50	$f_{ya}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{uz}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Data conc.:	CP (15x30)cm		Previsto cálculo: 20 MPa			Número de barras Fab: Ensaio:	$\phi$ [mm]	$f_{ys}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]
					19/12/200	A=177cm <sup>2</sup>	Data ensaio:	j (dias)	$f_c$ [MPa]	Média			
Modelo 2_4	ENSAIO 01	W360x32,9 (PL 349x127x8,5x5,8)	34,5	45	CP-1	2/6/2004	167	19	17,5	6	6	12,5	58,2
				CP-2	2/6/2004	167	16						
Modelo 1_4	ENSAIO 02	W360x32,9 (PL 349x127x8,5x5,8)	34,5	45	CP-1	18/6/2004	183	22	19,5	6	6	12,5	58,2
				CP-2	18/6/2004	183	17						
Modelo 1_4	ENSAIO 03	W310x32,7 (PL 313x102x10,8x6,6)	34,5	45	CP-1	9/7/2004	204	23	22,0	6	4 (2 cortadas)	12,5	58,2
				CP-2	9/7/2004	204	21						
Modelo 3_4	ENSAIO 04	W310x32,7 (PL 313x102x10,8x6,6)	34,5	45	CP-1	20/7/2004	215	23	22,5	6	4 (2 cortadas)	12,5	58,2
				CP-2	20/7/2004	215	22						
Modelo 3_4	ENSAIO 05	W360x32,9 (PL 349x127x8,5x5,8)	34,5	45	CP-1	22/7/2004	217	25	24,0	4	4	16	59,1
				CP-2	22/7/2004	217	23						
Modelo 4_4	ENSAIO 06	W360x32,9 (PL 349x127x8,5x5,8)	34,5	45	CP-1	23/9/2004	280	23	22,5	4	4	16	59,1
				CP-2	23/9/2004	280	22						
Modelo 4_4	ENSAIO 07	W410x38,8 (PL 399x140x8,8x6,4)	34,5	45	CP-1	23/9/2004	280	22	22,0	4	2 (2 cortadas)	16	59,1
				CP-2	23/9/2004	280	22						
	ENSAIO 08	W410x38,8 (PL 399x140x8,8x6,4)	34,5	45	CP-1	23/9/2004	280	23	22,5	4	2 (2 cortadas)	16	59,1
				CP-2	23/9/2004	280	22						

		STUDS		CANTONEIRAS LIGAÇÃO DA ALMA			CANTONEIRA LIGAÇÃO INFERIOR			
		Dist. lo. Conector ao apoio = 3 cm		ASTMA36	$f_{yca}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi$ Parafusos [mm] ASTMA325 N	ASTMA572 Gr. 50 (L 6"x 4")	$f_{ya}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{uz}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi$ Parafusos [mm] ASTMA325 N
		$\phi$ 19 mm hcs=135 mm	$f_{ub}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]							
Modelo 2_4	ENSAIO 01	8 1+(3+3/1)+1	41,5	4"x4"x1/4"	25	3 $\phi$ 3/4"	152x152x102x9,5	34,5	45	4 $\phi$ 3/4"
	ENSAIO 02	8 1+(3+3/1)+1	41,5	4"x4"x1/4"	25	3 $\phi$ 3/4"	152x152x102x9,5	34,5	45	4 $\phi$ 3/4"
Modelo 1_4	ENSAIO 03	8 1+(3+3/1)+1	41,5	4"x4"x1/4"	25	3 $\phi$ 3/4"	152x152x102x9,5	34,5	45	4 $\phi$ 3/4"
	ENSAIO 04	8 1+(3+3/1)+1	41,5	4"x4"x1/4"	25	3 $\phi$ 3/4"	152x152x102x9,5	34,5	45	4 $\phi$ 3/4"
Modelo 3_4	ENSAIO 05	8 1+(3+3/1)+1	41,5	4"x4"x1/4"	25	3 $\phi$ 3/4" (retirados)	152x152x102x9,5	34,5	45	4 $\phi$ 7/8"
	ENSAIO 06	8 1+(3+3/1)+1	41,5	4"x4"x1/4"	25	3 $\phi$ 3/4" (retirados)	152x152x102x9,5	34,5	45	4 $\phi$ 7/8"
Modelo 4_4	ENSAIO 07	8 1+(3+3/1)+1	41,5	4"x4"x1/4"	25	4 $\phi$ 3/4" (retirados)	152x152x102x9,5	34,5	45	4 $\phi$ 7/8"
	ENSAIO 08	8 1+(3+3/1)+1	41,5	4"x4"x1/4"	25	4 $\phi$ 3/4" (retirados)	152x152x102x9,5	34,5	45	4 $\phi$ 7/8"

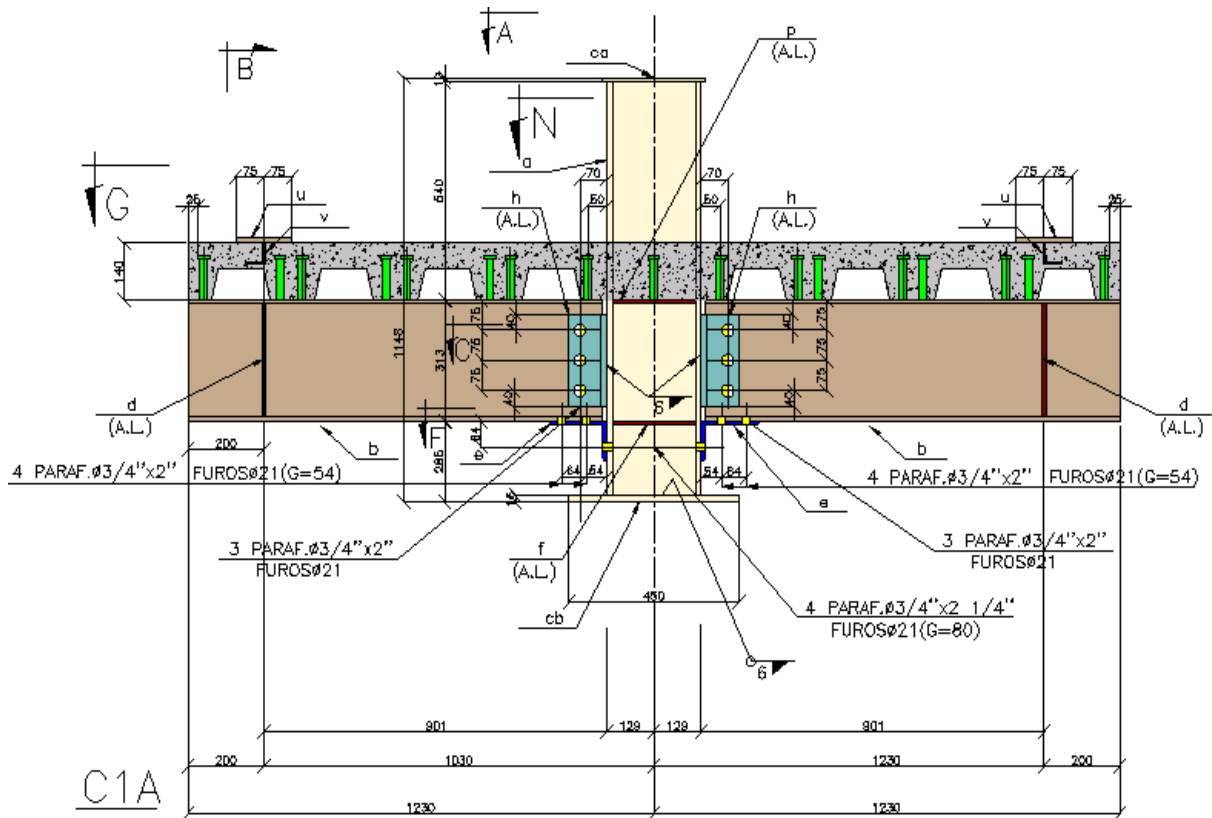


FIGURA 4.20 - Modelo 1/4 – Conjunto 1 e Conjunto 2 (ANEXO B – RNM)

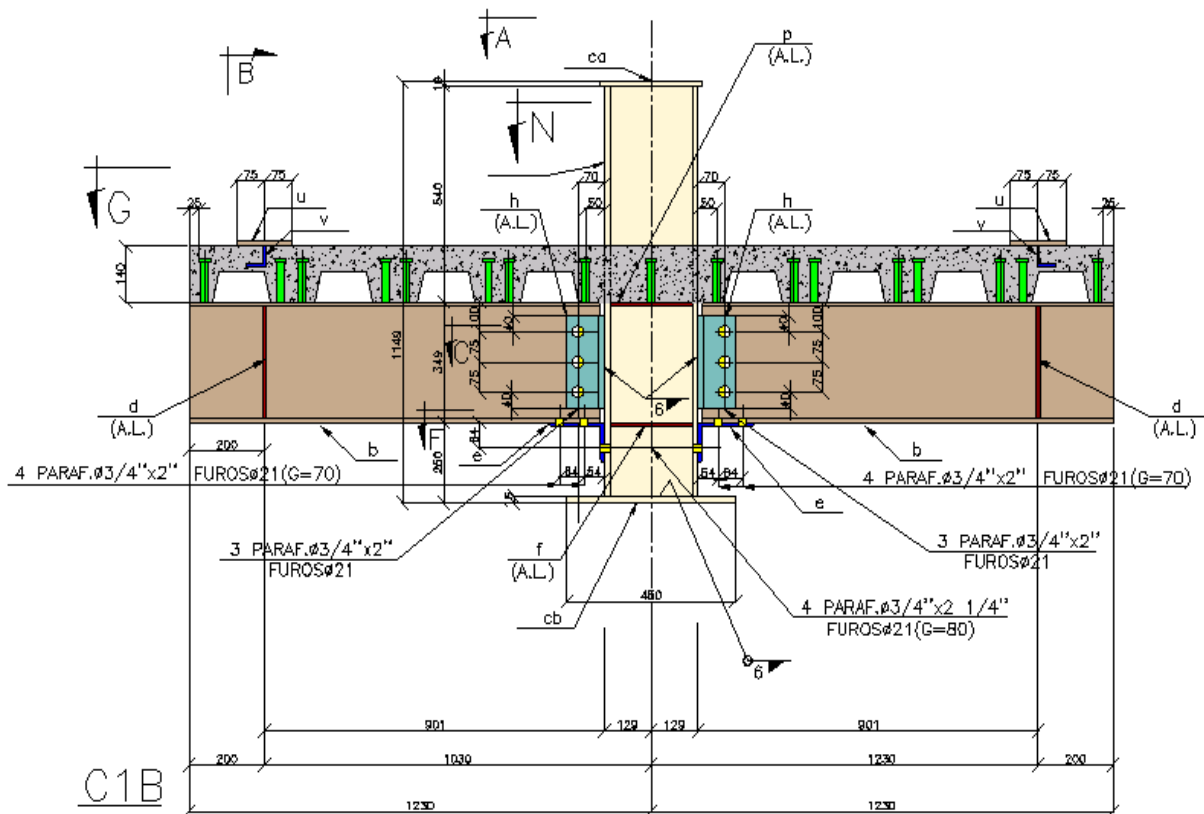


FIGURA 4.21 - Modelo 2/4 – Conjunto 1 e Conjunto 2 (ANEXO B – RNM)

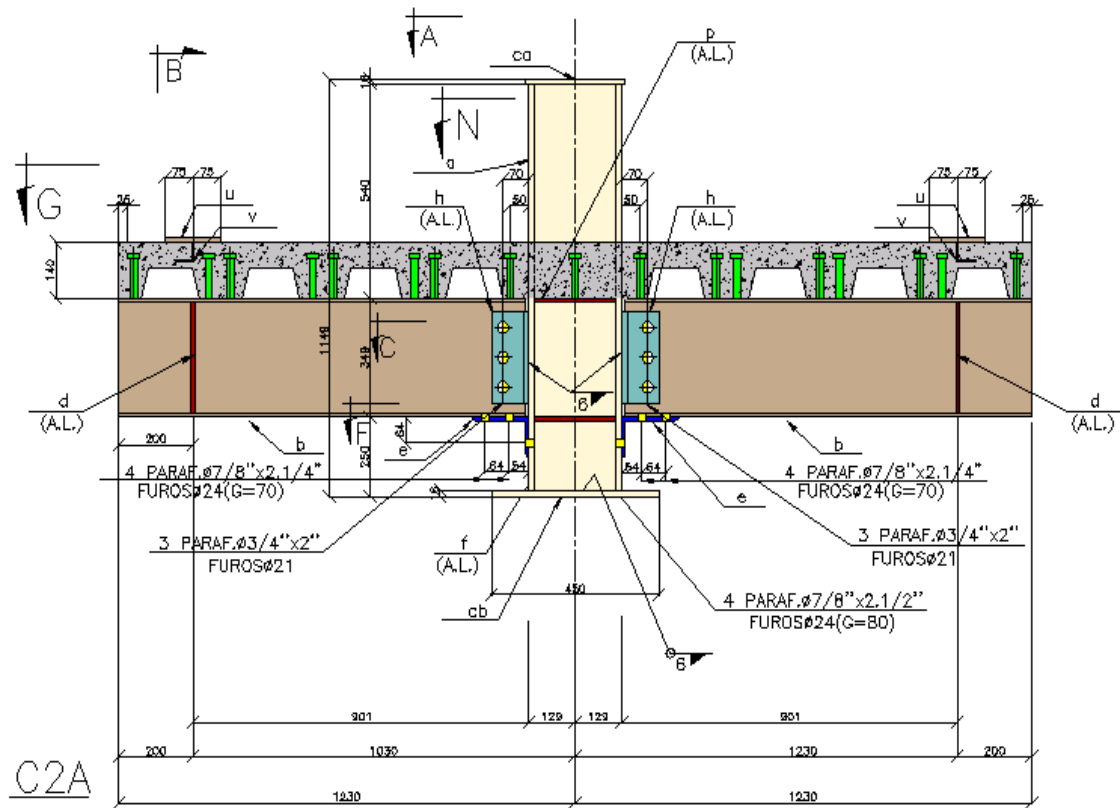


FIGURA 4.22 - Modelo 3/4 – Conjunto 1 e Conjunto 2 (ANEXO B – RNM)

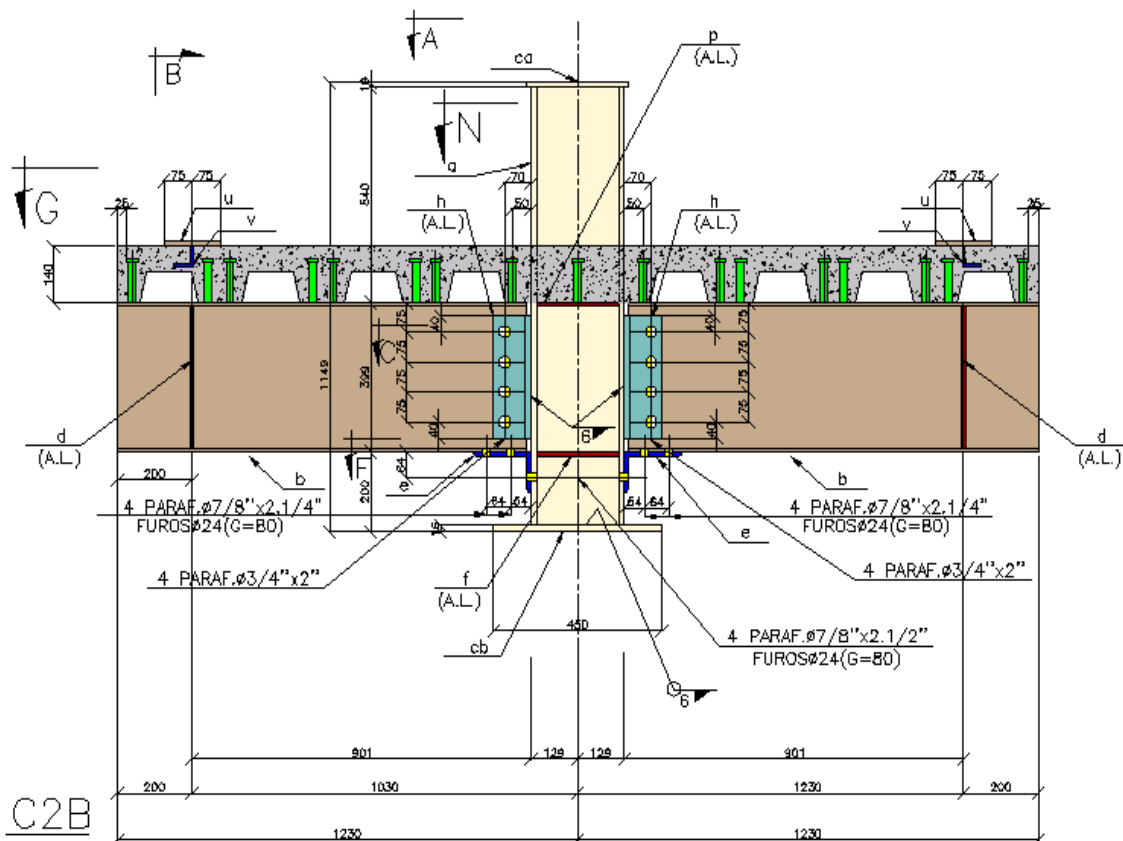
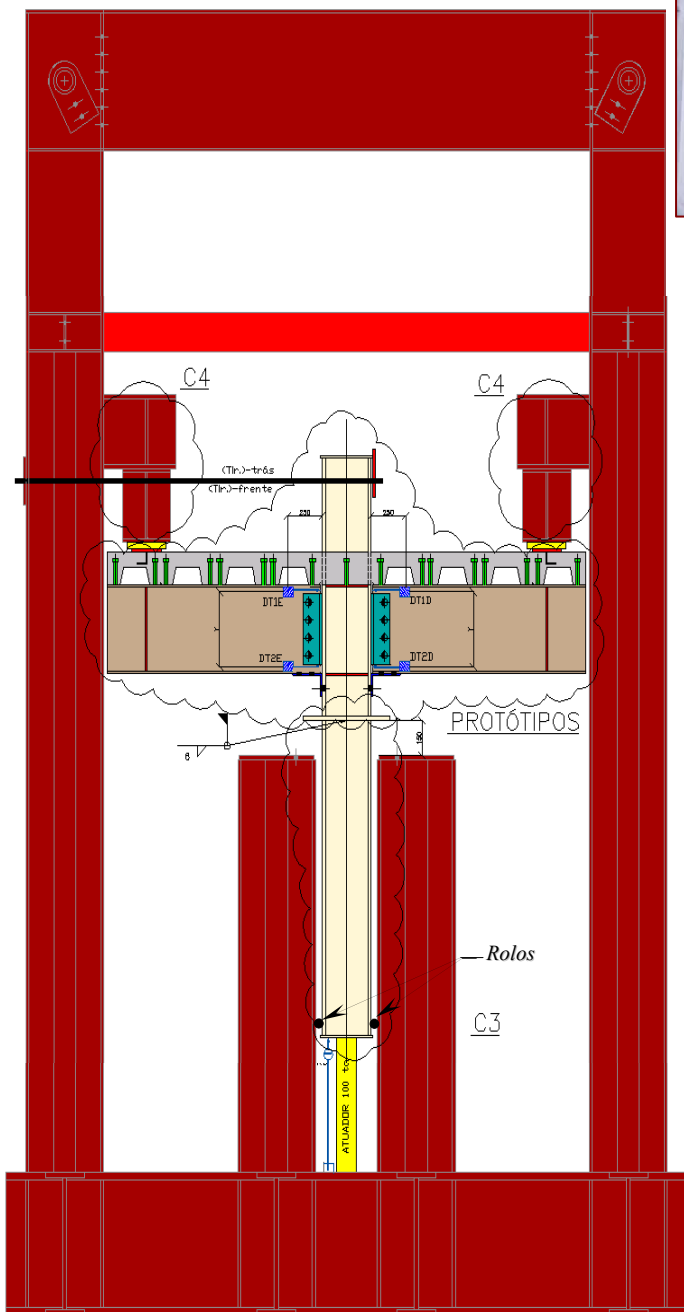
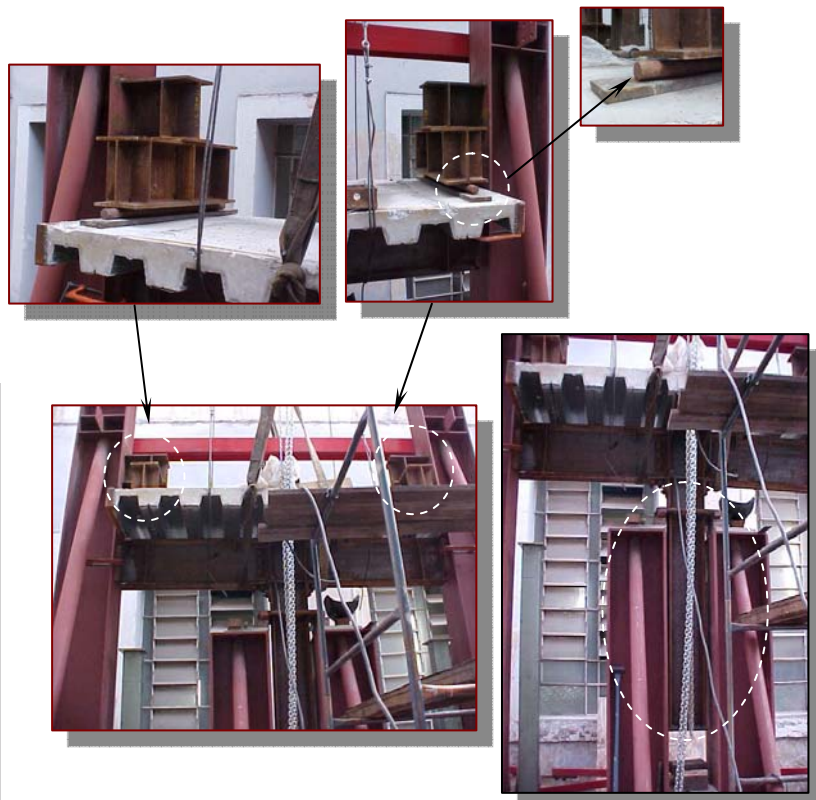


FIGURA 4.23 - Modelo 4/4 – Conjunto 1 e Conjunto 2 (ANEXO B – RNM)



(b)



(a) Peças C3 e C4



(c)

FIGURA 4.24 - Montagem geral das peças para ensaio

### 4.3.3.3 Principais resultados e conclusões

As curvas *momento-rotação* da ligação direita, obtidas nos ensaios, são apresentadas nas FIGURAS 4.25 a 4.32, incluindo *ciclos simétricos e assimétricos*, para os ENSAIOS 01 a 08.

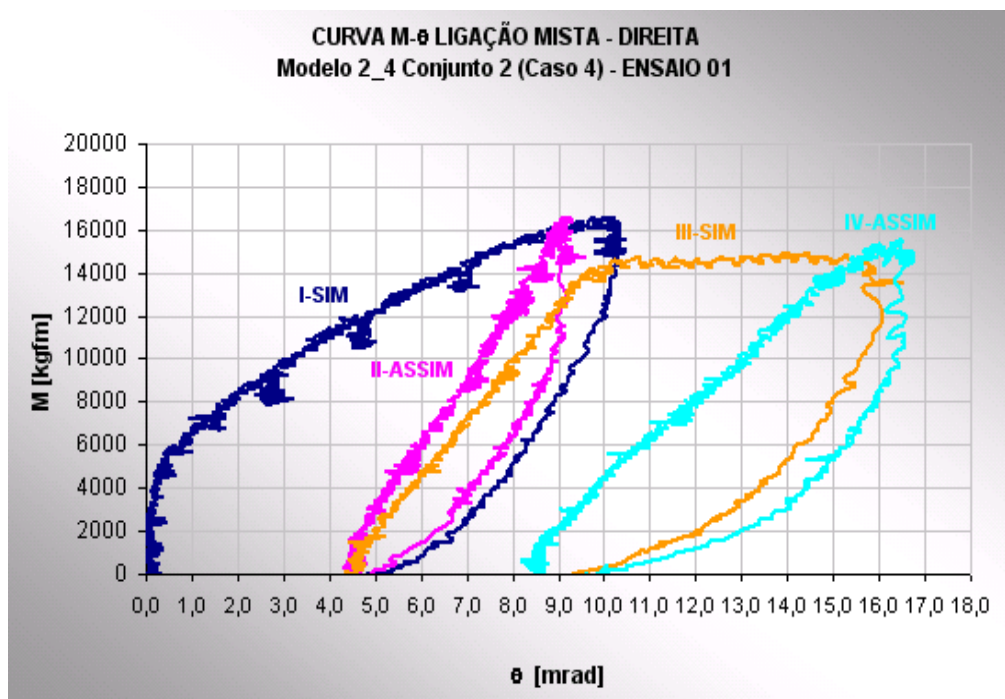


FIGURA 4.25 – Curvas *momento-rotação* do ENSAIO 01

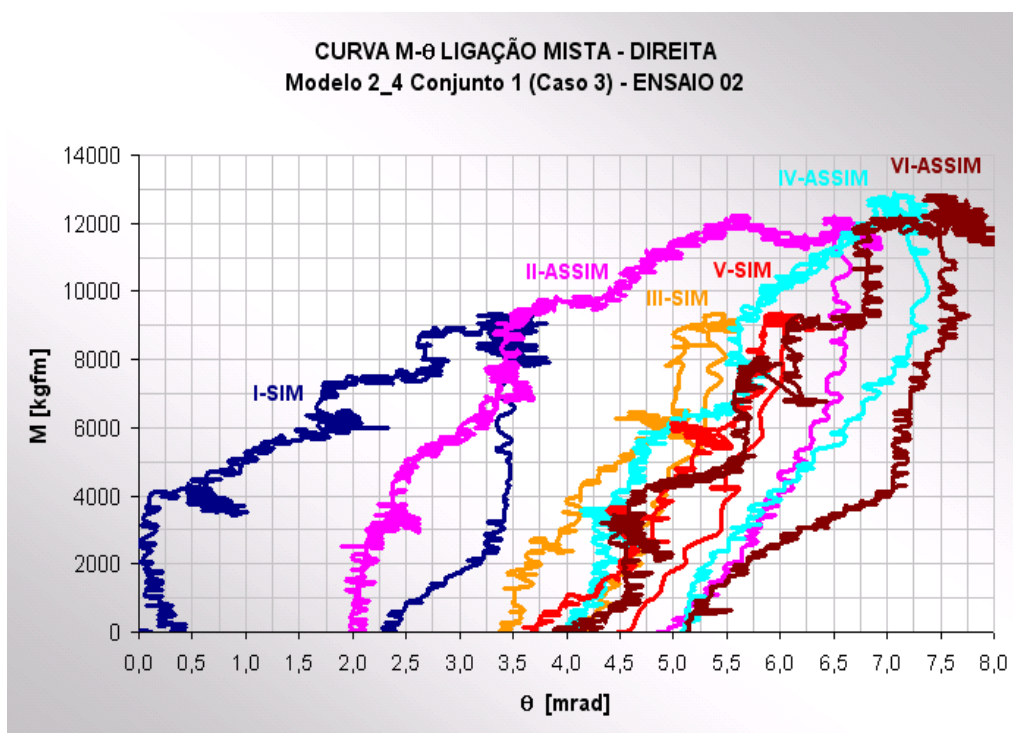


FIGURA 4.26 – Curvas *momento-rotação* do ENSAIO 02

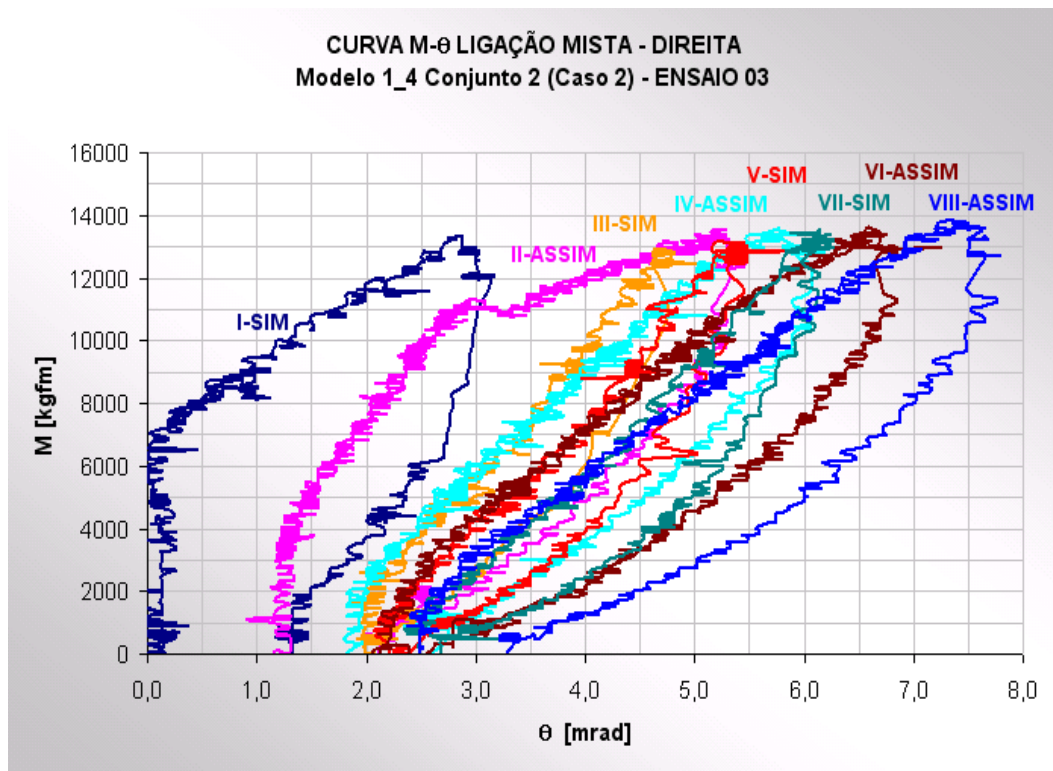


FIGURA 4.27 – Curvas *momento-rotação* do ENSAIO 03

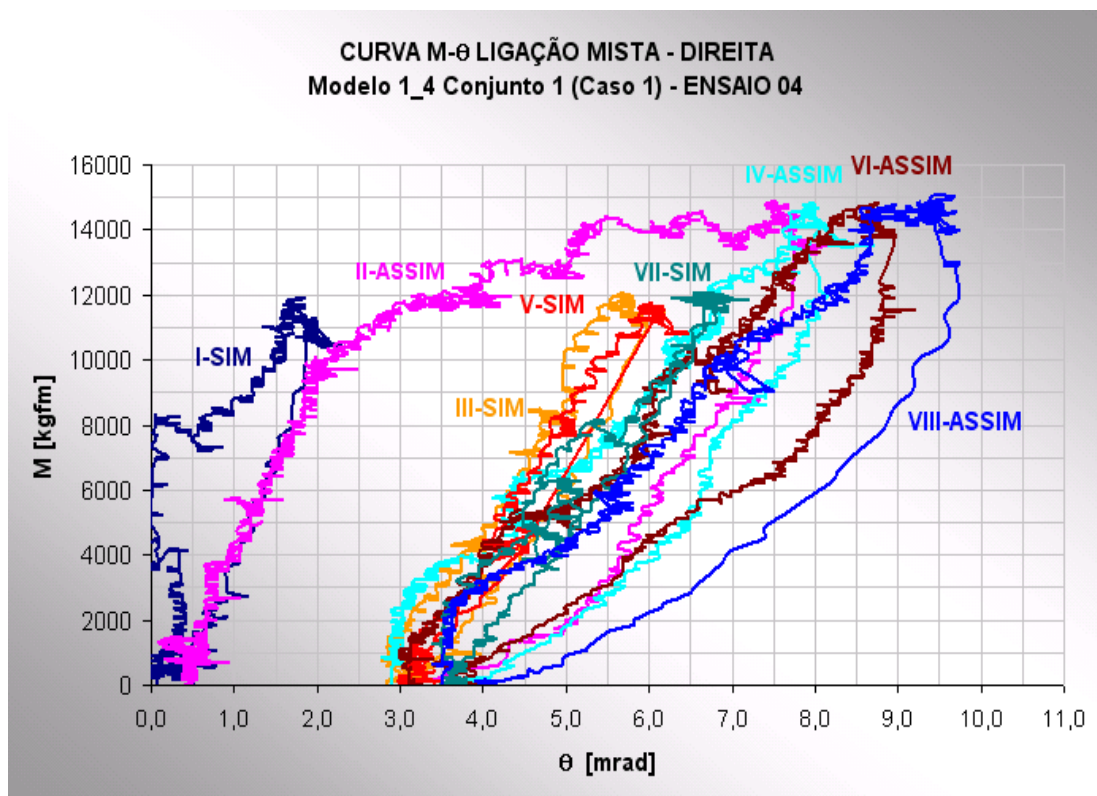


FIGURA 4.28 – Curvas *momento-rotação* do ENSAIO 04

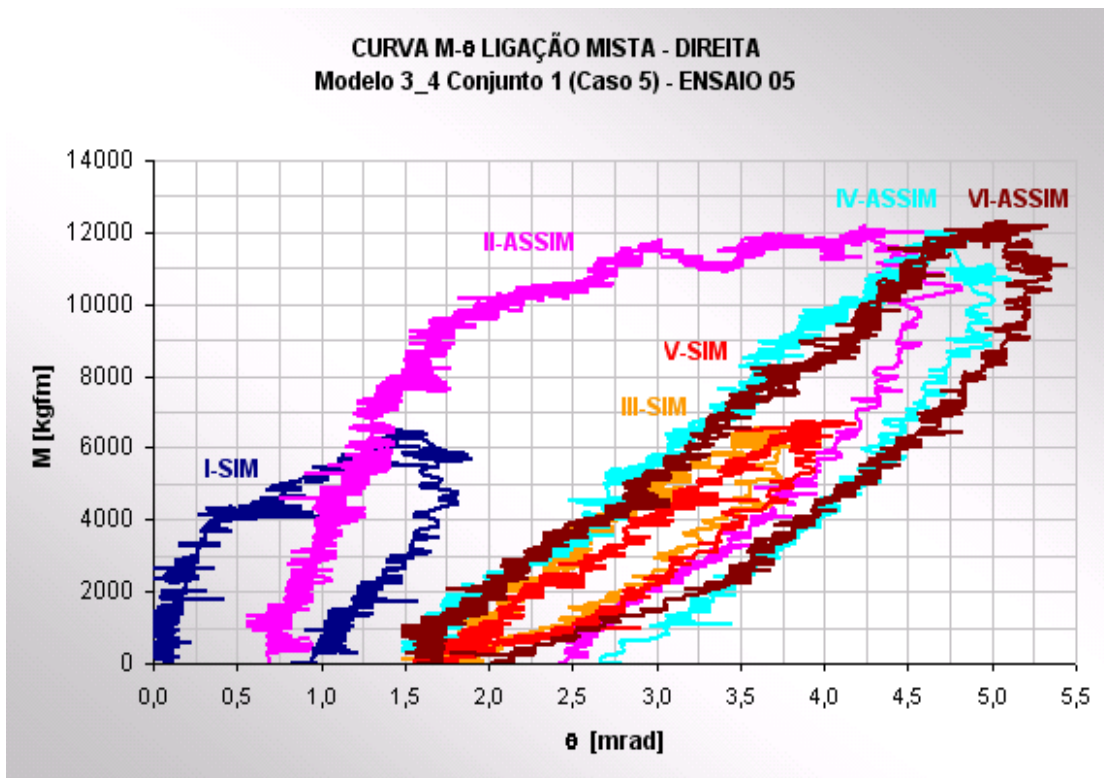


FIGURA 4.29 – Curvas *momento-rotação* do ENSAIO 05

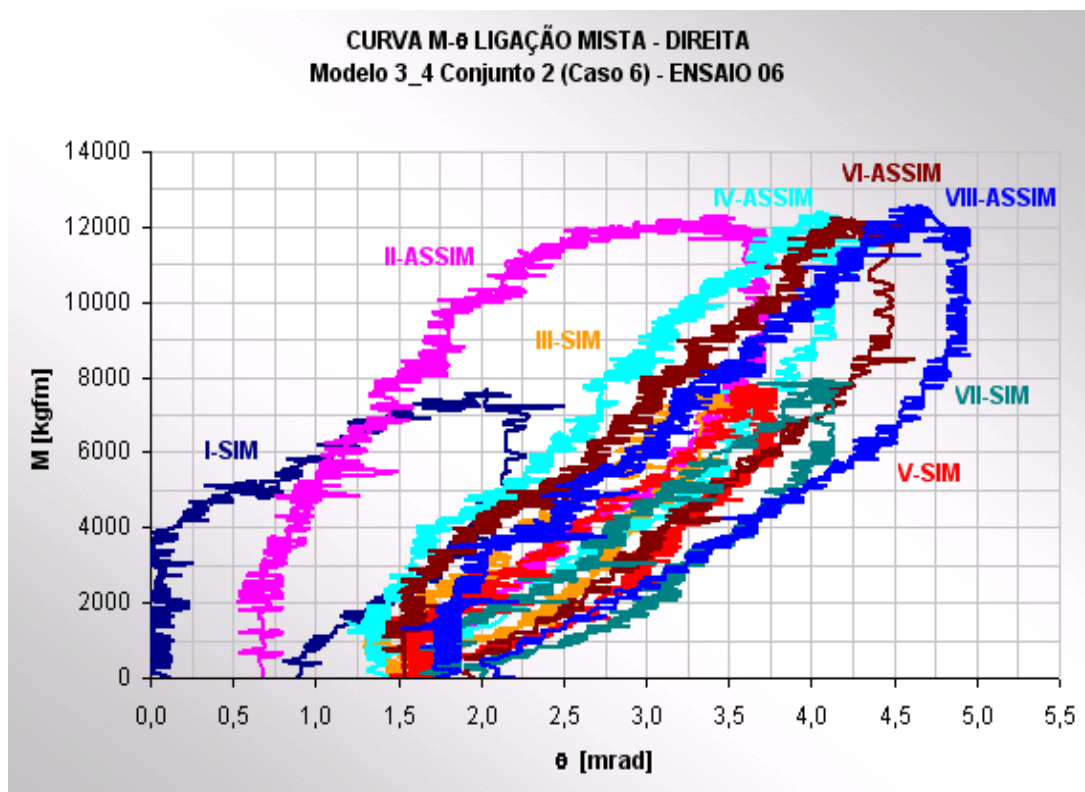


FIGURA 4.30 – Curvas *momento-rotação* do ENSAIO 06

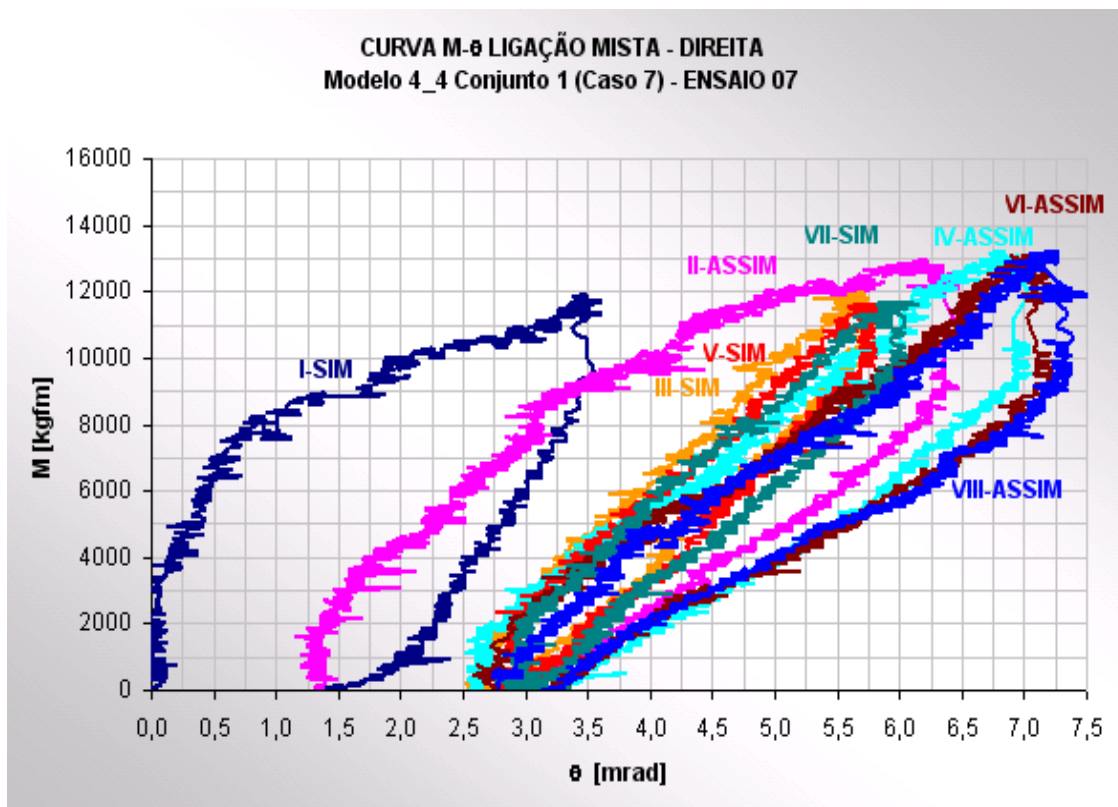


FIGURA 4.31 – Curvas *momento-rotação* do ENSAIO 07

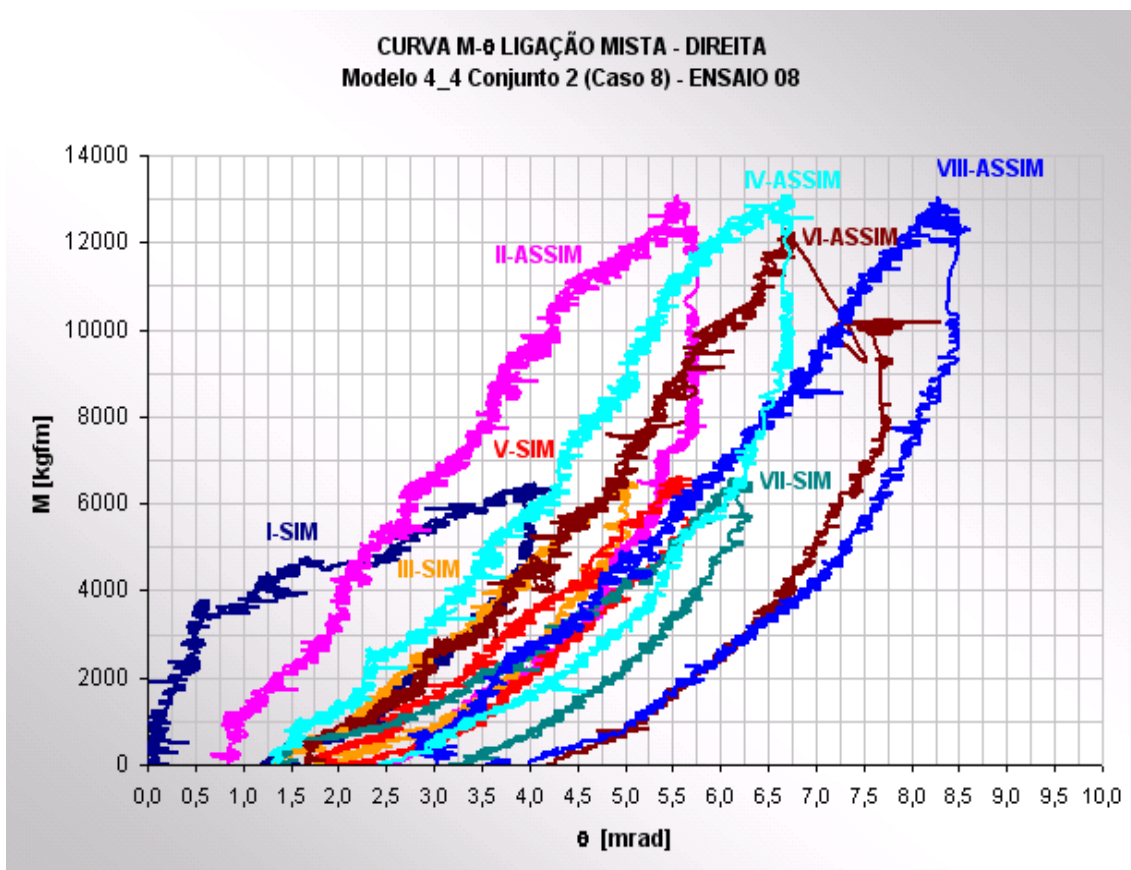


FIGURA 4.32 – Curvas *momento-rotação* do ENSAIO 08

Nas TABELAS 4.5 e 4.6 apresentam-se as rigidezes linearizadas para os ENSAIOS 02 a 08, considerando apenas *ciclos simétricos* (TABELA 4.5) e apenas *ciclos assimétricos* (TABELA 4.6). Todas as rigidezes foram normalizadas dividindo-se o valor calculado pelo valor correspondente obtido nos ensaios. Foram calculadas as médias, os desvios padrão e os coeficientes de variação destas rigidezes normalizadas. Os *ciclos I (simétrico)* e *II (assimétrico)* de todos os ensaios não foram considerados nas determinações estatísticas mencionadas, devido às acomodações do sistema nestes ciclos iniciais. Observa-se, entretanto, que o comportamento inelástico da ligação nestes ciclos iniciais resulta em uma rotação residual que fica praticamente inalterada nos ciclos posteriores (ENSAIOS 02 a 08 – FIGURAS 4.26 a 4.32).

TABELA 4.5 – Rigidezes de carregamento e descarregamento – *ciclos simétricos* (III, V, VII) dos ENSAIOS 02 a 08

(ANEXO B - RELATÓRIO DE ENSAIO DOS NÓS MISTOS - RNM)

SERVIÇO	ENSAIOS 02 a 08																											MÉDIA	VARIÂNCIA	DESVIO PADRÃO	COEFIC. VARIAÇÃO							
	LIGAÇÃO DIREITA													LIGAÇÃO ESQUERDA																								
	SITUAÇÃO SIMÉTRICA																															SITUAÇÃO SIMÉTRICA						
	III	V	III	V	VII	III	V	VII	III	V	III	V	VII	III	V	VII	III	V	III	V	VII	III	V	VII	III	V	III					V	VII	z	$\Delta z^2$	$s = \Delta z$	% de z	
CARRREGAMENTO	M <sub>0</sub>	8962	9230	12564	12939	13154	11775	11548	11866	6317	6317	7435	7465	7809	11662	11438	11483	6165	6264	6264	6678	6479	3396	3381	3613	5888	5774	5933	8250	8404	7469	7673	6091	5809	5997	11207	11294	11207
	$\Delta \theta_{0.1}$	2,05	2,23	2,66	3,21	3,61	2,79	2,82	3,33	2,20	2,37	1,92	2,13	2,30	3,06	2,93	3,04	3,62	3,62	4,72	1,76	1,64	0,47	0,61	0,82	1,46	1,51	1,60	2,36	2,31	0,97	1,74	1,04	1,26	1,06	2,44	2,38	2,77
	$\Delta \theta_{0.2}$	0,11	0,13	0,11	0,14	0,15	0,12	0,12	0,14																													
	$\Delta \theta_{0.3}$	2,16	2,42	2,77	3,35	3,76	2,91	2,94	3,47	2,20	2,37	1,92	2,13	2,30	3,06	2,93	3,04	3,62	3,62	4,72	1,76	1,73	0,49	0,64	0,85	1,62	1,57	1,66	2,36	2,31	0,97	1,74	1,04	1,26	1,06	2,44	2,38	2,77
	(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>ENSAIO</sub>	4137	3819	4532	3867	3496	4049	3929	3419	2871	2665	3872	3505	3395	3811	3904	3777	1703	1730	1327	3595	3743	6932	5318	4227	3869	3669	3795	3496	3638	7700	4410	5857	4610	5858	4593	4745	4046
	(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-ECCS</sub>	1810	1810	1627	1627	1627	1627	1627	1627	1634	1634	1634	1634	1634	1998	1998	1998	1998	1998	1998	1810	1810	1627	1627	1627	1627	1627	1627	1634	1634	1634	1634	1998	1998	1998	1998	1998	1998
	(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-ECCS-NORM</sub>	0,44	0,47	0,36	0,42	0,47	0,40	0,41	0,48	0,57	0,61	0,42	0,47	0,48	0,52	0,51	0,53	1,17	1,15	1,51	0,50	0,48	0,23	0,31	0,38	0,42	0,44	0,43	0,47	0,45	0,21	0,37	0,34	0,43	0,35	0,44	0,42	0,49
(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-NORM-III</sub>	2527	2627	1977	1977	1977	2031	2031	2031	2421	2421	2279	2279	2279	2634	2634	2634	2879	2879	2879	2841	2841	2714	2714	2714	2077	2077	2077	2103	2103	2406	2406	2932	2932	2932	2419	2419	2419	
(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-NORM-III-NORM</sub>	0,61	0,66	0,44	0,51	0,57	0,50	0,52	0,53	0,84	0,91	0,53	0,55	0,57	0,89	0,87	0,70	1,69	1,66	2,17	0,79	0,76	0,39	0,51	0,64	0,54	0,57	0,55	0,60	0,58	0,31	0,55	0,50	0,64	0,52	0,53	0,51	0,60	
(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-NORM-V</sub>	2412	2412	2188	2188	2188	2188	2188	2188	2372	2372	2372	2372	2372	2943	2943	2943	2943	2943	2943	2412	2412	2188	2188	2188	2188	2188	2188	2372	2372	2372	2372	2943	2943	2943	2943	2943	2943	
(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-NORM-V-NORM</sub>	0,58	0,63	0,48	0,57	0,63	0,54	0,56	0,64	0,83	0,89	0,61	0,68	0,70	0,77	0,75	0,78	1,73	1,70	2,22	0,67	0,64	0,32	0,41	0,52	0,57	0,60	0,58	0,68	0,65	0,31	0,54	0,50	0,64	0,52	0,64	0,62	0,73	
(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-NORM-VII</sub>	3901	3901	2881	2881	2881	2999	2999	2999	4487	4487	4024	4024	4024	4565	4565	4565	5356	5356	5356	4713	4713	4811	4811	4811	3101	3101	3101	3534	3534	4438	4438	5542	5542	5542	3956	3956	3956	
(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-NORM-VII-NORM</sub>	0,94	1,02	0,64	0,74	0,82	0,74	0,76	0,88	1,56	1,68	1,04	1,15	1,19	1,20	1,17	1,21	3,14	3,11	4,04	1,31	1,26	0,69	0,90	1,14	0,80	0,85	0,82	1,01	0,97	0,58	1,01	0,95	1,20	0,98	0,86	0,83	0,98	
DESCARRREGAMENTO	M <sub>0</sub>	8952	9230	12564	12939	13154	11775	11548	11866	6317	6317	7435	7465	7809	11662	11438	11483	6165	6264	6264	6678	6479	3396	3381	3613	5888	5774	5933	8250	8404	7469	7673	6091	5809	5997	11207	11294	11207
	$\Delta \theta_{0.1}$	1,29	1,43	2,52	3,03	3,43	2,56	2,56	3,17	1,89	2,10	1,88	1,99	2,04	2,91	2,93	2,89	2,92	3,27	2,80	1,03	1,15	0,25	0,44	0,67	1,17	1,39	1,49	1,44	1,84	0,12	1,16	0,80	1,24	0,94	1,81	1,92	2,02
	$\Delta \theta_{0.2}$	0,07	0,08	0,11	0,13	0,15	0,11	0,11	0,13																													
	$\Delta \theta_{0.3}$	1,98	1,51	2,63	3,16	3,58	2,67	2,77	3,30	1,89	2,10	1,88	1,99	2,04	2,91	2,93	2,89	2,92	3,27	2,80	1,03	1,15	0,25	0,44	0,67	1,17	1,39	1,49	1,44	1,84	0,12	1,16	0,80	1,24	0,94	1,81	1,92	2,02
	(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>ENSAIO</sub>	6575	6115	4783	4097	3679	4413	4165	3591	3342	3008	3955	3751	3828	4008	3904	3973	2111	1916	2237	6458	5631	7723	5416	7834	4197	3981	5729	4567	62242	6615	7614	4685	6380	6192	5882	5548	
	(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-ECCS</sub>	1810	1810	1627	1627	1627	1627	1627	1627	1634	1634	1634	1634	1634	1998	1998	1998	1998	1998	1998	1810	1810	1627	1627	1627	1627	1627	1627	1634	1634	1634	1634	1998	1998	1998	1998	1998	1998
	(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-ECCS-NORM</sub>	0,28	0,30	0,34	0,40	0,44	0,37	0,39	0,45	0,49	0,54	0,41	0,44	0,43	0,50	0,51	0,50	0,85	1,04	0,89	0,28	0,32	0,14	0,21	0,30	0,21	0,39	0,41	0,29	0,36	0,03	0,25	0,26	0,43	0,31	0,32	0,34	0,36
(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-NORM-III</sub>	2527	2527	1977	1977	1977	2031	2031	2031	2421	2421	2279	2279	2279	2634	2634	2634	2879	2879	2879	2841	2841	2714	2714	2714	2077	2077	2077	2103	2103	2406	2406	2932	2932	2932	2419	2419	2419	
(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-NORM-III-NORM</sub>	0,38	0,41	0,41	0,48	0,54	0,46	0,49	0,57	0,72	0,80	0,58	0,61	0,60	0,66	0,67	0,66	1,36	1,50	1,23	0,44	0,50	0,23	0,35	0,50	0,37	0,49	0,52	0,37	0,46	0,04	0,36	0,39	0,63	0,46	0,39	0,41	0,44	
(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-NORM-V</sub>	2412	2412	2188	2188	2188	2188	2188	2188	2372	2372	2372	2372	2372	2943	2943	2943	2943	2943	2943	2412	2412	2188	2188	2188	2188	2188	2188	2372	2372	2372	2372	2943	2943	2943	2943	2943	2943	
(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-NORM-V-NORM</sub>	0,37	0,39	0,46	0,53	0,59	0,50	0,53	0,61	0,71	0,79	0,60	0,63	0,62	0,73	0,75	0,74	1,39	1,54	1,32	0,37	0,43	0,19	0,28	0,40	0,23	0,52	0,55	0,41	0,52	0,04	0,36	0,39	0,63	0,46	0,48	0,50	0,53	
(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-NORM-VII</sub>	3901	3901	2881	2881	2881	2999	2999	2999	4487	4487	4024	4024	4024	4565	4565	4565	5356	5356	5356	4713	4713	4811	4811	4811	3101	3101	3101	3534	3534	4438	4438	5542	5542	5542	3956	3956	3956	
(M <sub>0</sub> /Δθ <sub>0.1</sub> ) <sub>TEÓRICA-NORM-VII-NORM</sub>	0,59	0,64	0,60	0,70	0,78	0,68	0,72	0,84	1,34	1,49	1,02	1,07	1,08	1,14	1,17	1,15	2,54	2,80	2,39	0,73	0,84	0,41	0,62	0,89	0,41	0,74	0,78	0,62	0,77	0,07	0,67	0,73	1,18	0,87	0,64	0,67	0,71	



Nas FIGURAS 4.33 a 4.36 são mostradas as rigidezes normalizadas de serviço das TABELAS 4.5 e 4.6 (evidentemente as rigidezes experimentais são tomadas iguais a 1,0). Nestas figuras foram separadas as fases de carregamento e descarregamento para cada tipo de ciclo, objetivando uma visualização gráfica completa das rigidezes duas fases para os dois tipos de ciclo.

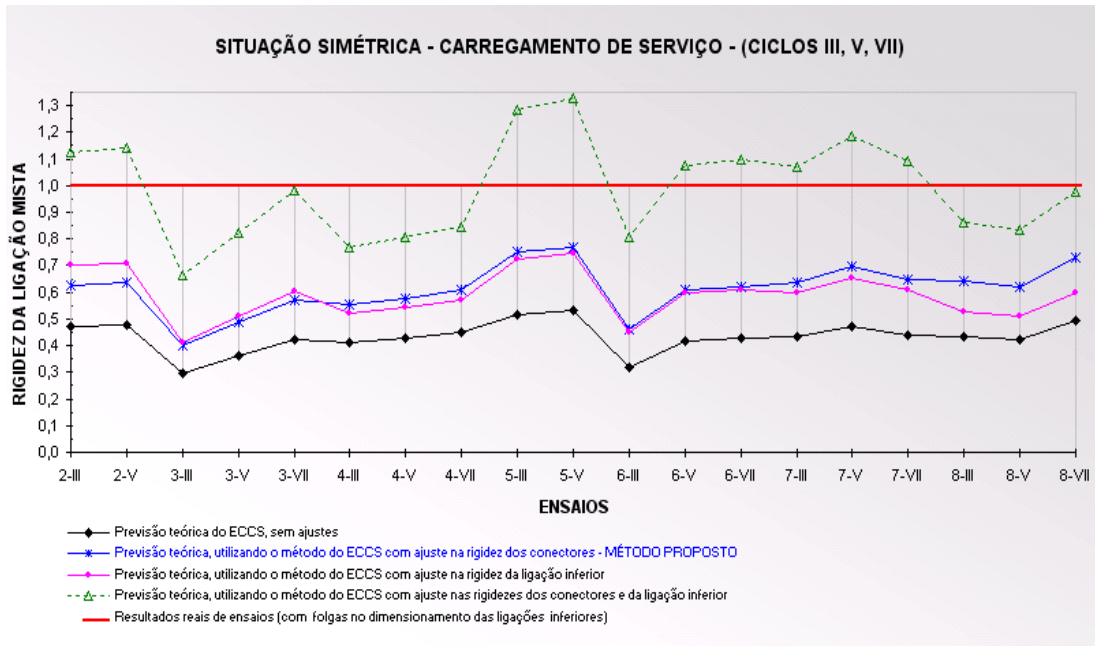


FIGURA 4.33 – Curvas de rigidezes de serviço - carregamento - *ciclos simétricos* (III, V, VII) dos ENSAIOS 02 a 08 (ANEXO B - RNM)

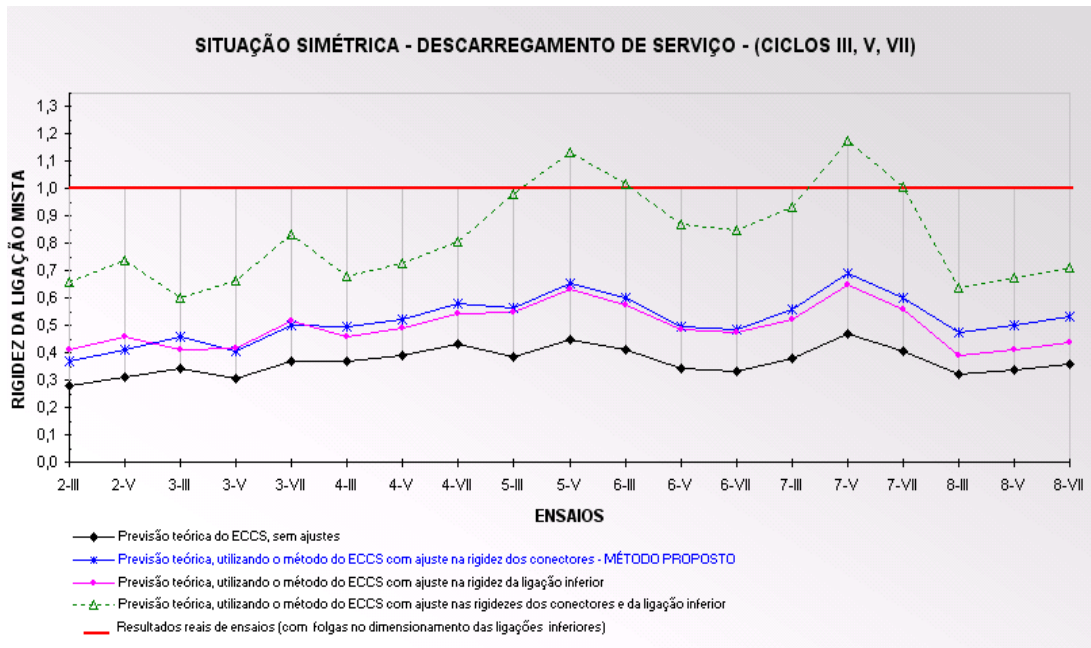


FIGURA 4.34 – Curvas de rigidezes de serviço - descarregamento - *ciclos simétricos* (III, V, VII) dos ENSAIOS 02 a 08 (ANEXO B - RNM)

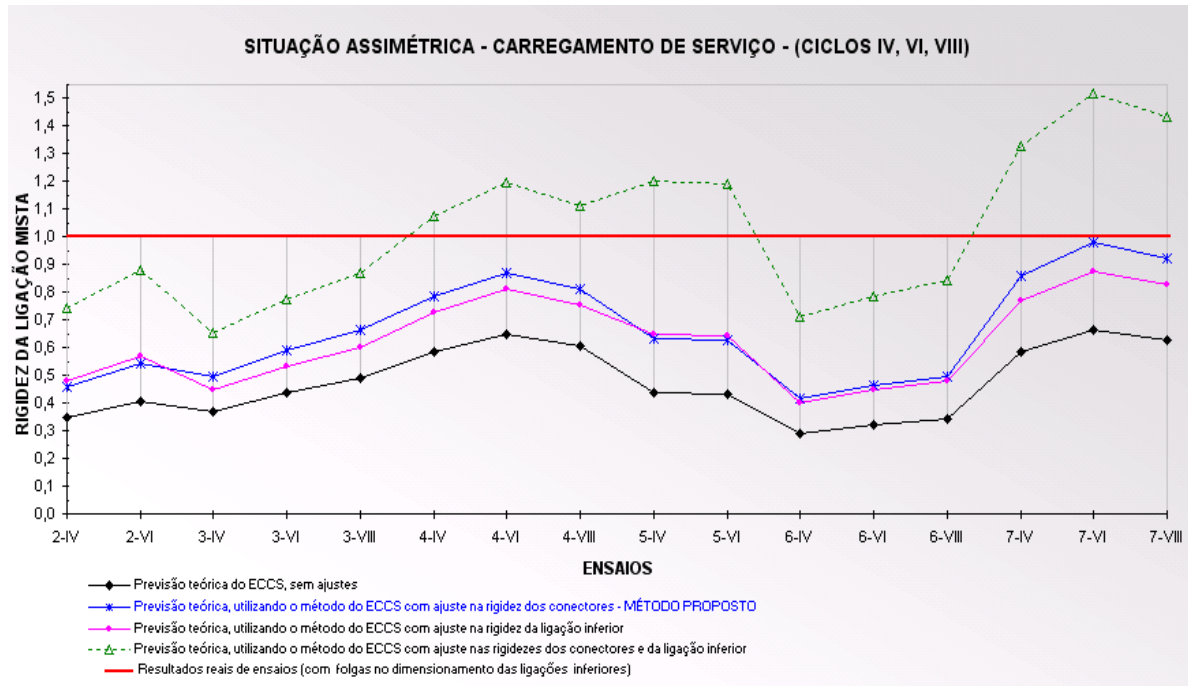


FIGURA 4.35 – Curvas de rigidezes de serviço - carregamento - *ciclos assimétricos* (IV, VI, VIII) dos ENSAIOS 02 a 08 (ANEXO B - RNM)

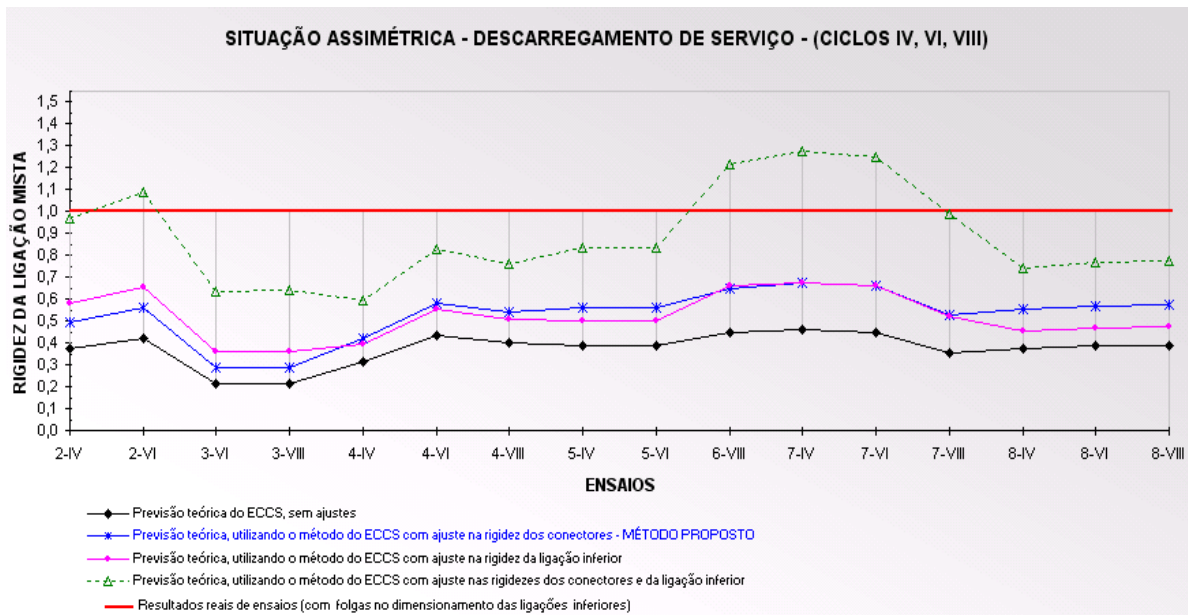


FIGURA 4.36 – Curvas de rigidezes de serviço - descarregamento - *ciclos assimétricos* (IV, VI, VIII) dos ENSAIOS 02 a 08 (ANEXO B - RNM)

**OBSERVAÇÕES:**

- a) Tanto nas TABELAS 4.5 e 4.6 quanto nas FIGURAS 4.33 a 4.36, além da rigidez teórica baseada no ECCS-109, 1999 [14], foram também determinadas rigidezes teóricas alterando-se, no método do ECCS, a rigidez dos conectores ( $k_{c-modif}$ ), conforme AHMED & NETHERCOT, 1997 [57], e alterando-se a rigidez da ligação inferior ( $k_{i-modif}$ ) em função do nível de solicitação da mesma em relação à carga última (ver gráfico da FIGURA 4.17). Quando se alteram as duas rigidezes, em alguns pontos, a curva correspondente ultrapassa a rigidez experimental.
- b) A carga última prevista teoricamente foi sempre atingida em todos os ensaios, ou seja, em nenhum ensaio houve escoamento da ligação antes do momento último teórico.
- c) A rotação última atingida em cada ensaio, após os ciclos simétricos e assimétricos foi de: ENSAIO 01 - 16,5 mrad; ENSAIO 02 - 7,6 mrad;  
ENSAIO 03 - 7,4 mrad; ENSAIO 04 - 9,5 mrad;  
ENSAIO 05 - 5,1 mrad; ENSAIO 06 - 4,7 mrad;  
ENSAIO 07 - 7,2 mrad; ENSAIO 08 - 8,3 mrad.

**As principais conclusões, relativas ao comportamento das ligações mistas, com base nos resultados dos ensaios são:**

- i) Não houve degeneração significativa de rigidez, após todos os *ciclos simétricos* e *assimétricos*, inclusive no ENSAIO 01, que corresponde a uma situação extrema de solicitação. Na FIGURA 4.37 comparam-se as curvas *momento-rotação* da ligação direita do ENSAIO 07, *ciclos assimétricos* (extraído da FIGURA 4.31), com a hipótese de funcionamento da ligação em “*shakedown*” (extraído da FIGURA 4.10 – MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO). Como anteriormente, foi eliminado o ciclo II. Percebe-se a natureza de comportamento não-degenerativo, e sem acréscimo de rotação plástica, mesmo estando sendo atingido o momento último da ligação (*ciclos assimétricos*). Percebe-se também a rotação residual (“*OFFSET*”) estabelecida após os 2 (*dois*) primeiros ciclos, praticamente inalterada nos ciclos subsequentes, como já comentado anteriormente. Tudo se passa como se o comportamento da ligação fosse elástico, porém, com um ponto de descarregamento (*PT*) deslocado para a direita.
- ii) Como se pode ver nas FIGURAS 4.33 a 4.36, a correlação entre previsões teóricas e resultados experimentais obtidos não é boa (ordem de grandeza  $\cong 0,3$ ). Isto indica que os

métodos teóricos utilizados (ECCS-109,  $k_{c-modif}$  e  $k_{i-modif}$ ) não retratam com precisão o comportamento experimental observado nos ensaios realizados.

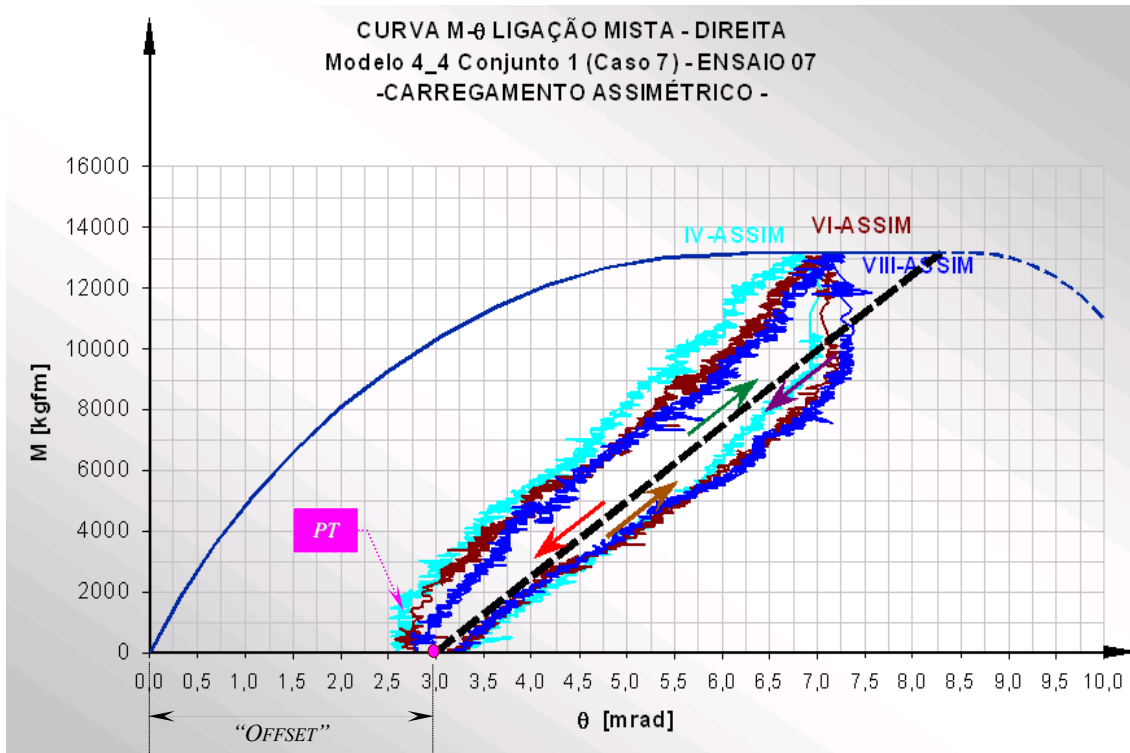


FIGURA 4.37 – Comparação de comportamentos experimental - teórico

- iii) Apesar da dispersão dos resultados, a média dos valores de rigidez determinados pelo ECCS é bem baixa em relação aos resultados experimentais (41%). Alterando-se a rigidez dos conectores ( $k_{c-modif}$ ), esta média passa a ser (57%) e alterando-se a rigidez da ligação inferior ( $k_{i-modif}$ ) em função do nível de carregamento, a mesma média passa a ser (56%). Salienta-se que a alteração da rigidez dos conectores é muito mais simples do que a alteração da rigidez da ligação inferior ( $k_{i-modif}$ ). Além disto, na prática, costuma-se dimensionar a ligação inferior sem folga, o que corresponde a validar a rigidez desta ligação inferior prevista pelo EUROCODE 3, ENV 1993-1-1:1997 [26] (na FIGURA 4.17 observa-se que para  $P/P_u \cong 0,7$ ,  $k_{i-modif} / k_i = 1,0$ ).
- iv) Os valores médios das rigidezes de serviço obtidas no carregamento e no descarregamento, nos *ciclos simétricos* e *assimétricos*, não diferem substancialmente entre si, conforme se observa nas TABELAS 4.5 e 4.6.

- v) A rotação da ligação mista após a aplicação do primeiro *ciclo simétrico* (I) tem muita influência nos deslocamentos verticais das vigas, na estrutura real. O acréscimo desta rotação residual devido ao primeiro *ciclo assimétrico* (II) está associado à inclinação permanente da estrutura (ver ITEM 4.2.2-b). As rotações elásticas que ocorrem após estes dois ciclos iniciais, com a respectiva rigidez de *carregamento-descarregamento-recarregamento*, são responsáveis pelo comportamento da estrutura em “*shakedown*”, devido aos ciclos de aplicações e retiradas das ações horizontais (ver ITEM 4.2.2-c, FIGURA 4.33 e ANEXO F).
- vi) Com base nas *alíneas* anteriores (*i, ii, iii, iv, v*), *propõe-se determinar a rigidez das ligações mistas pelo método do ECCS-109, 1999 [14], com a alteração mencionada da rigidez dos conectores ( $k_{c-modif}$ ), utilizando-se o valor assim determinado para carregamento ou descarregamento, para ciclos simétricos e assimétricos. Excetua-se a determinação de deslocamentos verticais das vigas, que são muito afetados pelas rotações residuais, quando deve ser usada a rigidez do ECCS, sem modificação, no MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO.*

## 4.4 Quadro Resumo do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO

FASE	SISTEMA	TIPO DE ANÁLISE	AÇÕES	CONTROLES	REAÇÕES DE APOIO
CONCRETAGEM	Vigas biapoiadas	Elástica	Permanentes Nominais	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Verificação das flechas</li> <li>➤ Verificação das tensões nas vigas</li> </ul>	Determinar
			Permanentes e Sobrecargas de Construção de Cálculo	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Verificação da resistência das vigas a momento fletor (<math>M_d</math>)</li> </ul>	-
FINAL	Pórtico com molas (rigidez do ECCS) de ambos os lados dos pilares internos, com apoios horizontais fictícios	Elástica	Verticais Nominais	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ A flecha devida somente à sobrecarga aplicada após a cura do concreto deve ser inferior a <math>L/360</math> (subtraindo recalques de pilares)</li> <li>➤ A soma da flecha calculada na fase de concretagem com as flechas devidas às ações permanentes e sobrecarga aplicadas após a cura do concreto deve ser inferior a <math>L/250</math></li> <li>➤ Os momentos nas ligações mistas, devidos às ações permanentes e sobrecargas aplicadas após a cura do concreto, devem ser inferiores a <math>2/3</math> das respectivas resistências nominais</li> <li>➤ Na seção mais solicitada de cada viga, a soma da tensão de tração calculada na fase de concretagem com a tensão devida às ações permanentes e sobrecargas aplicadas após a cura do concreto deve ser inferior a <math>f_y</math></li> <li>➤ O valor absoluto da reação fictícia em qualquer nível deve ser igual ou inferior ou a <math>15\%</math> da soma das ações horizontais no mesmo nível</li> <li>➤ O valor absoluto da soma algébrica das reações fictícias em quaisquer dois níveis adjacentes deve ser igual ou inferior a <math>10\%</math> da soma das ações horizontais nestes dois níveis</li> </ul>	Determinar
	Viga contínua com rótulas plásticas nas ligações mistas	Rígido-Plástica (ou Análise Limite)	Verticais de Cálculo	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ O maior momento positivo nas vigas mistas não pode ser superior a <math>0,9 \times 0,85 M_p</math>, sendo <math>M_p</math> a resistência última a momento fletor (fazendo <math>\beta = 0,85</math>)</li> <li>➤ O maior momento positivo nas vigas mistas não pode ser inferior a <math>0,85 M_u</math></li> <li>➤ A capacidade de rotação necessária das ligações mistas, para uma redistribuição de momentos que permita atingir um momento positivo igual a <math>0,85 M_p</math>, deve ser inferior à capacidade disponível</li> </ul>	-
	Pórtico com molas (rigidez do ECCS com $k_c$ -modificado) só a sotavento dos pilares intermediários	Elástica de 1.ª ordem (correção utilizando o coeficiente $B_2$ )	Horizontais Nominais de Vento ou Nocionais nas direções +X e -X	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ O deslocamento horizontal máximo não deve exceder <math>H/400</math>, sendo <math>H</math> a altura da edificação</li> <li>➤ O deslocamento entre pisos (sem incluir a parcela associada à variação de comprimento dos pilares) não deve exceder <math>h/500</math>, sendo <math>h</math> a distância entre pisos</li> <li>➤ A maior tensão nos pilares deve ser inferior a <math>f_y</math>, superpondo-se os efeitos das ações nominais da fase de concretagem, verticais e horizontais de vento e nocionais</li> </ul>	Determinar
		Horizontais de Cálculo de Vento ou Nocionais nas direções +X e -X	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Faz-se o controle do maior momento positivo nas vigas mistas, com o momento positivo devido às ações verticais acrescido do efeito das ações horizontais de cálculo e fazendo <math>\beta = 0,95</math></li> <li>➤ Faz-se o controle da capacidade de rotação necessária das ligações mistas consideradas rotuladas (a barlavento dos pilares intermediários) com esta capacidade necessária determinada para <math>\beta = M_d / (0,9 M_p)</math></li> <li>➤ A resistência de cálculo à força cortante das vigas mistas, dos pilares mistos e das ligações mistas deve ser igual ou superior à soma das forças cortantes de cálculo devidas às ações verticais e horizontais</li> <li>➤ Verificam-se os pilares à flexão composta para os efeitos combinados das ações verticais e horizontais</li> <li>➤ Verificam-se os contraventamentos (se existirem) para os efeitos das ações horizontais</li> <li>➤ Não pode haver inversão dos momentos negativos nas vigas, isto é, o momento positivo a sotavento não pode ser superior a <math>0,85 M_u</math></li> </ul>	-	

# 5

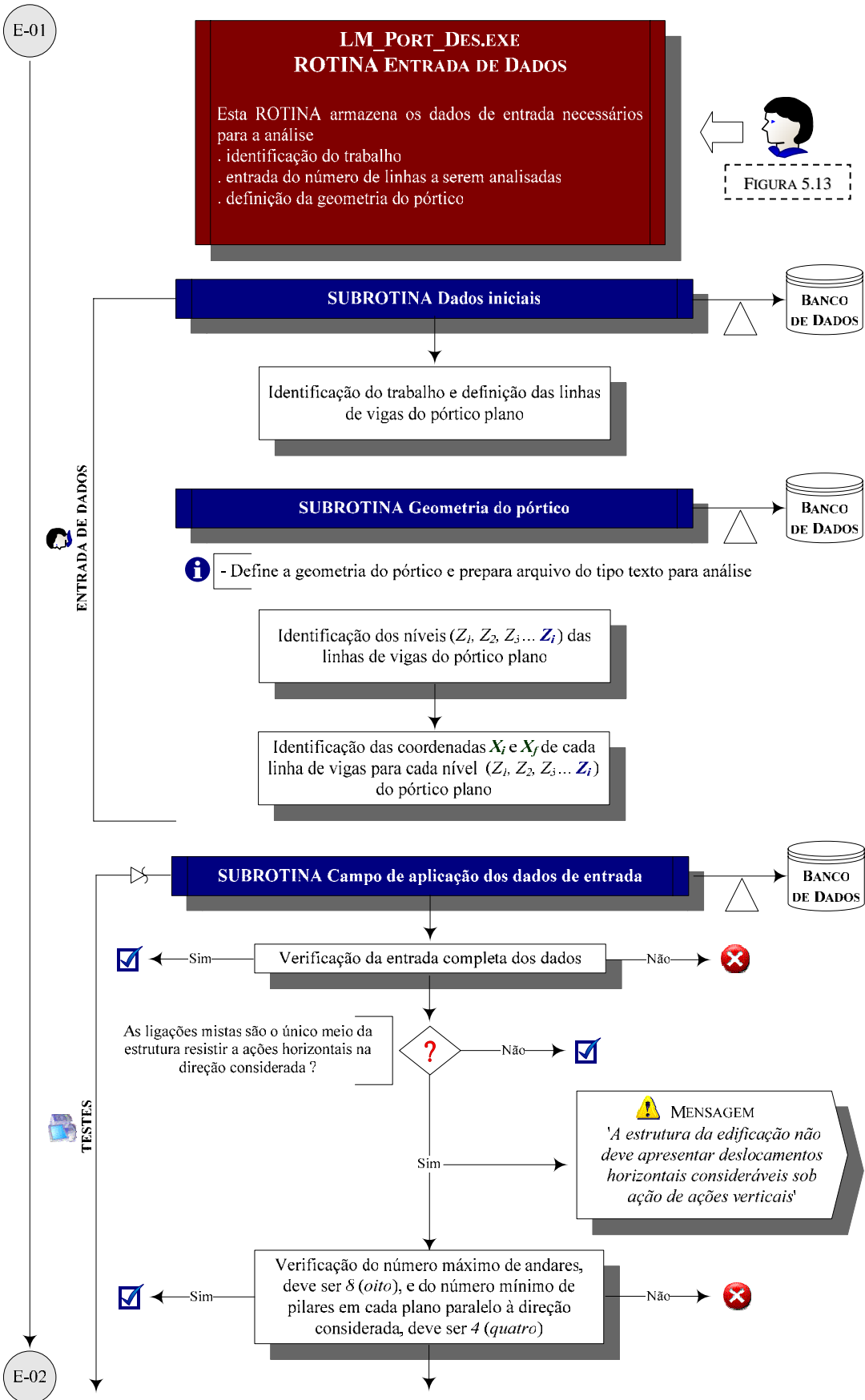
## IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL E EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DO MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO

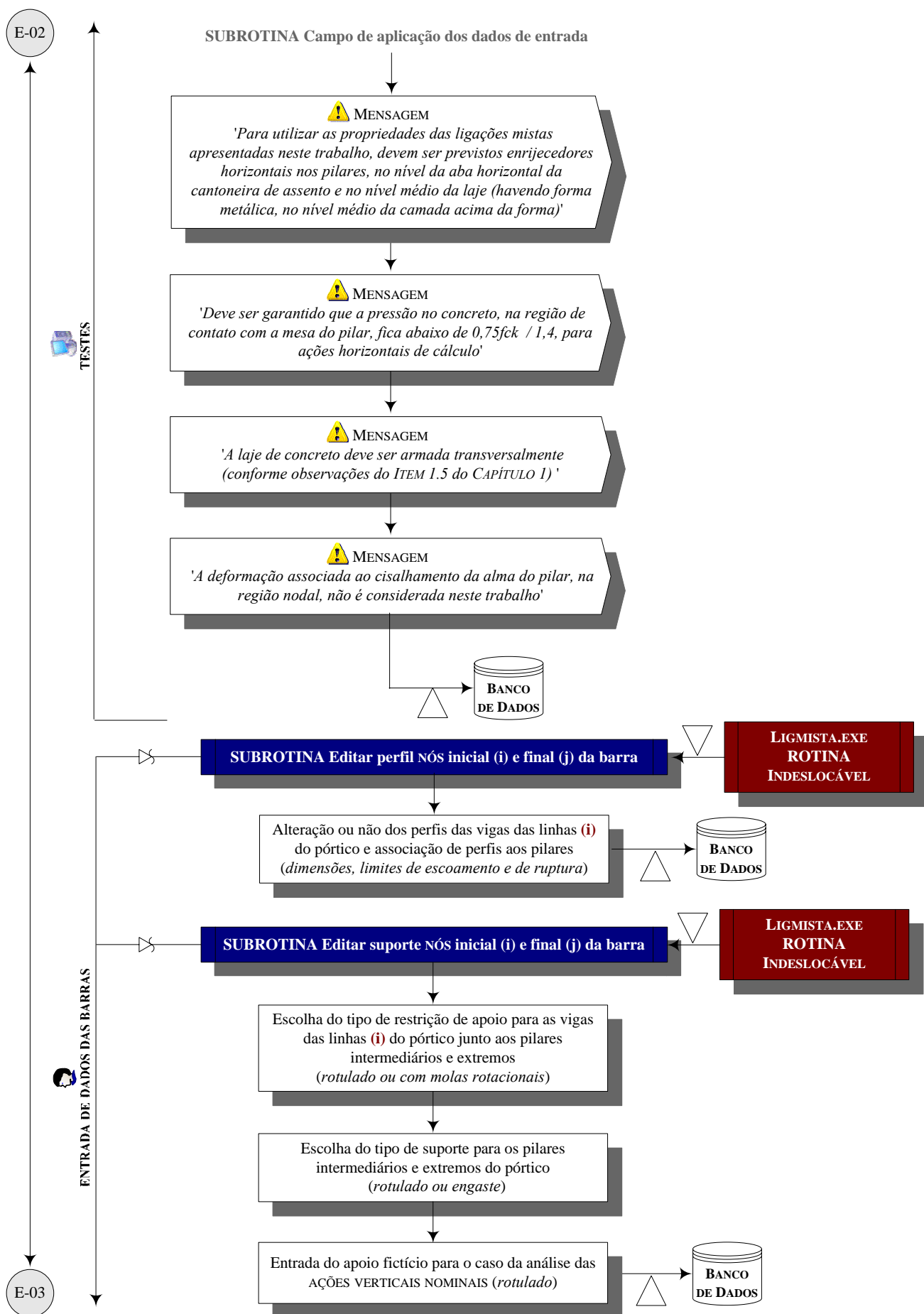
*“Existindo diversas teorias e não havendo evidências que comprovem se alguma é mais verdadeira em relação a outras, vale a mais simples.”*

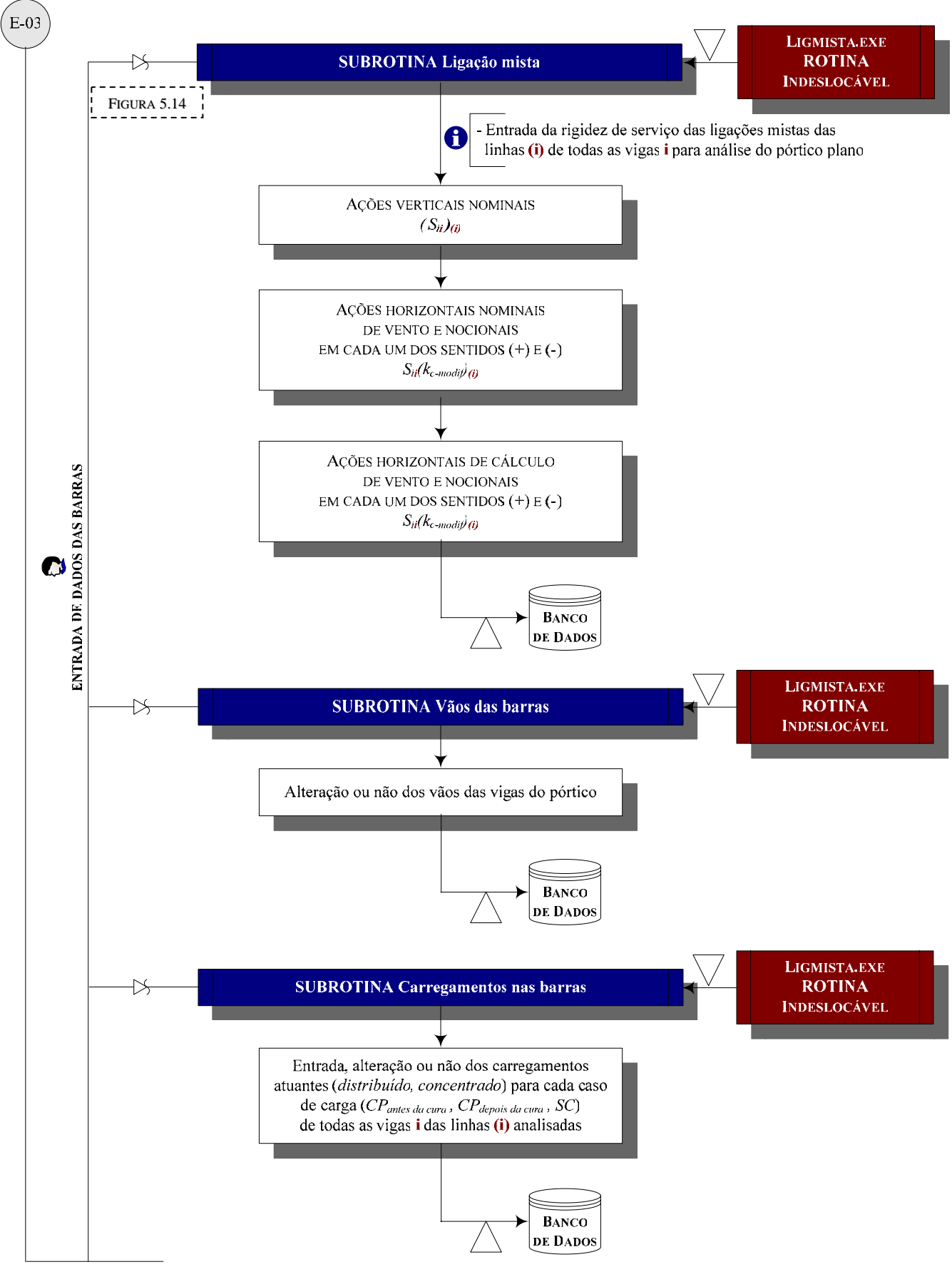
### 5.1 Fluxograma

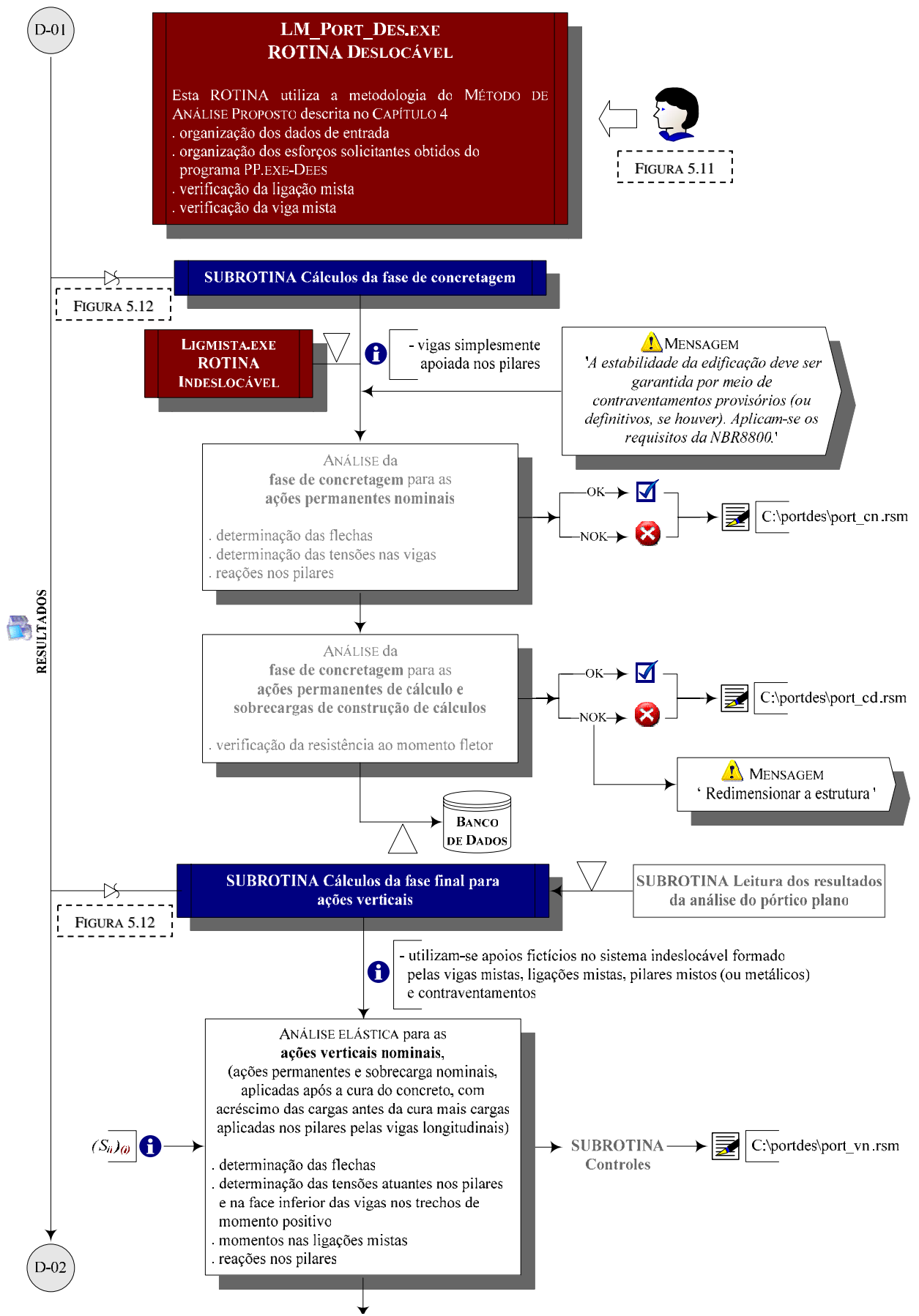
Na dissertação de mestrado de PIRES (2003 [63]) existe um fluxograma completo e um programa de análise para sistemas de pisos. Com base neste programa obtém-se todas as propriedades elásticas e plásticas das vigas mistas e das ligações mistas. Obtém-se também as rotações necessárias das ligações, esforços solicitantes de cálculo nas vigas mistas (análise rígido-plástica) e deslocamentos das vigas mistas (análise elástica). São feitas também verificações de deslocamentos e de estados limites últimos. A fase de concretagem é totalmente analisada, considerando as vigas como biapoiadas.

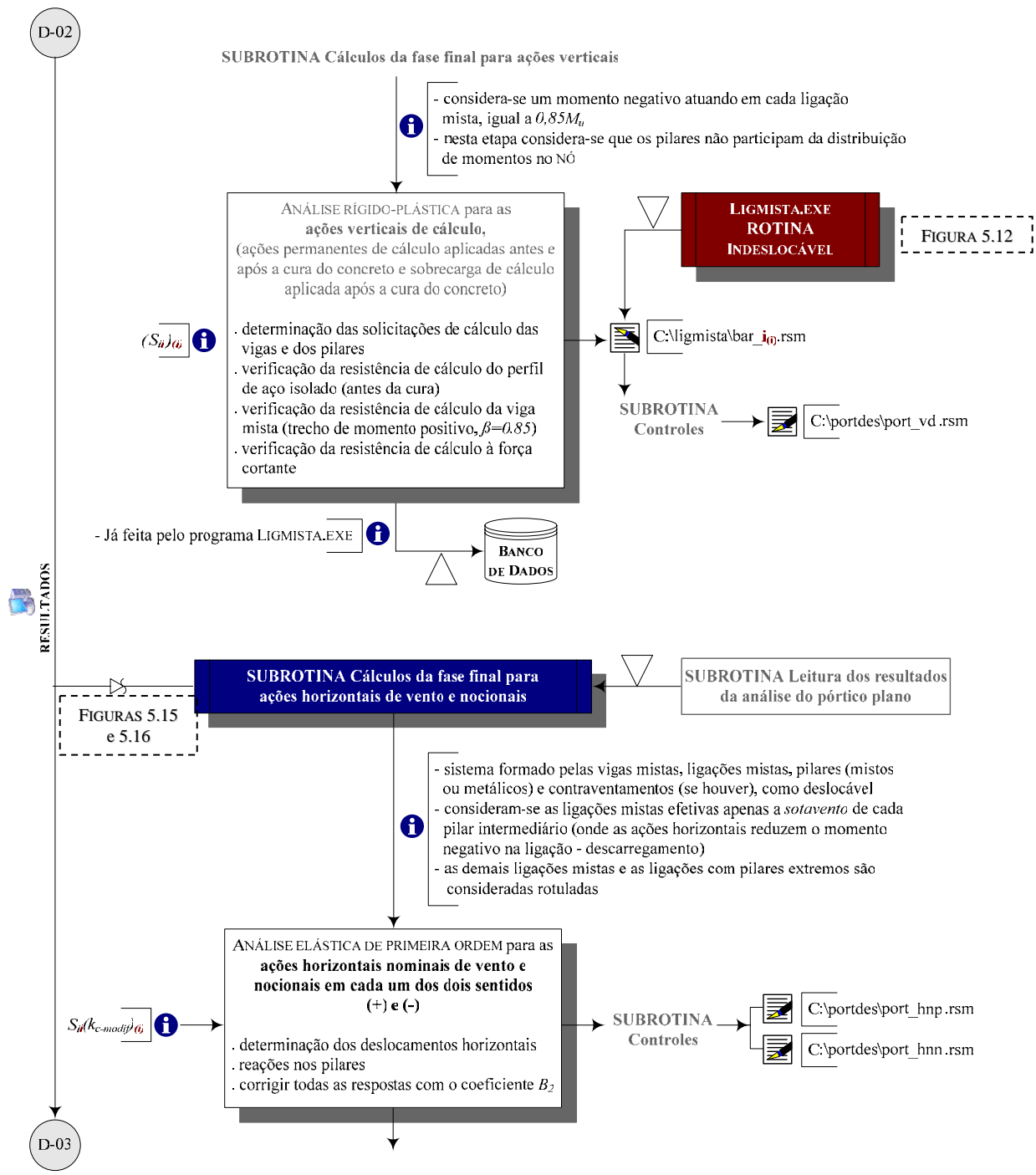
No MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO, a análise elástica dos pórticos como indeslocáveis envolve a consideração de apoios horizontais fictícios. Assim, o programa LIGMISTA.EXE de PIRES (2003 [63]) seria autosuficiente para analisar pórticos simétricos sujeitos a ações verticais simétricas. Não havendo simetria, é necessário seguir o roteiro descrito no CAPÍTULO 4 para ações verticais nominais. No fluxograma a seguir apresentam-se todas as etapas do MÉTODO PROPOSTO, para ações verticais e para ações horizontais em geral.

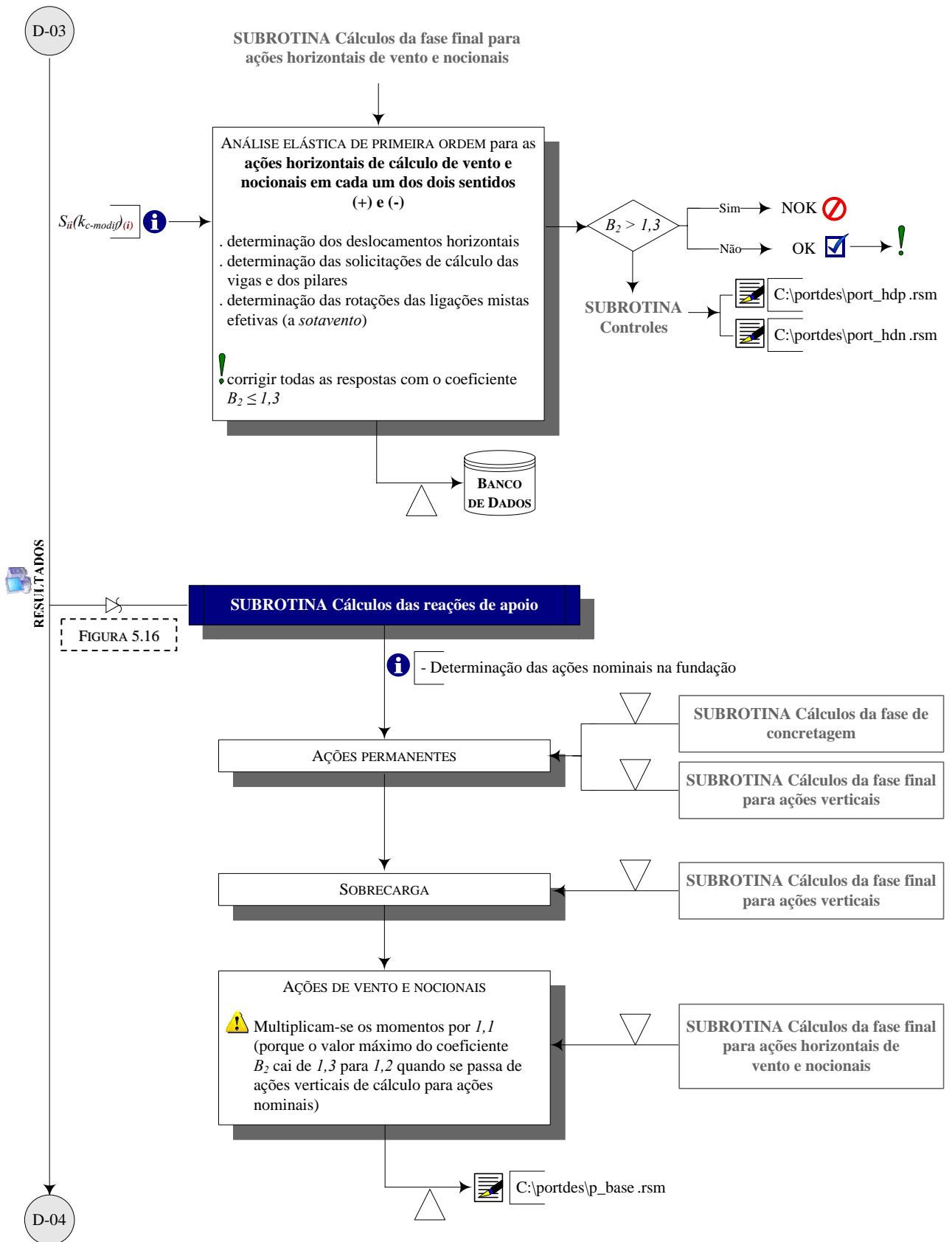


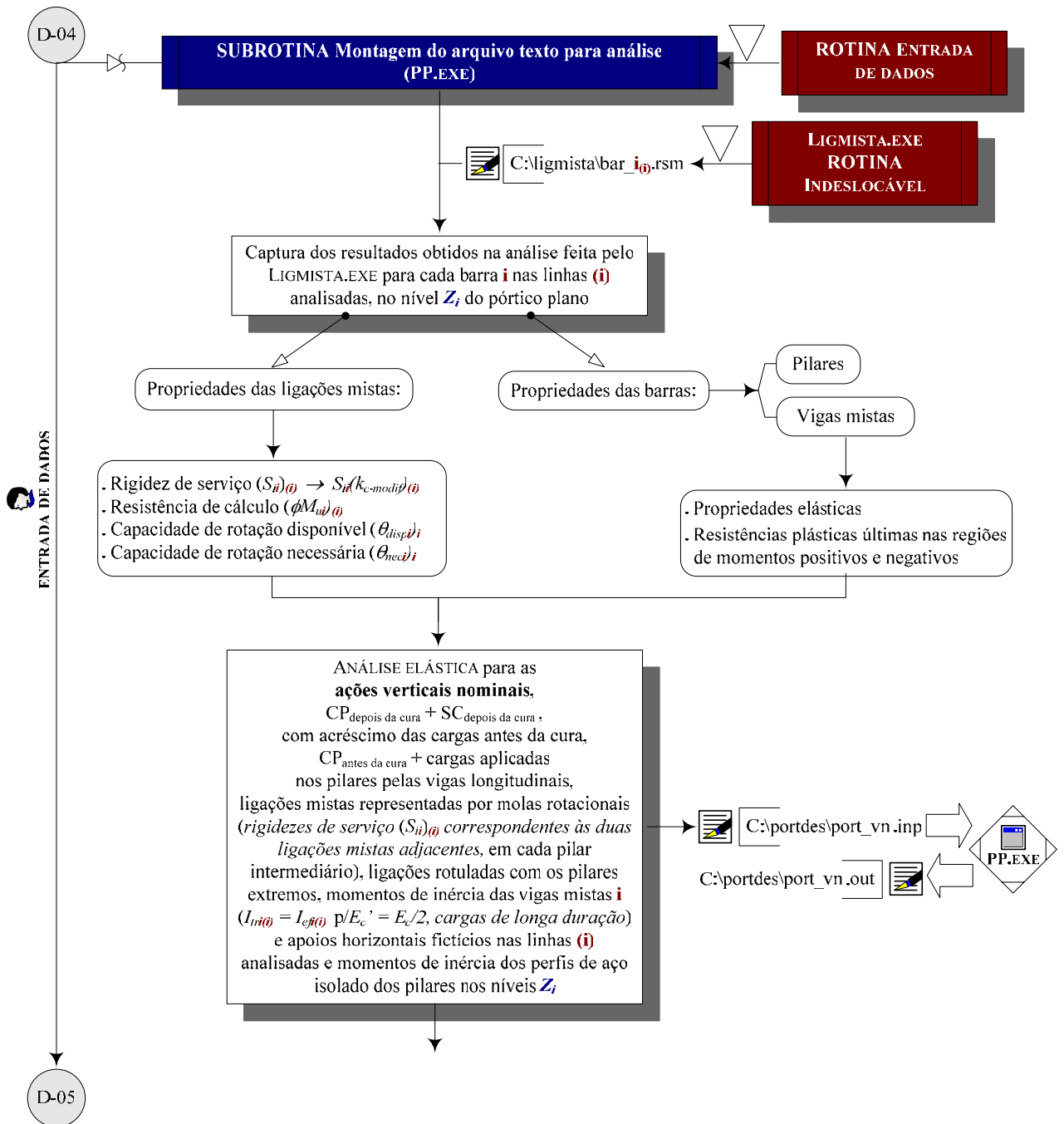


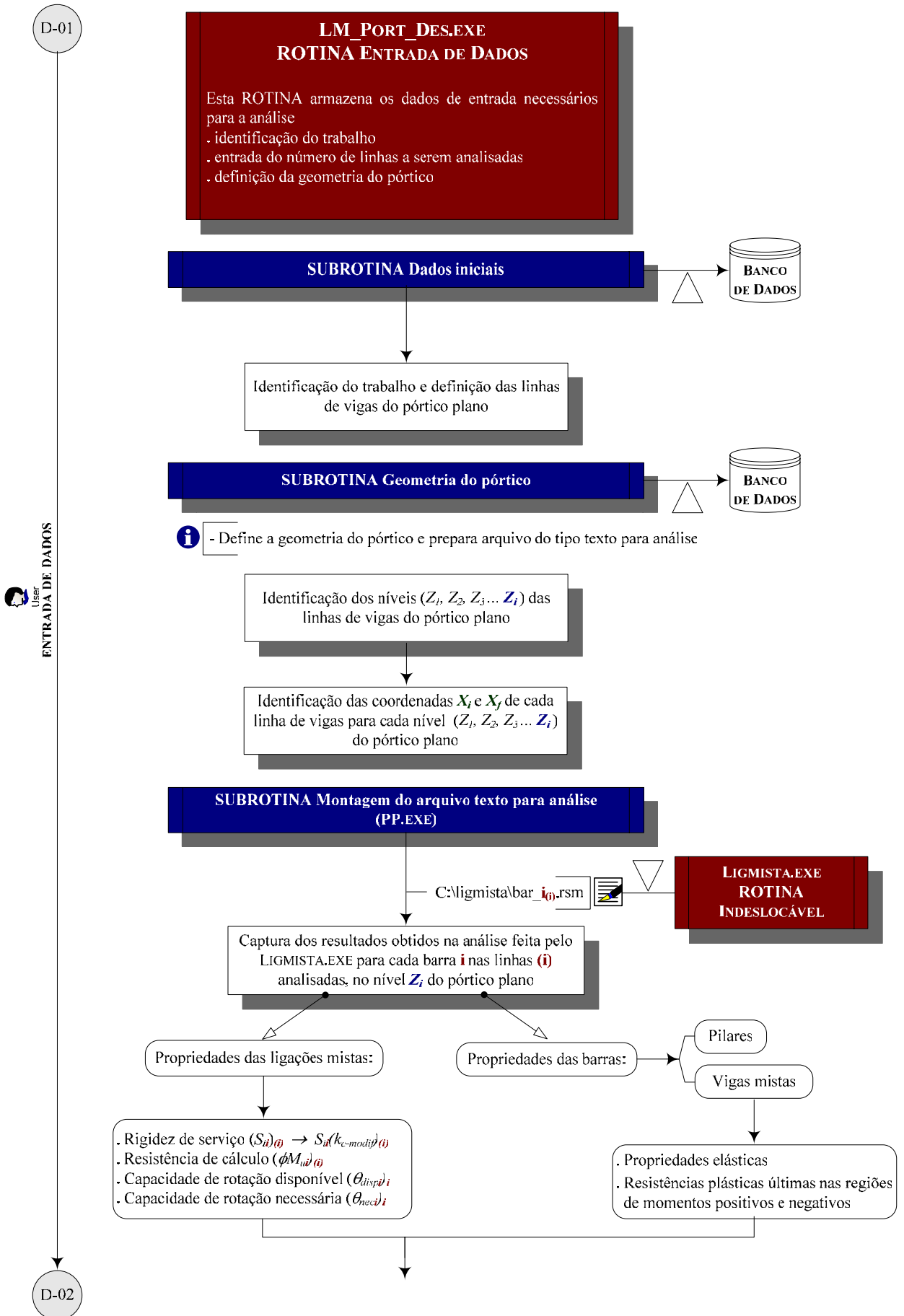


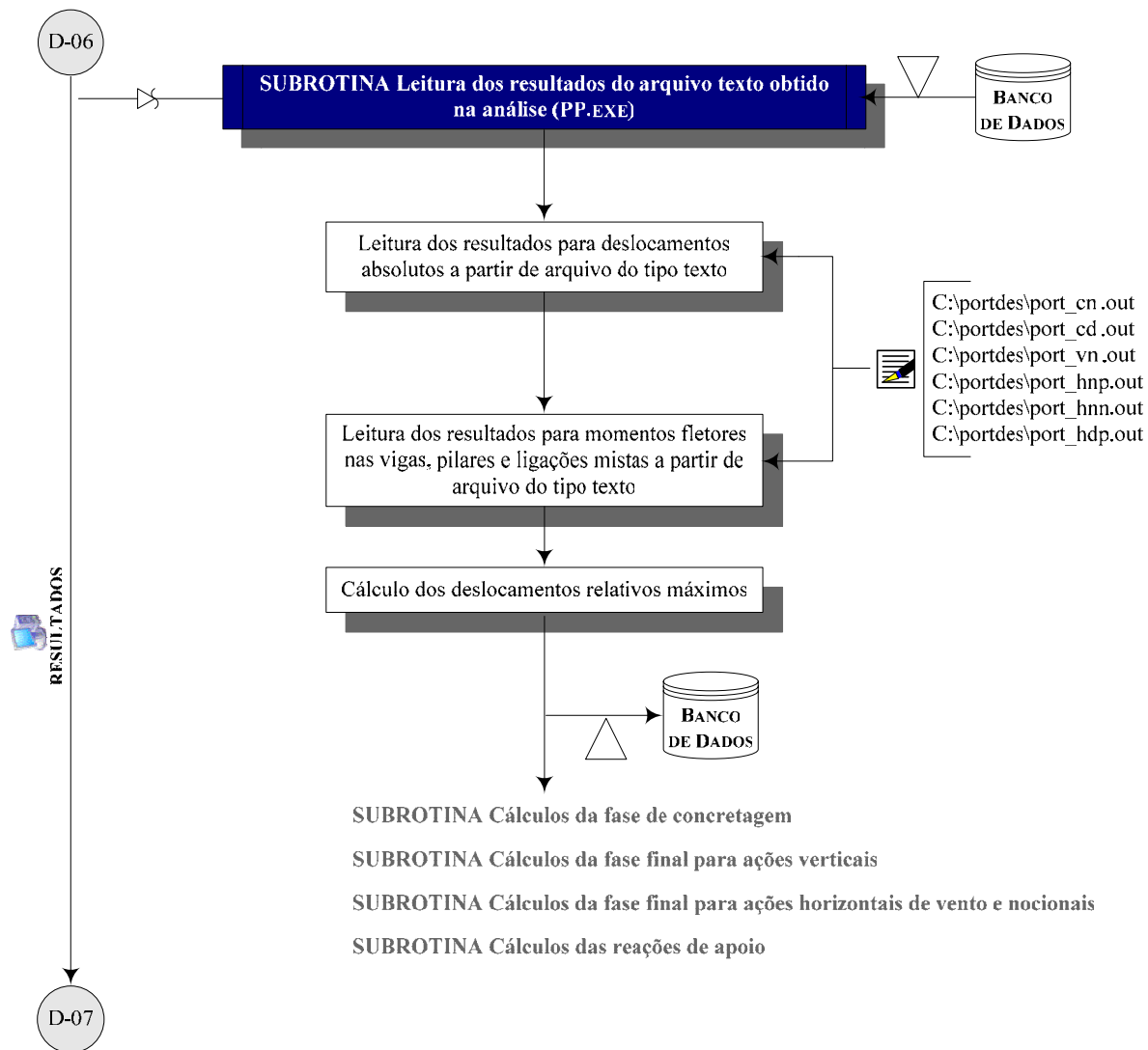


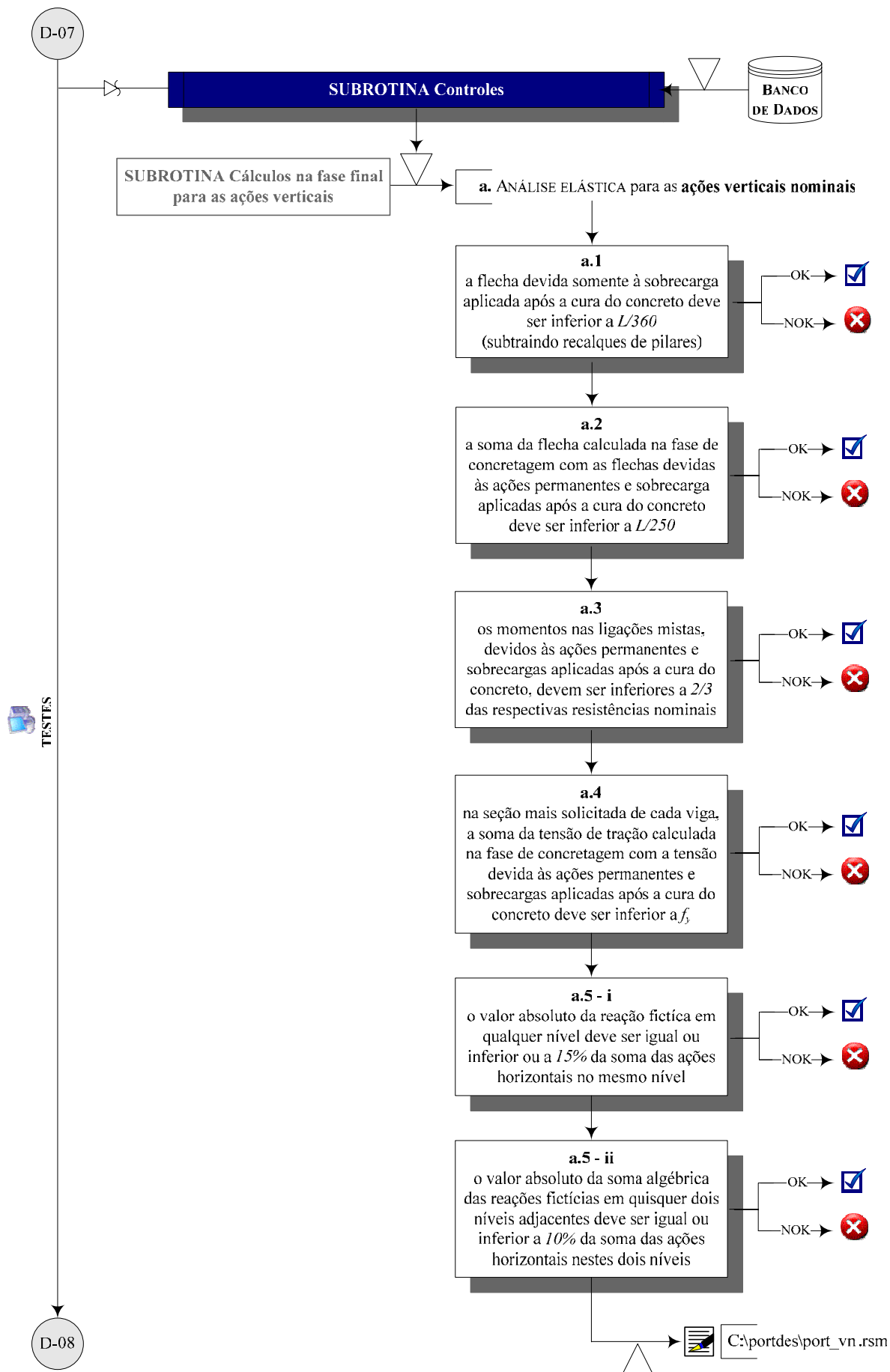


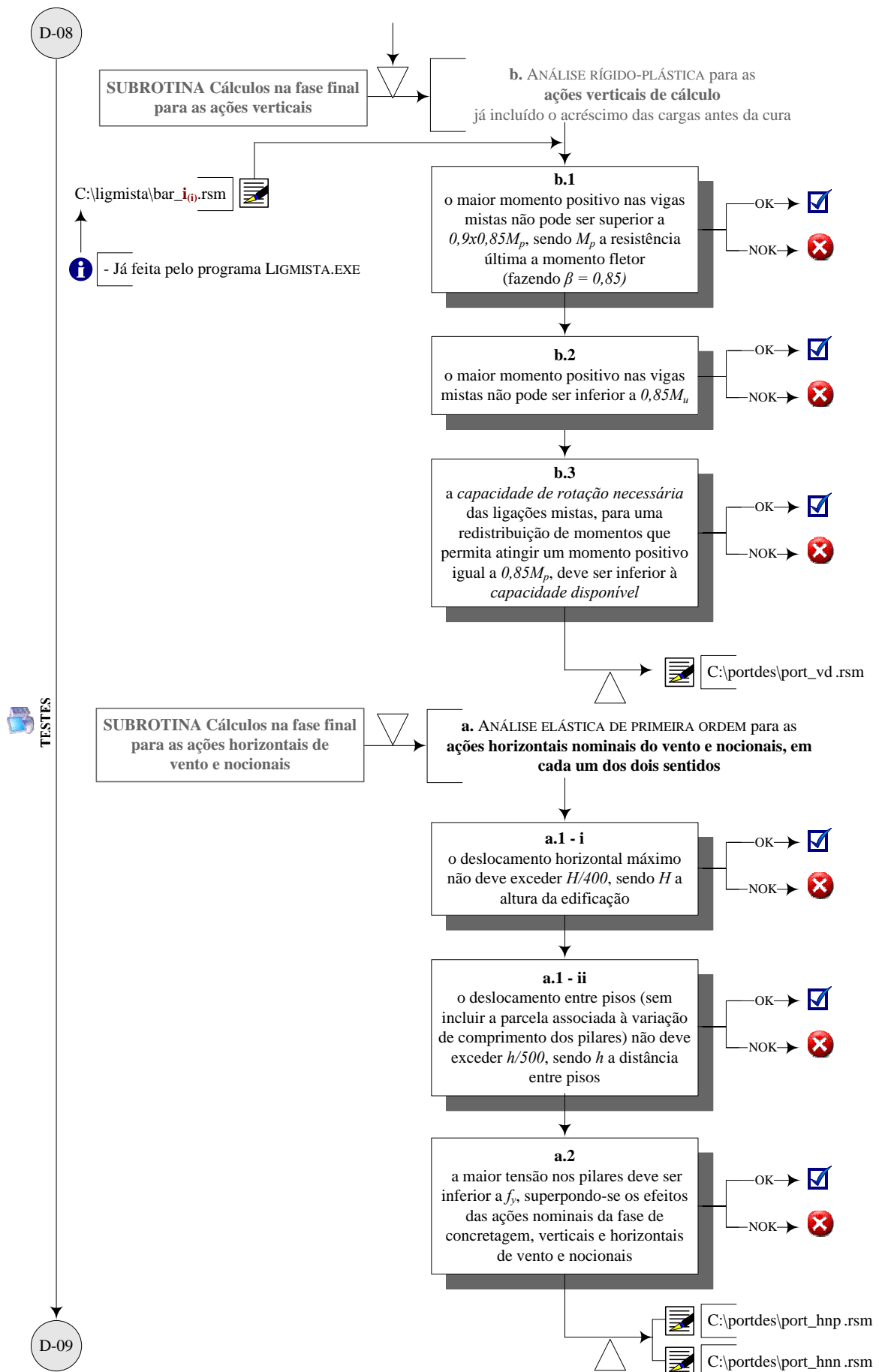












D-09

### SUBROTINA Controles

SUBROTINA Cálculos na fase final para as ações horizontais de vento e nocionais

**b. ANÁLISE ELÁSTICA DE PRIMEIRA ORDEM para as ações horizontais de cálculo do vento e nocionais, em cada um dos dois sentidos**

**b.1**  
faz-se o controle do maior momento positivo nas vigas mistas, com o momento positivo devido às ações verticais acrescido do efeito das ações horizontais de cálculo e fazendo  $\beta = 0,95$

OK →   
NOK →

**b.2**  
faz-se o controle da *capacidade de rotação necessária* das ligações mistas consideradas rotuladas (*a barlavento* dos pilares intermediários) com esta capacidade necessária determinada para  $\beta = M_d / (0,9M_{p,v})$

OK →   
NOK →

**b.3**  
a resistência de cálculo à força cortante das vigas mistas, dos pilares mistos e das ligações mistas deve ser igual ou superior à soma das forças cortantes de cálculo devidas às ações verticais e horizontais

OK →   
NOK →

**b.4**  
verificam-se os pilares à flexão composta para os efeitos combinados das ações verticais e horizontais

OK →   
NOK →

**b.5**  
verificam-se os contraventamentos (se existirem) para os efeitos das ações horizontais

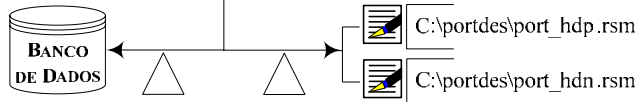
OK →   
NOK →

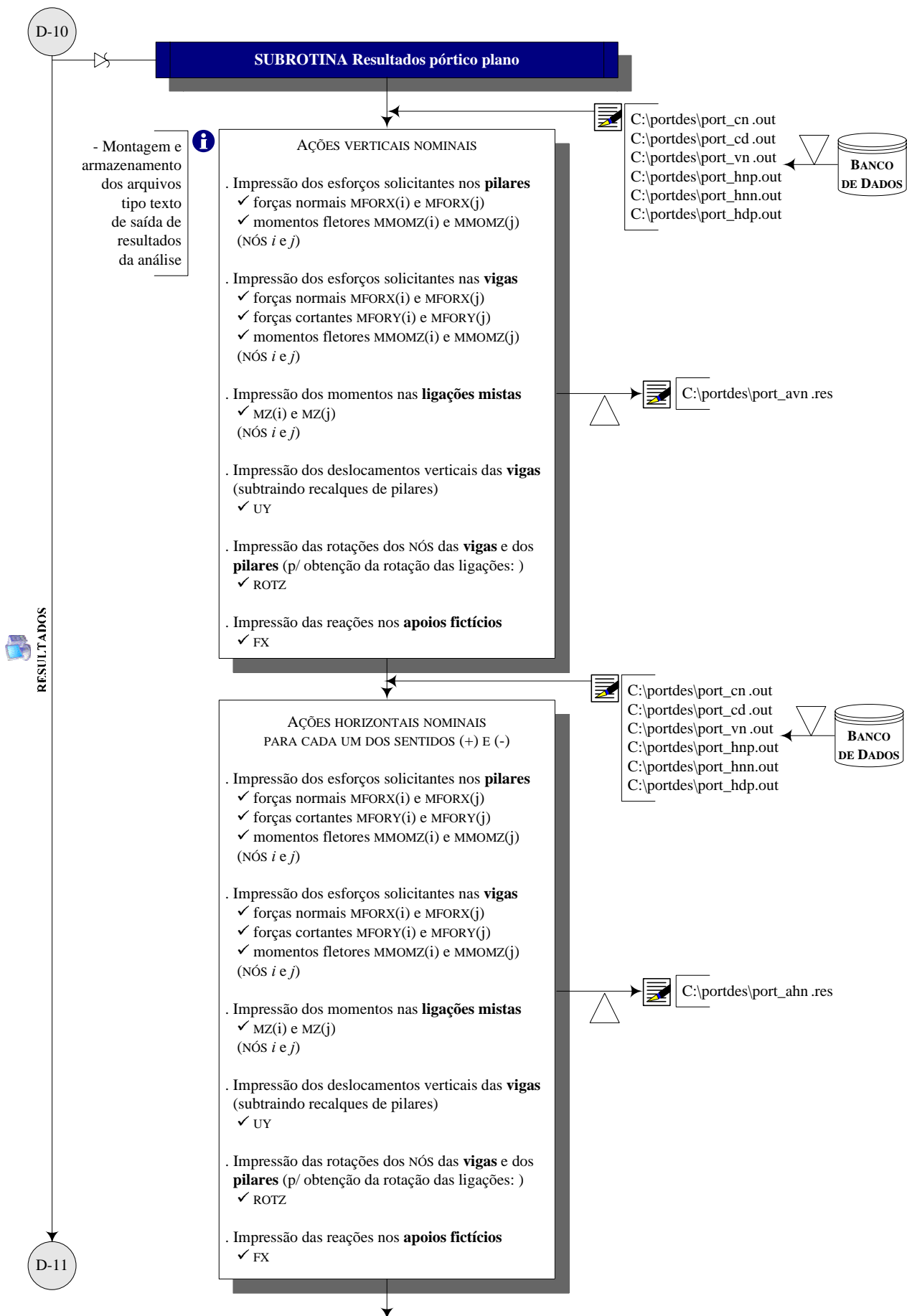
**b.6**  
não pode haver inversão dos momentos negativos nas vigas, isto é, o momento positivo a *sotavento* não pode ser superior a  $0,85 M_u$

OK →   
NOK →

TESTES

D-10





D-11

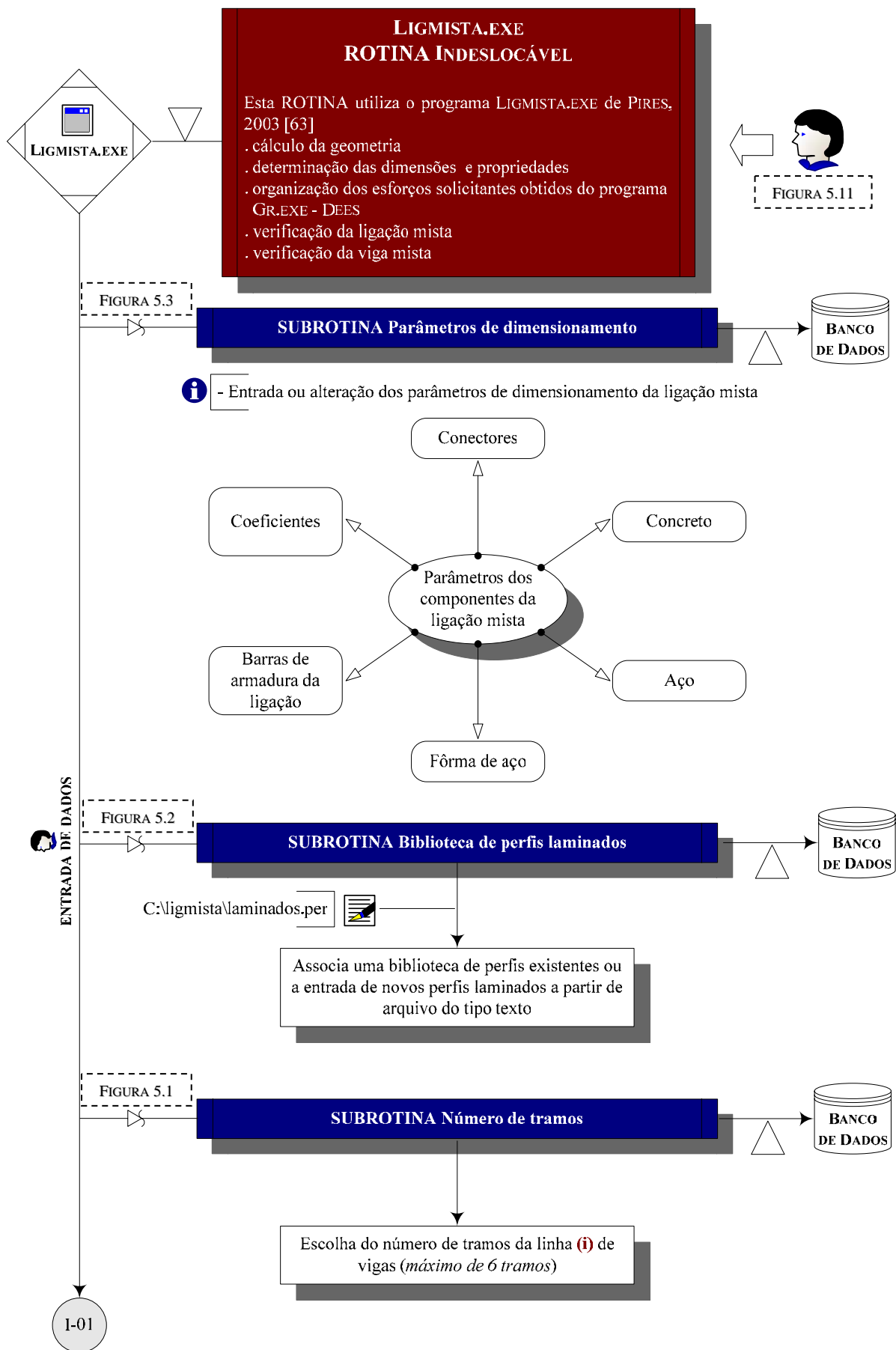
RESULTADOS

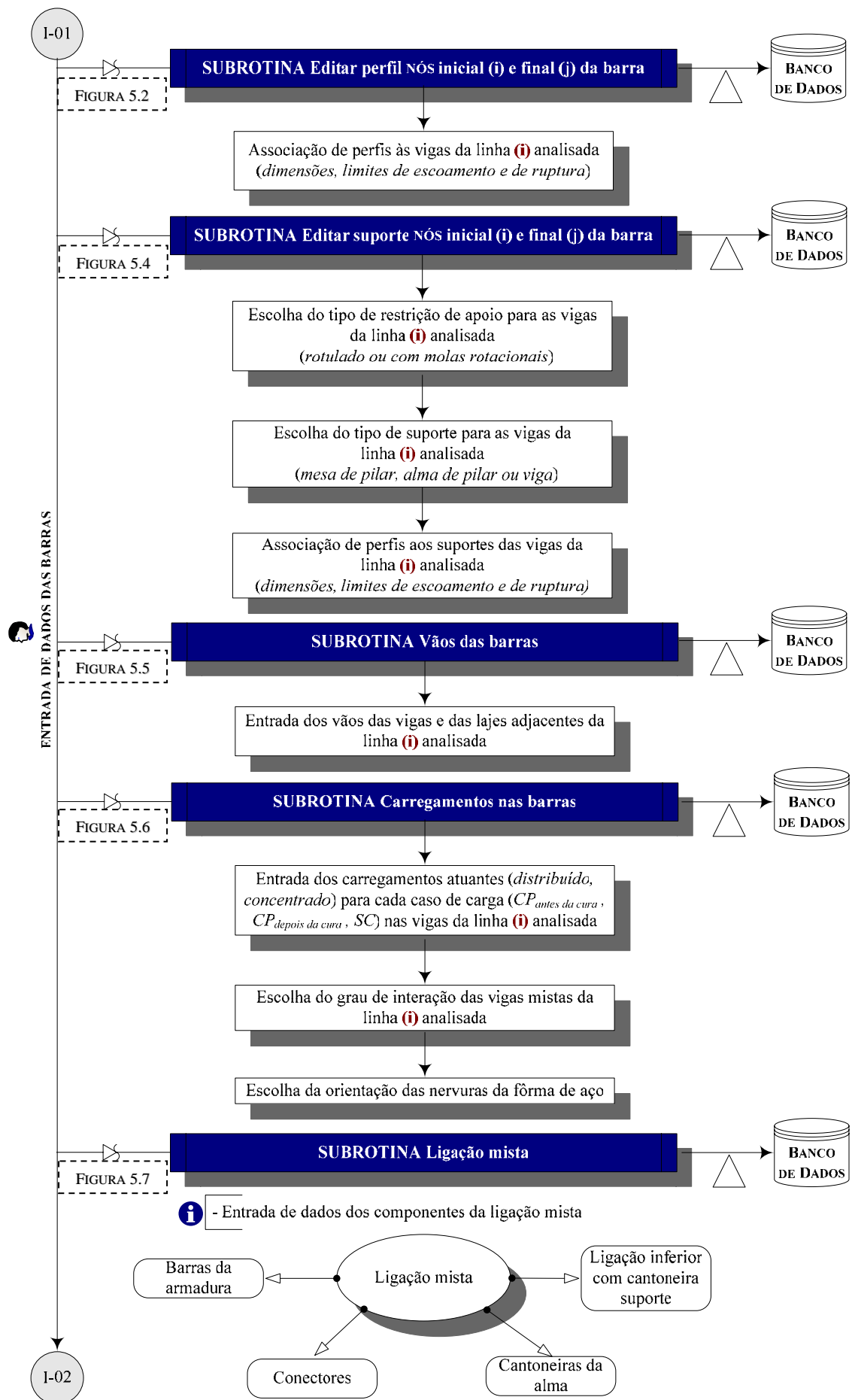
### SUBROTINA Resultados pórtico plano

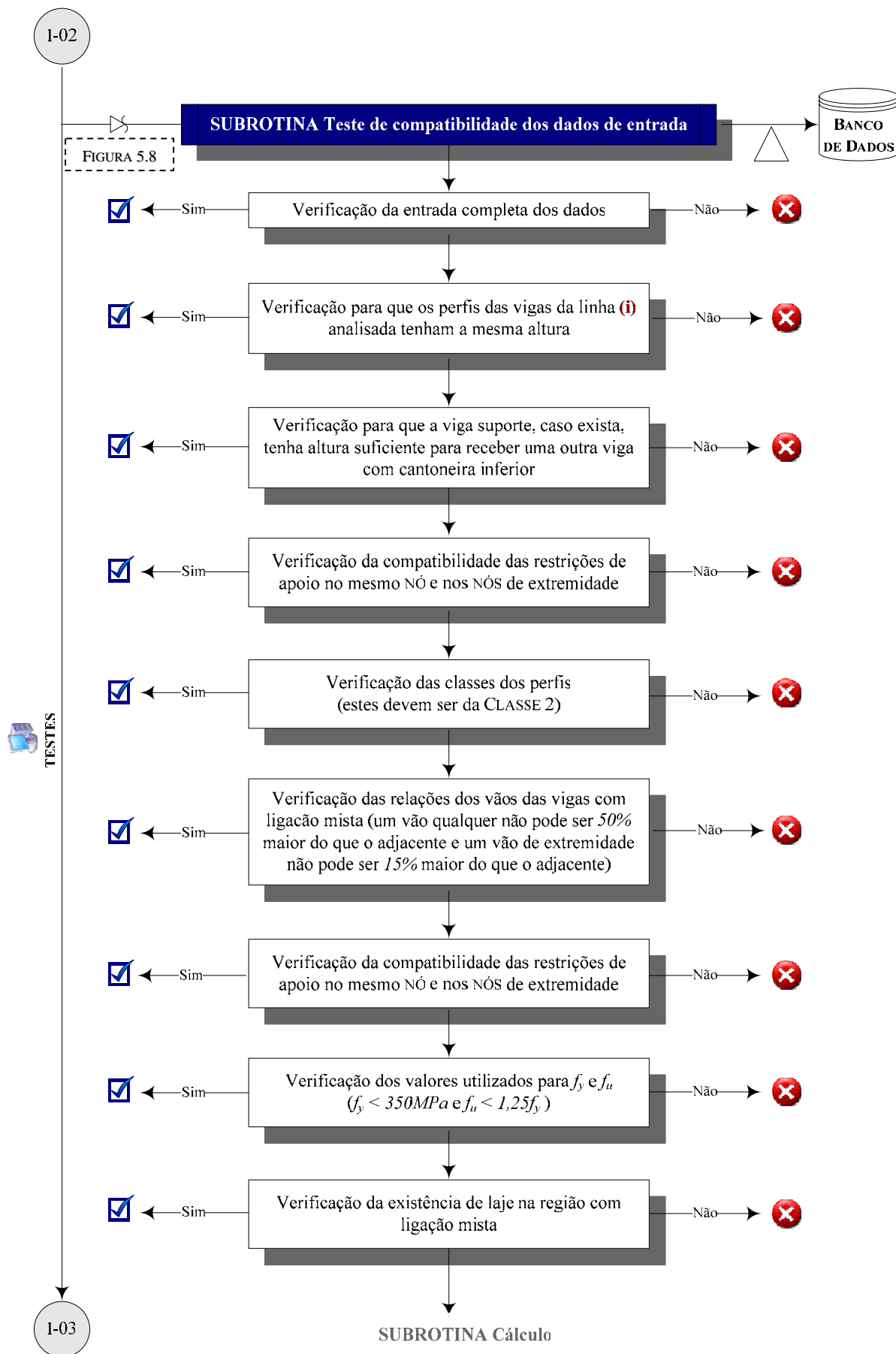
Impressão dos resultados finais de todos os cálculos e controles do pórtico plano deslocável com ligações mistas

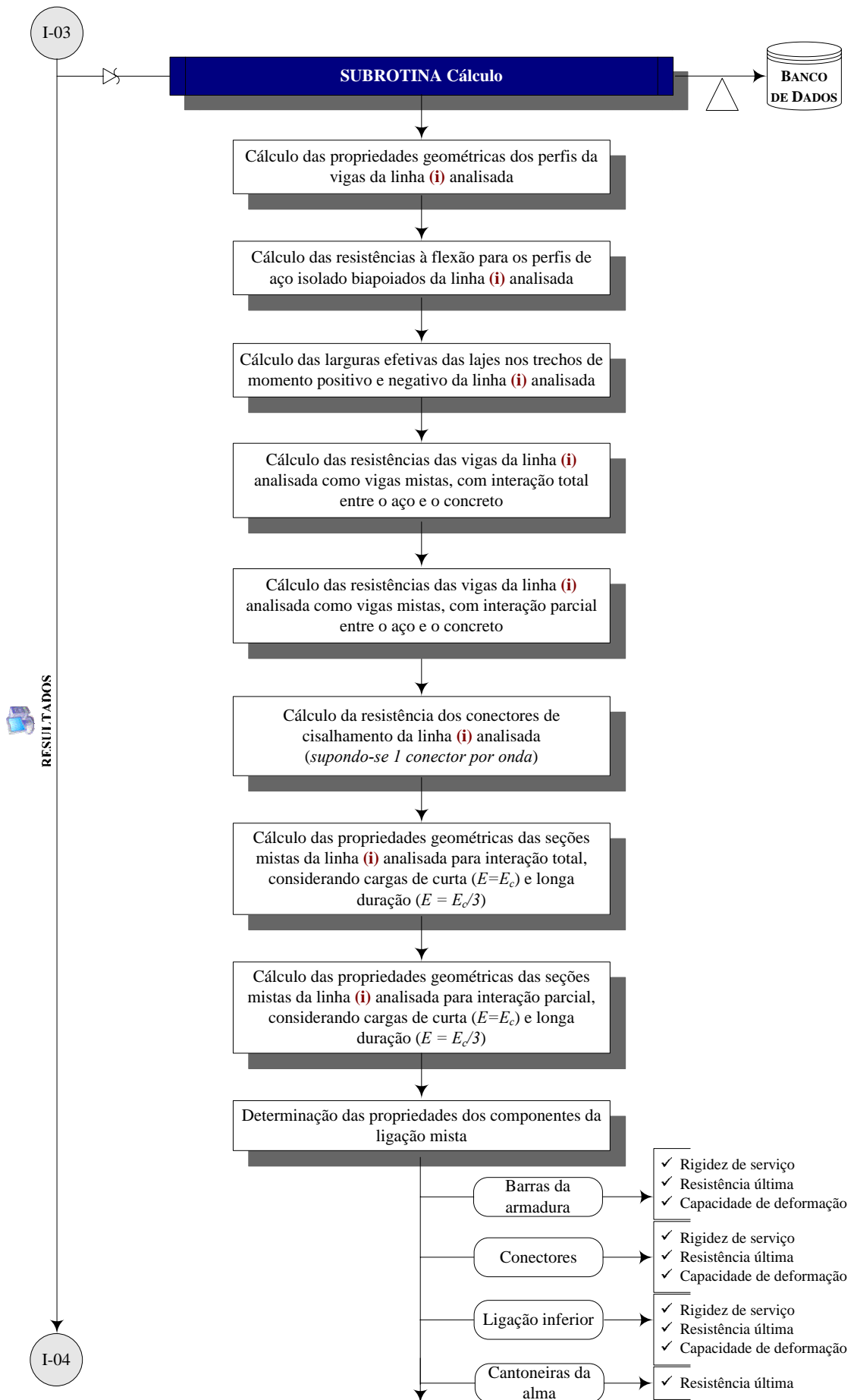
C:\portdes\port\_cn.rsm  
\port\_cd.rsm  
\port\_vn.rsm  
\port\_hnp.rsm  
\port\_hnn.rsm  
\port\_hdp.rsm  
\p\_base.rsm  
\port\_avn.res  
\port\_ahn.res

BANCO DE DADOS









I-08

Cálculo das resistências últimas das ligações mistas da linha (i) analisada, considerando todos os componentes

Cálculo das rigidezes de serviço das ligações mistas da linha (i) analisada, considerando todos os componentes

Cálculo das capacidades de rotação disponíveis das ligações mistas da linha (i) analisada, considerando todos os componentes

Cálculo das capacidades de rotação necessárias das ligações mistas da linha (i) analisada, considerando todos os componentes

Determinação das ações de cálculo e dos esforços solicitantes de cálculo atuantes nas vigas da linha (i) analisada



C:\Migmista\lig.out

Cálculo das resistências à flexão das vigas da linha (i) analisada, considerando-se a flambagem lateral por distorção

Cálculo das resistências à força cortante das vigas da linha (i) analisada

Cálculo das propriedades geométricas dos perfis das vigas suportes (se existirem) da linha (i) analisada

Cálculo das resistências à flexão dos perfis de aço isolado biapoiados das vigas suportes (se existirem) da linha (i) analisada

Cálculo das larguras efetivas das lajes nos trechos de momento positivo das vigas suportes (se existirem) da linha (i) analisada

Cálculo das resistências das vigas suportes (se existirem) da linha (i) analisada, como vigas mistas, com interação total entre o aço e o concreto

RESULTADOS

I-05

I-05

### SUBROTINA Cálculo

Cálculo das resistências das vigas suportes (se existirem) da linha (i) analisada, como vigas mistas, com interação parcial entre o aço e o concreto

Cálculo da resistência dos conectores de cisalhamento das vigas suportes (se existirem) da linha (i) analisada  
(supondo-se 1 conector por onda)

Cálculo das propriedades geométricas das seções mistas das vigas suportes (se existirem) da linha (i) analisada, para interação total, considerando cargas de curta ( $E=E_c$ ) e longa duração ( $E = E_c/3$ )

Cálculo das propriedades geométricas das seções mistas das vigas suportes (se existirem) da linha (i) analisada, para interação parcial, considerando cargas de curta ( $E=E_c$ ) e longa duração ( $E = E_c/3$ )

Determinação das ações de cálculo e dos esforços solicitantes de cálculo atuantes nas vigas suportes (se existirem) da linha (i) analisada

C:\figmista\fig.out

Cálculo das resistências à força cortante das suportes (se existirem) da linha (i) analisada

RESULTADOS

### SUBROTINA Montagem do arquivo texto para análise (GREXE)

CP<sub>antes da cura</sub>, ligações rotuladas, momentos de inércia dos perfis de aço isolado da linha (i) analisada

CP<sub>depois da cura</sub>, ligações mistas representadas por molas rotacionais, momentos de inércia das vigas mistas (com cargas de curta duração) da linha (i) analisada

CP<sub>depois da cura</sub>, ligações mistas representadas por molas rotacionais, momentos de inércia das vigas mistas (com cargas de longa duração) da linha (i) analisada

I-06

I-06

### SUBROTINA Montagem arquivo para análise como grelha

SC<sub>construção</sub> : ligações mistas representadas por molas rotacionais, momentos de inércia das vigas mistas (com cargas de curta duração) da linha (i) analisada



C:\nigmista\lig.inp



C:\nigmista\lig.out



BANCO DE DADOS

### SUBROTINA Cálculo

### SUBROTINA Leitura dos resultados do arquivo texto obtido na análise (GR.EXE)

Leitura dos resultados para deslocamentos absolutos a partir de arquivo do tipo texto



C:\nigmista\lig.out

Leitura dos resultados para momentos fletores a partir de arquivo do tipo texto



C:\nigmista\lig.out

Cálculo das tensões atuantes nos trechos de momento positivo

Cálculo dos deslocamentos relativos máximos



BANCO DE DADOS

### SUBROTINA Resultados

RESULTADOS

I-07

1-07

FIGURA 5.9

### SUBROTINA Resultados

**i** - Montagem e armazenamento dos arquivos tipo texto de saída de resultados

Impressão dos resultados das vigas da linha (i) analisada

C:\ligmista\bar(n).rsm

Impressão dos resultados dos suportes das vigas da linha (i) analisada

C:\ligmista\suportes.rsr

C:\ligmista\bar(n).dad

BANCO DE DADOS

C:\ligmista\bar(n).dad  
\bar(n).rsm  
\suportes.rsm

**i** - Verificações necessárias

Sim / Verificação da CLASSE dos perfis das vigas da linha (i) analisada / Não

Sim / Verificação do comprimento das cantoneiras da alma das vigas da linha (i) analisada / Não

Sim / Verificação da ligação inferior das vigas da linha (i) analisada / Não

Sim / Verificação da resistência das vigas de aço isolado da linha (i) analisada / Não

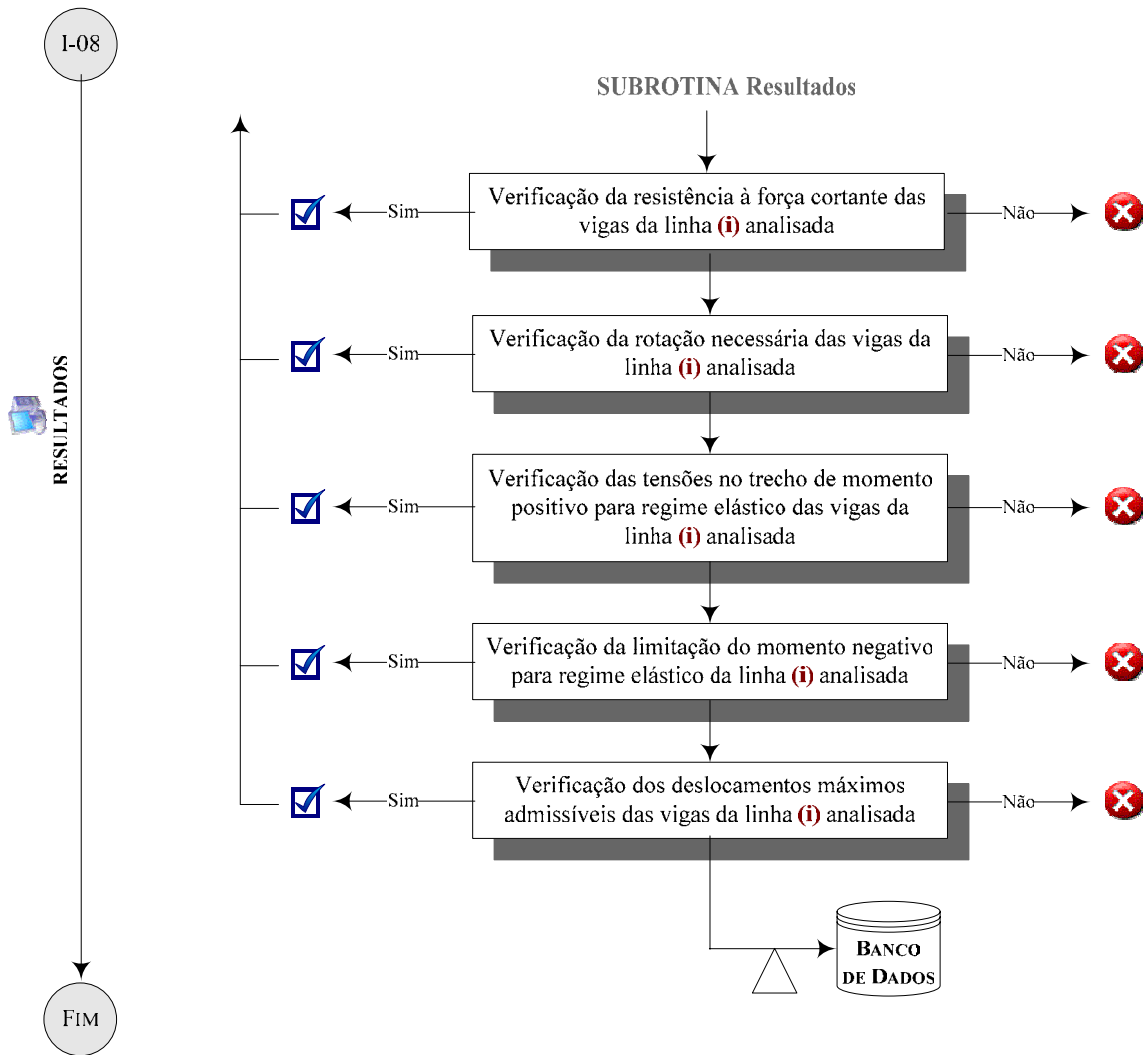
Sim / Verificação da flambagem lateral por distorção das vigas da linha (i) analisada / Não

Sim / Verificação da limitação do momento negativo das vigas da linha (i) analisada / Não

Sim / Verificação da resistência a momento positivo das vigas da linha (i) analisada / Não

RESULTADOS

1-08



## 5.2 Implementação

### 5.2.1 - ETAPA I – SISTEMA INDESLOCÁVEL

A etapa que corresponde ao uso de ligações mistas em sistemas indeslocáveis foi implementada por PIRES (2003 [63]) no programa LIGMISTA.EXE. Nas FIGURAS 5.1 a 5.9 abaixo, apresentam-se as interfaces com o usuário para entrada de dados.

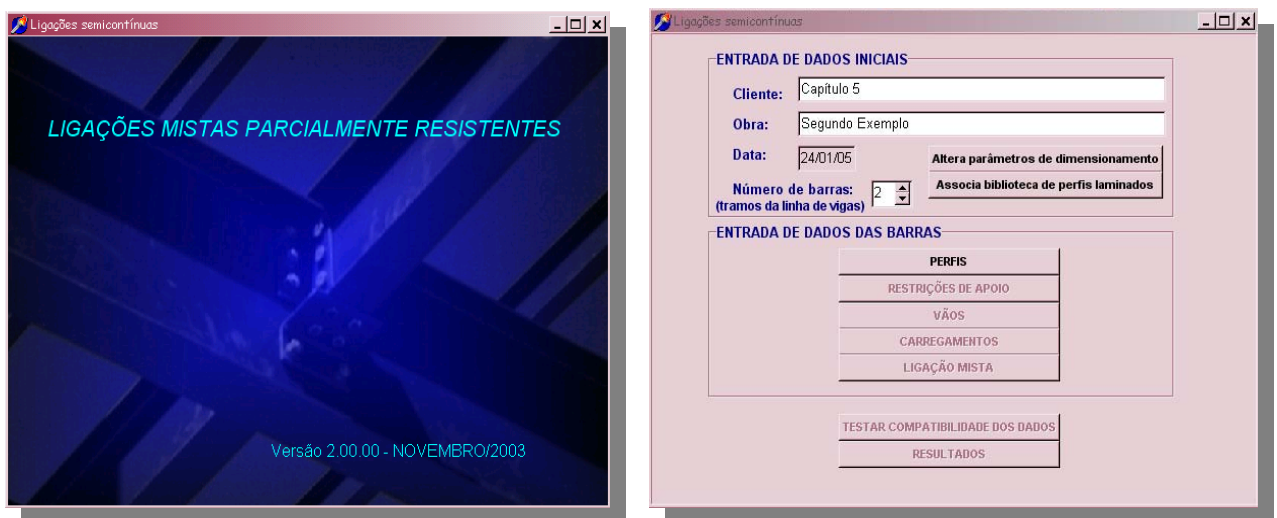


FIGURA 5.1 – LIGMISTA.EXE: Tela de entrada de dados inicial do programa

(PIRES, 2003 [63])

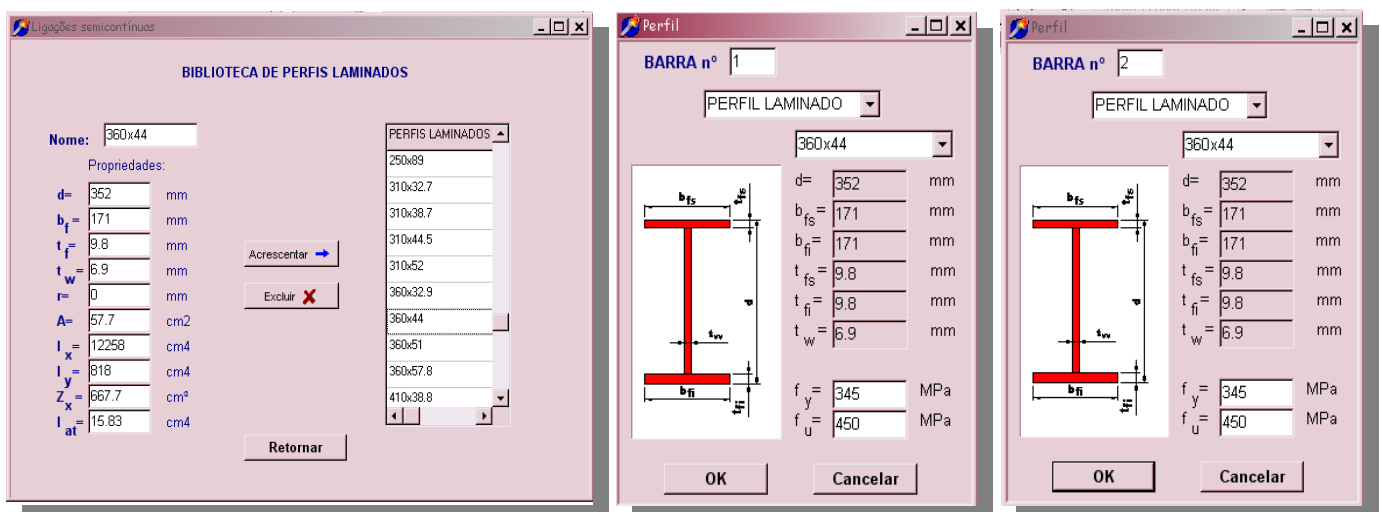
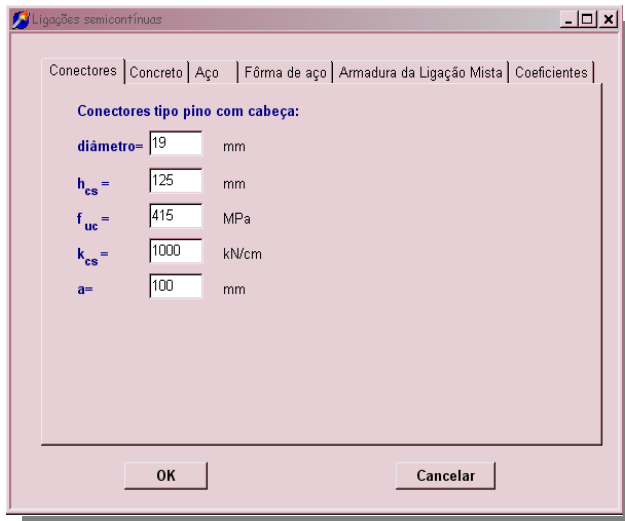
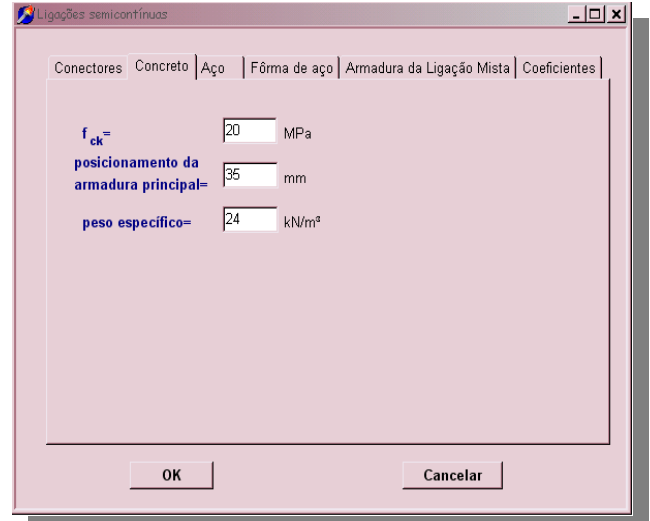


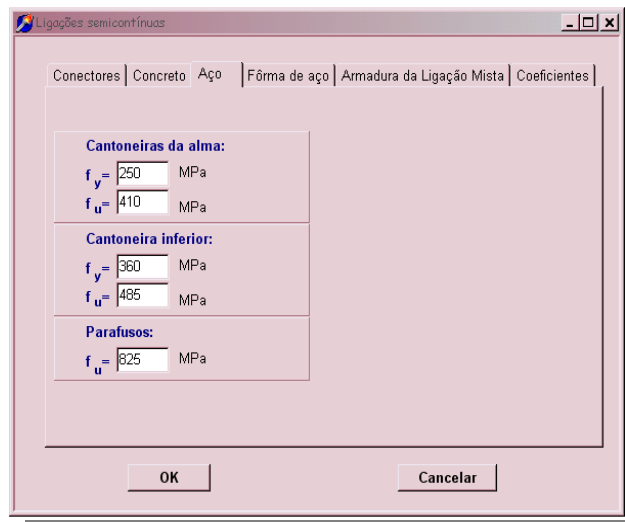
FIGURA 5.2 – LIGMISTA.EXE: Telas de entrada com as propriedades geométricas dos perfis utilizados para as vigas da linha (i) (PIRES, 2003 [63])



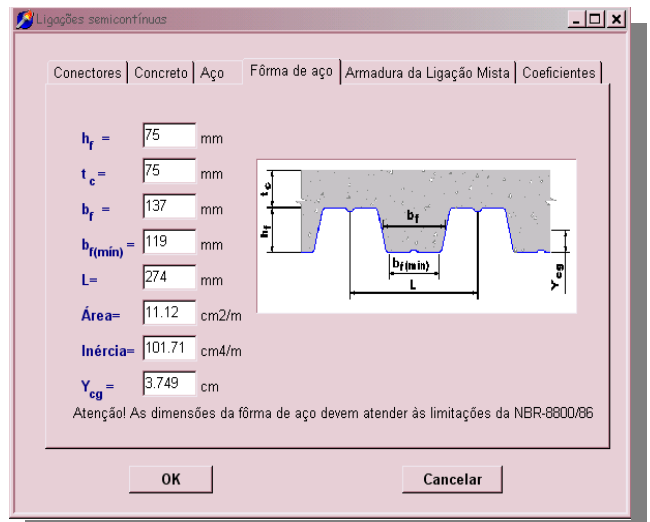
(a) Propriedades dos conectores



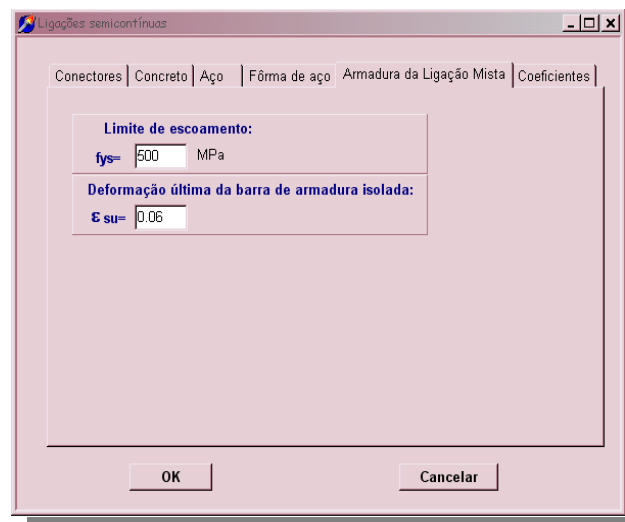
(b) Propriedades do concreto



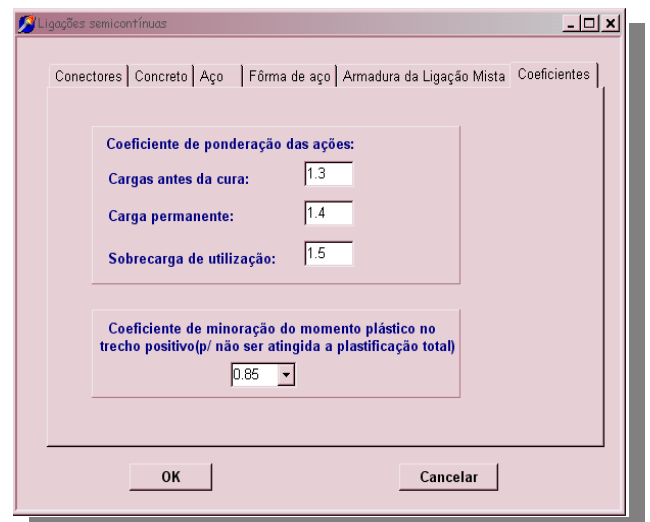
(c) Propriedades dos perfis metálicos



(d) Propriedades da fôrma metálica



(e) Propriedades da ligação



(f) Coeficientes das ações

FIGURA 5.3 – LIGMISTA.EXE: Telas de entrada dos parâmetros de dimensionamento

(PIRES, 2003 [63])

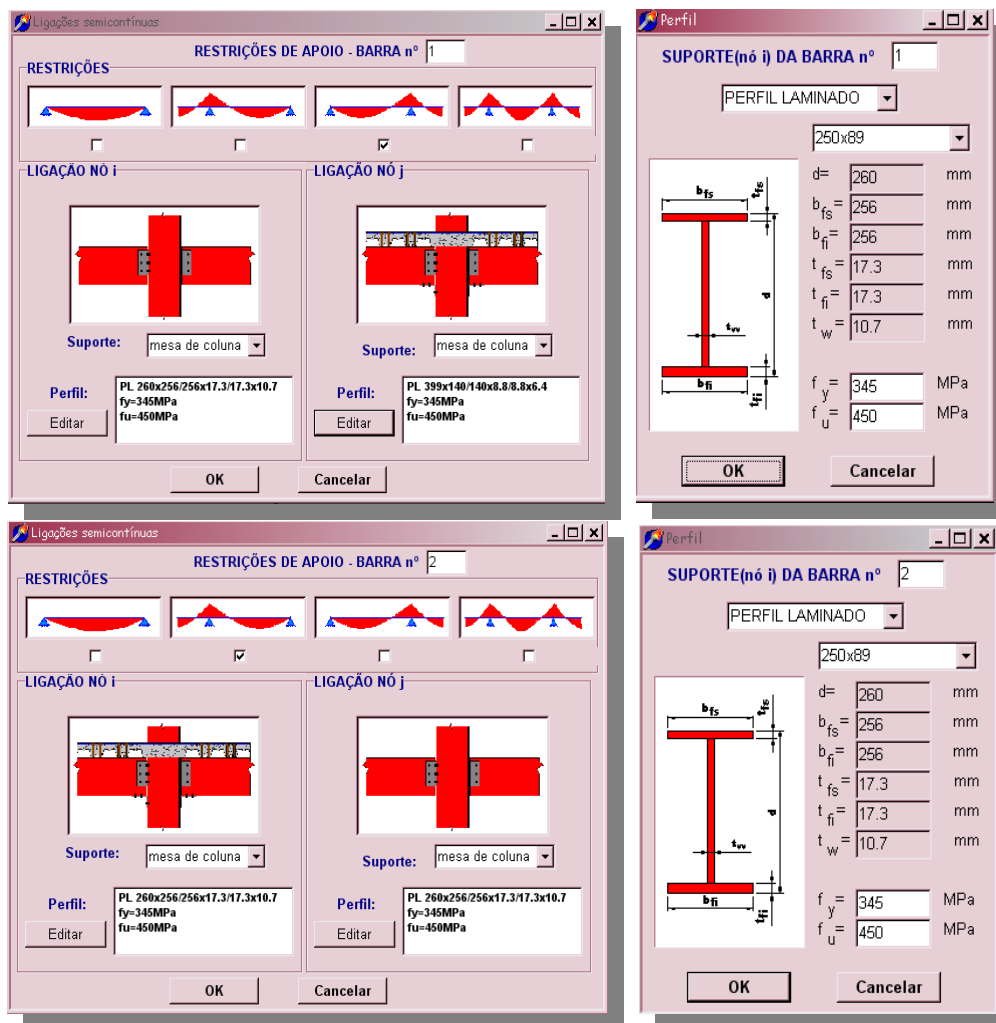


FIGURA 5.4 – LIGMISTA.EXE: Telas de entrada dos perfis suportes e dos tipos de ligações das vigas da linha (i) (PIRES, 2003 [63])

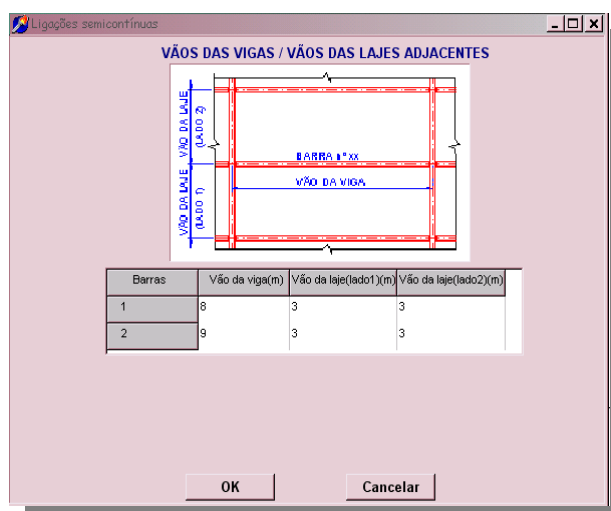


FIGURA 5.5 – LIGMISTA.EXE: Entrada dos vão das vigas mistas e vãos das lajes adjacentes da linha (i) - dados utilizados no cálculo da largura efetiva dos trechos positivos e negativos (PIRES, 2003 [63])

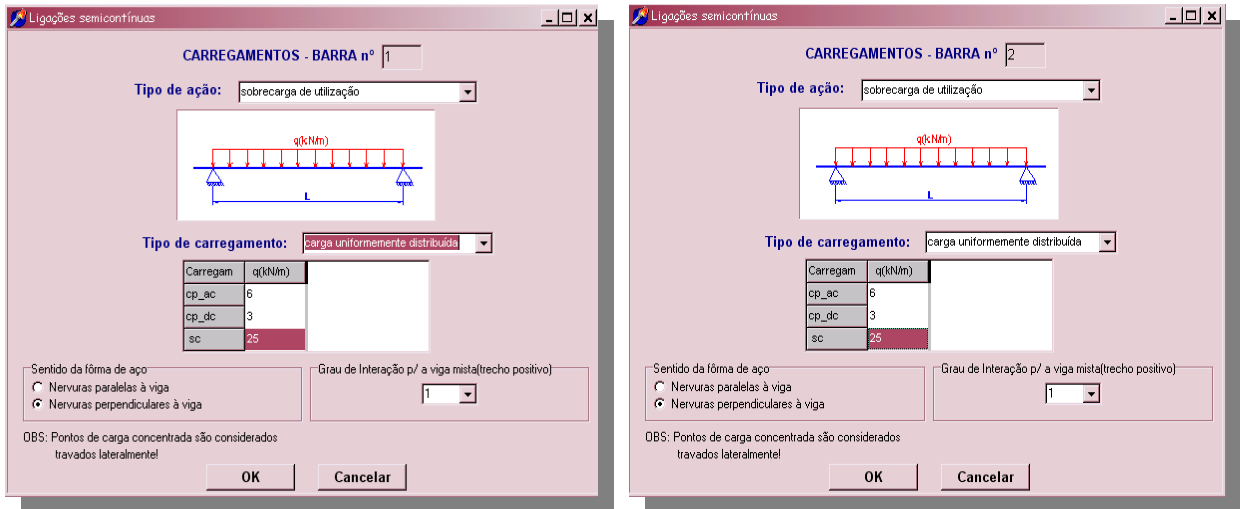


FIGURA 5.6 – LIGMISTA.EXE: Entrada dos carregamentos das vigas da linha (i) do nível analisado (PIRES, 2003 [63])

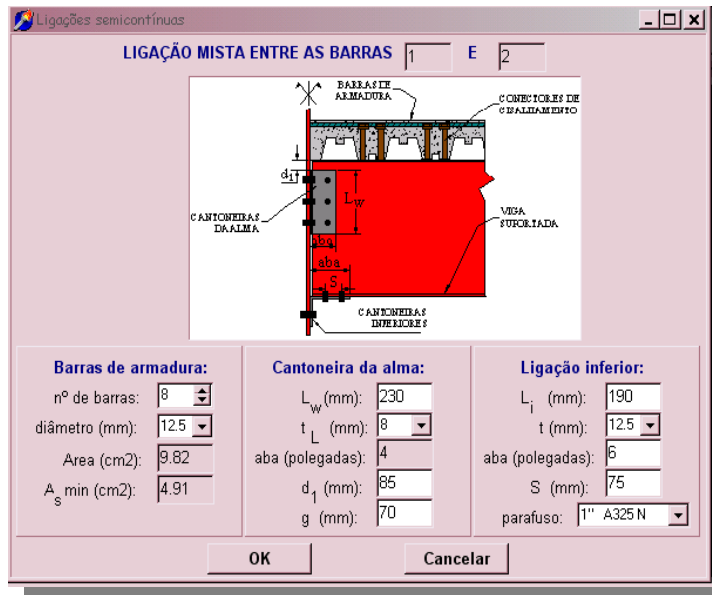


FIGURA 5.7 – LIGMISTA.EXE: Tela de entrada da ligação mista, onde são solicitados dados sobre as barras de armadura, as cantoneiras de alma e a ligação inferior (PIRES, 2003 [63])

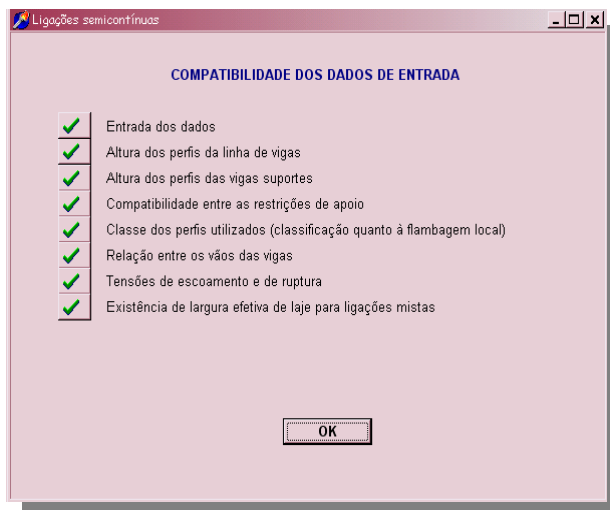


FIGURA 5.8 – LIGMISTA.EXE: Tela do teste de compatibilização dos dados de entrada (PIRES, 2003 [63])

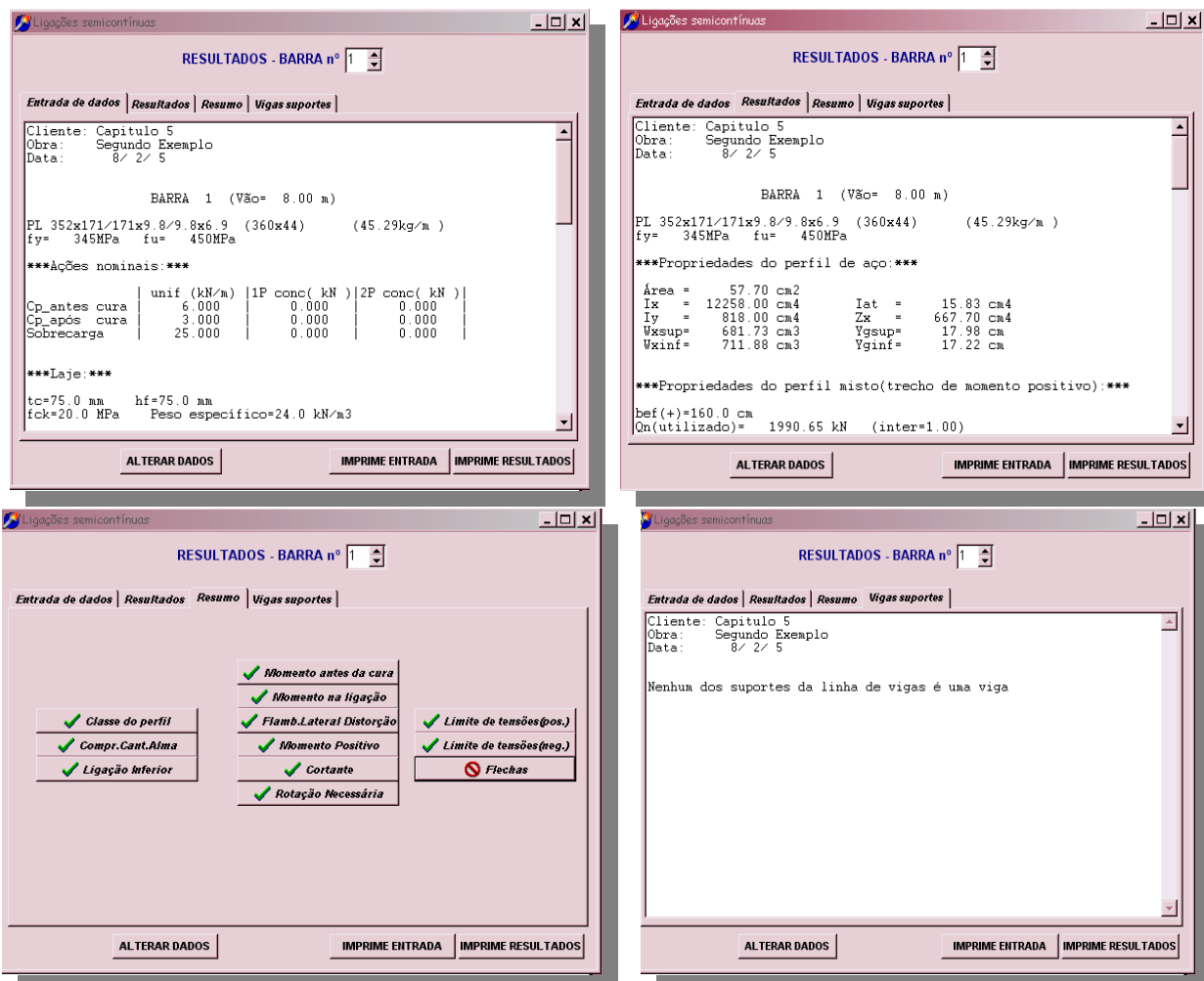


FIGURA 5.9 – LIGMISTA.EXE: Telas das dos resultados após a análise pelo programa GR.EXE (PIRES, 2003 [63])

## 5.2.2 - ETAPA II – SISTEMA DESLOCÁVEL

Inseriu-se uma mola rotacional com a rigidez determinada pelo ECCS-109 (1999, [14]) no programa de análise de pórticos planos PP.EXE desenvolvido no DEES/UFMG (para ações horizontais utiliza-se a rigidez dos conectores  $k_{c-modif}$  conforme NETHERCOT *et al*, 1997 [57]). Nas FIGURAS 5.10 a 5.16 abaixo, apresentam-se as interfaces com o usuário para entrada de dados.

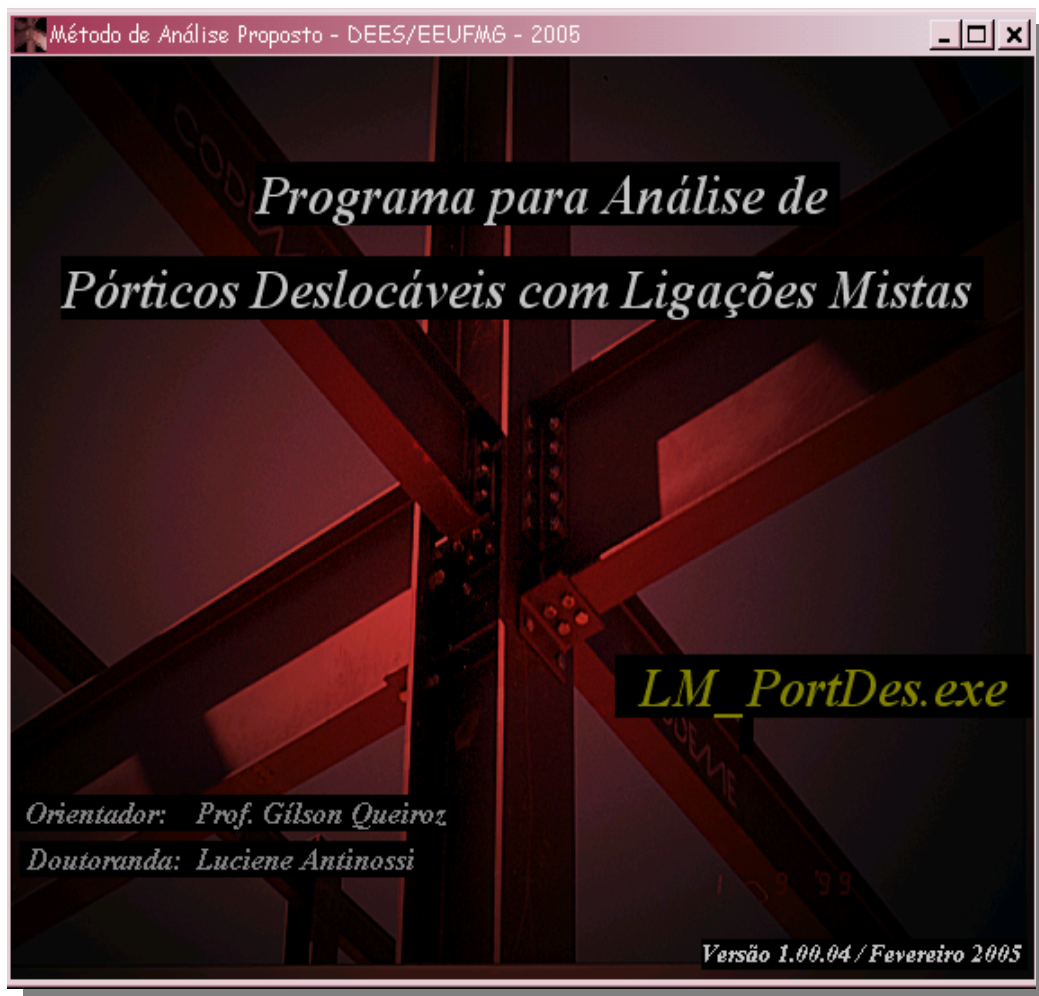


FIGURA 5.10 – LM\_PORT\_DES.EXE: Tela inicial do programa

Método de Análise Proposto para Ligações Mistas em Pórticos Deslocáveis - DEES/UFMG - 2005

### Etapa II - SISTEMA DESLOCÁVEL

**ENTRADA DE DADOS INICIAIS**


Cliente:

Obra:

Data:

Número total de linhas (j) no pórtico a ser analisado:

*Entrar com os dados abaixo para cada linha (j) de vigas*

Linha de vigas i =   Numero de pisos iguais:

**ANÁLISE DA LINHA (j) =**   
*Processar uma linha de cada vez*

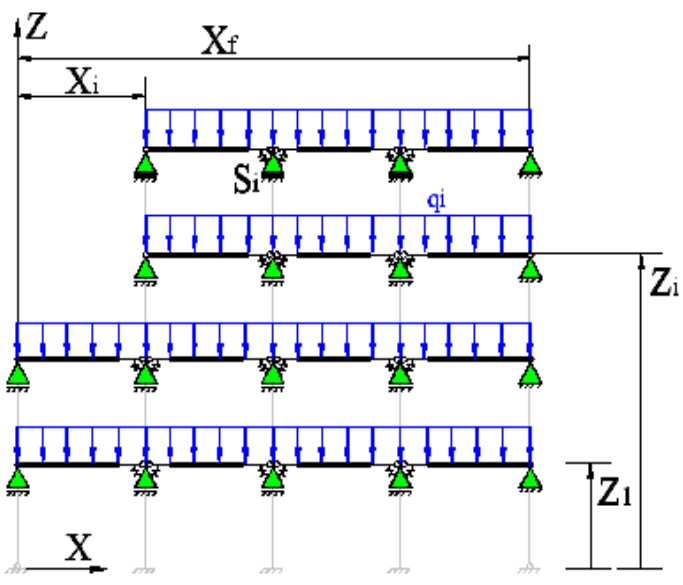
**POSICÃO DA LINHA DE VIGAS (j) NO PÓRTICO**  
*Entrar com a linha (j) analisada*

Níveis Z1, Z2, ... Zi (cm):

Coordenada Inicial Xi (cm):

Coordenada Final Xf (cm):

*Obs.: Processar as linhas de vigas secundárias antes de processar as vigas dos pórticos*




**Etapa I - SISTEMA INDESLOCÁVEL**

**II.1 - Fase de Concretagem**


**Ações Verticais Nominais e de Cálculo (Análise como vigas biapoiadas)**

**II.2 - Fase Final - Ações Verticais de Cálculo**


 **Processar LIGMISTA.EXE**


**ENTRADA DE DADOS DO PÓRTICO PLANO**


**II.3 - Fase Final - Ações Verticais Nominais**



*Obs.: Processar para cada uma das análises II.2 e II.3*










FIGURA 5.11 – LM\_PORT\_DES.EXE: Tela de entrada de dados inicial onde processa-se a ETAPA I, SISTEMA INDESLOCÁVEL com vigas secundárias, para ações verticais de cálculo

Método de Análise Proposta para Ligações Mistas em Pórticos Deslocáveis - DEES/UFMG - 2005

### Etapa I - SISTEMA INDESLOCÁVEL

*Obs.: Utiliza-se nesta etapa o programa LIGMISTA.EXE desenvolvido por Fiores (2003 [63]) para obter os resultados esperados abaixo*

ANÁLISE DA LINHA (i) =  Viga (i) =  Vão [cm] =  Número total de barras na linha (i) =

PROPRIEDADES DA LIGAÇÃO MISTA (nó final - i)

Rigidez de Serviço -  $S_i$  [kNcm/rad]:   
*ECCS-108, 1999 - Tese [14]*

Capacidade de rotação disponível [mrad]:

Resistência de cálculo [kN m]:  ( $\phi = 0,85$ );

Capacidade de rotação necessária [mrad]:

PROPRIEDADES ELÁSTICAS DAS BARRAS

Inércia vigas mistas região de momentos positivos:

$I_{tr(+)}$  [cm<sup>4</sup>]:   
*( $E_c' = E_c/2$ , valor médio para todas as cargas)*

Inércia vigas mistas região de momentos negativos:

$I_{tr(-)}$  [cm<sup>4</sup>]:

RESISTÊNCIAS PLÁSTICAS ÚLTIMAS DAS BARRAS

Seção de aço:

$M_{pa}$  [kN m]:  ( $\phi = 0,90$ );

Vigas mistas região de momentos negativos:

$M_{p(-)}$  [kN m]:  ( $\beta = 0,85$   $\phi = 0,90$ );  
*(armadura dentro da largura efetiva)*

Vigas mistas região de momentos positivos:

$M_{p(+)}$  [kN m]:  ( $\beta = 0,85$   $\phi = 0,90$ );  
*(interação total)*


$M_n$  [kN m]:   
*(flambagem lateral por desconexão)*

ANÁLISE PLÁSTICA PARA VERIFICAÇÃO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DAS BARRAS

Esforços solicitantes de cálculo:

$M_{dmáx(+)}$  [kN m]:  ( $\phi = 0,90$ );

$V_{dmáx(+)}$  [kN]:  ( $\phi = 0,90$ );

  Ver arquivos do LIGMISTA.EXE

Capturar Resultados do LIGMISTA.EXE


 Retornar

FIGURA 5.12 – LM\_PORT\_DES.EXE: Tela de associação dos arquivos de resultados do processamento do LIGMISTA.EXE da ETAPA I

Método de Análise Proposto para Ligações Mistas em Pórticos Deslocáveis - DEES/UFMG - 2005

### Etapa II - SISTEMA DESLOCÁVEL

**ENTRADA DE DADOS INICIAIS**

Cliente:

Obra:

Data:

Número total de linhas (j) no pórtico a ser analisado:

*Entrar com os dados abaixo para cada linha (j) de vigas*

Linha de vigas i =  Número de pisos iguais:

**ANÁLISE DA LINHA (j) =**

*Processar uma linha de cada vez*

**POSICÃO DA LINHA DE VIGAS (j) NO PÓRTICO**  
*Entrar com a linha (j) analisada*

Níveis Z1, Z2, ... Zi [cm]:

Coordenada Inicial Xi [cm]:

Coordenada Final Xf [cm]:

*Obs.: Processar as linhas de vigas secundárias antes de processar as vigas dos pórticos*

**Etapa I - SISTEMA INDESLOCÁVEL**

**II.1 - Fase de Concretagem**

Ações Verticais Nominais e de Cálculo  
(Análise como vigas biapoias)

**II.2 - Fase Final - Ações Verticais de Cálculo**

**ENTRADA DE DADOS DO PÓRTICO PLANO**

**II.3 - Fase Final - Ações Verticais Nominais**

*Obs.: Processar para cada uma das análises II.2 e II.3*

Ir para Fases II.1 e II.2

Ir para Fase II.3

Ir para Ações Horizontais (+)

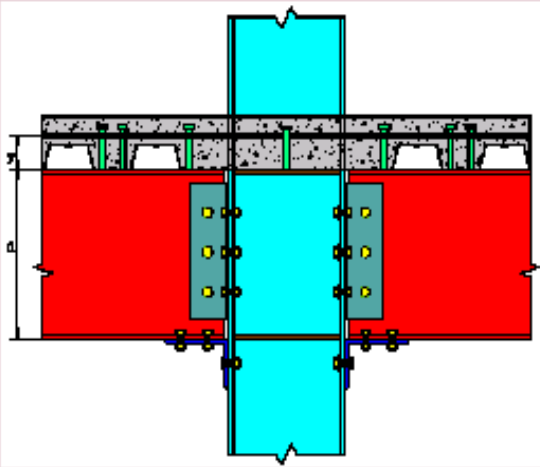
FIGURA 5.13 – LM\_PORT\_DES.EXE: Tela de entrada de dados para a análise da ETAPA II, SISTEMA DESLOCÁVEL (com apoios laterais fictícios), para ações verticais nominais

Método de Análise Proposto para Ligações Mistas em Pórticos Deslocáveis - DE... \_ □ ×

### Etapa II - SISTEMA DESLOCÁVEL

TIPO DE LIGAÇÃO MISTA ADOPTADA NA LINHA (j) DO PÓRTICO

ANÁLISE DA LINHA (j) =



Viga (j) =     Vão [cm] =

Rigidez de Serviço - Si [kNcm/rad] :

*ECCS-109, 1999*

Rigidez de Serviço - Si (kmodif) [kNcm/rad] :

*AHMED\_NETHERCOT, 1997*

Tipo 1 - Ligações mistas com cantoneiras parafusadas na alma e na mesa inferior da viga

✓ Salvar no arquivo dados

↻ Retornar

✗ Cancelar

FIGURA 5.14 – LM\_PORT\_DES.EXE: Tela de entrada de dados da rigidez de serviço para a mola rotacional em todas as fases de análise do pórtico plano

Método de Análise Proposto para Ligações Mistas em Pórticos Deslocáveis - DEES/UFMG - 2005

### Etapa II - SISTEMA DESLOCÁVEL

**ENTRADA DE DADOS INICIAIS**

Ciente:

Obra:

Data:

Número total de linhas (i) no pórtico a ser analisado:

Linha de vigas i =  Número de pisos iguais:

**ANÁLISE DA LINHA (i) =**

**POSIÇÃO DA LINHA DE VIGAS NO PÓRTICO**

Nível Zi [cm]:

Coordenada Inicial Xi [cm]:

Coordenada Final Xf [cm]:

**ENTRADA DE DADOS DO PÓRTICO PLANO**  
**II.4 - Fase Final - Ações Horizontais de Vento e Nocionais Nominais - SENTIDO (+)**

**ENTRADA DE DADOS DO PÓRTICO PLANO**  
**II.5 - Fase Final - Ações Horizontais de Vento e Nocionais de Cálculo - SENTIDO (+)**

*Obs.: Processar para cada uma das análises II.4 e II.5*

The diagram shows a frame with four columns and three levels. Horizontal loads  $H_i$  are applied to the left of the columns. Dimensions  $X_i$  and  $X_f$  are shown along the horizontal axis, and  $Z_i$  and  $Z_1$  along the vertical axis. A stiffness  $S_i$  is indicated at the top of the columns.

FIGURA 5.15 – LM\_PORT\_DES.EXE: Telas de entrada de dados para a análise da fase final para ações horizontais no sentido positivo

Método de Análise Proposto para Ligações Mistas em Pórticos Deslocáveis - DEES/UFMG - 2005

### Etapa II - SISTEMA DESLOCÁVEL

**ENTRADA DE DADOS INICIAIS**

Cliente:

Obra:

Data:

Número total de linhas (j) no pórtico a ser analisado:

Linha de vigas i =  Número de pisos iguais:

**ANÁLISE DA LINHA (j) =**

**POSIÇÃO DA LINHA DE VIGAS NO PÓRTICO**

Nível Zi [cm]:

Coordenada Inicial Xi [cm]:

Coordenada Final Xf [cm]:

**ENTRADA DE DADOS DO PÓRTICO PLANO**  
**II.6 - Fase Final - Ações Horizontais de Vento e Nacionais Nominais - SENTIDO (-)**

**ENTRADA DE DADOS DO PÓRTICO PLANO**  
**II.7 - Fase Final - Ações Horizontais de Vento e Nacionais de Cálculo - SENTIDO (-)**

*Obs.: Processar para cada uma das análises II.6 e II.7*

FIGURA 5.16 – LM\_PORT\_DES.EXE: Telas de entrada de dados para a análise da fase final para ações horizontais no sentido negativo

### 5.3 Implementação de Ligações Semirígidas no Programa PP.EXE – PÓRTICO PLANO (DEES/UFMG)

A análise do pórtico plano, seguindo a metodologia proposta no Item 5.1, é feita com o programa desenvolvido no DEES para Pórticos Planos - PP.EXE (FIGURA 5.17). Para considerar as ligações mistas implementou-se uma alteração da matriz de rigidez original do programa, para que se possa introduzir a rigidez de serviço da ligação adequada à análise desejada (ver ANEXO C - IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL DA MATRIZ DE RIGIDEZ).



(a)



(b)

FIGURA 5.17 – Tela de entrada de arquivos no pré-processador do programa PP.EXE

Salienta-se que o programa PP.EXE é específico para análise linear de  $1^a$  ordem e, no MÉTODO PROPOSTO, os efeitos de  $2^a$  ordem são considerados multiplicando-se as respostas das análises para ações horizontais pelo coeficiente  $\beta_2$  (AISC-LRFD 1999 [57]).

## 5.4 Exemplos de Aplicação

### 5.4.1 PRIMEIRO EXEMPLO – pórtico e carregamento simétricos (3 vãos e 1 andar)

*OBSERVAÇÃO: este exemplo foi extraído do artigo “Analysis of Composite Connections in Unbraced Frames Subjected to Wind and Gravity Loading” de QUEIROZ et al ( 2005 [66]). A resistência da viga mista a momento positivo não foi reduzida pelo coeficiente de segurança 0,9.*

A estrutura mostrada na FIGURA 5.18 será analisada pelo MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO. As ligações das vigas com os pilares de extremidade são rotuladas.

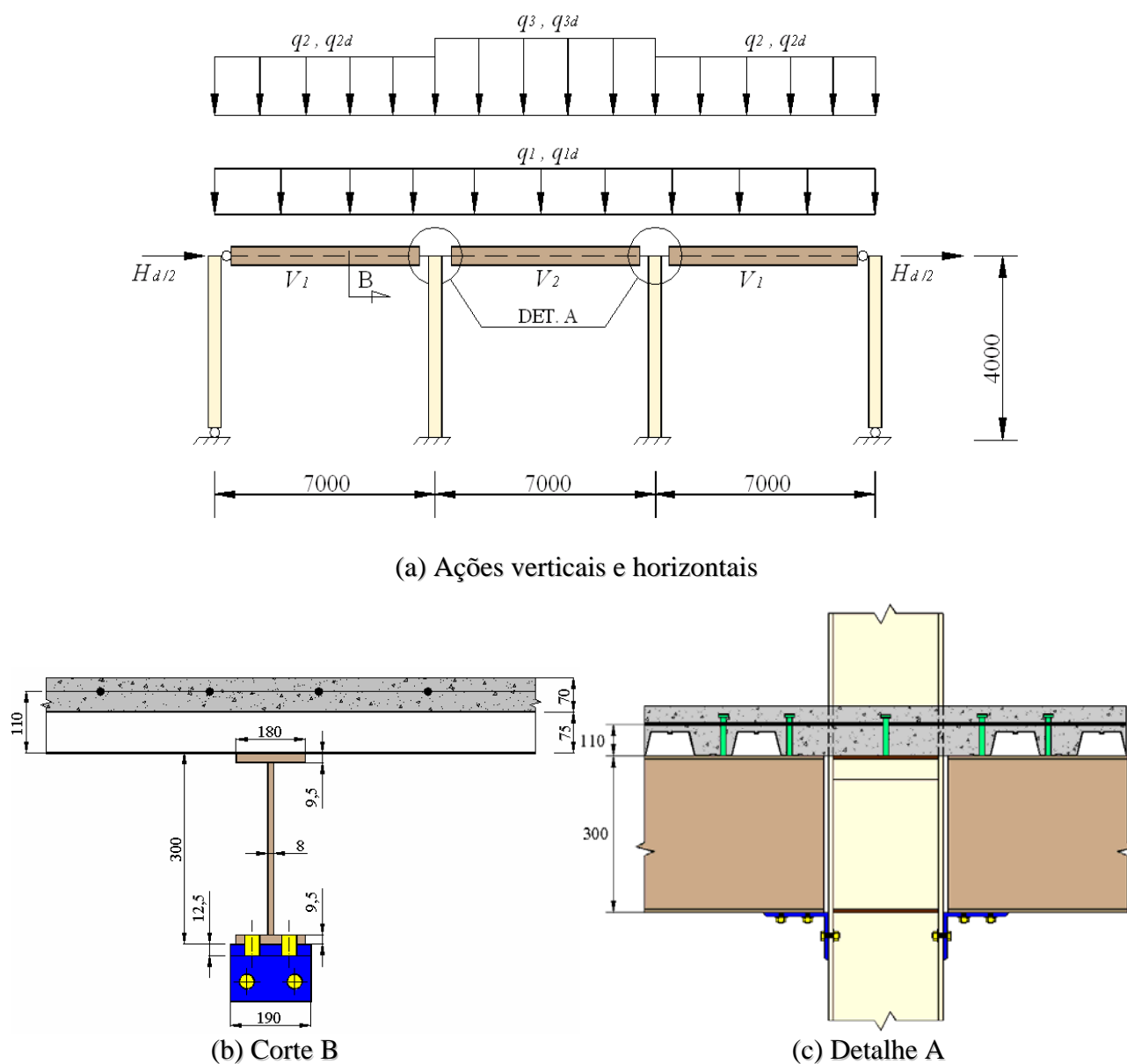


FIGURA 5.18 – PRIMEIRO EXEMPLO: Sistema completo e ligações

### **Dados ( FIGURA 5.18 )**

- Perfil do pilar = perfil da viga (FIGURA 5.18-b);
  
- Ações nominais:
  - $H_d = 60 \text{ kN}$ ;
  - $q_1 = \text{carga nominal aplicada antes da cura} = 6,25 \text{ kN/m}$ ;
  - $q_{1d} = \text{carga de cálculo aplicada antes da cura} = 9 \text{ kN/m}$ ;
  - $q_2 = \text{carga nominal aplicada nas vigas } V_1 \text{ depois da cura} = 19,3 \text{ kN/m}$ ;
  - $q_{2d} = \text{carga de cálculo aplicada nas vigas } V_1 \text{ depois da cura} = 54,1 \text{ kN/m}$ ;
  - $q_3 = \text{carga nominal aplicada na viga } V_2 \text{ depois da cura} = 22,5 \text{ kN/m}$ ;
  - $q_{3d} = \text{carga de cálculo aplicada na viga } V_2 \text{ depois da cura} = 58,4 \text{ kN/m}$ ;
  
- construção não-escorada;
  
- concreto de peso normal:  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$  e  $E_c = 22080 \text{ MPa}$   
(de acordo com AISC-LRFD 1999 [58] e NBR8800 1986 [15]);
  
- aço estrutural:  $f_y = 250 \text{ MPa}$ ,  $f_u = 400 \text{ MPa}$ ,  $E_a = 205000 \text{ MPa}$ ;
  
- armadura principal:  $4 \phi 16 \text{ mm}$ ,  $f_y = 500 \text{ MPa}$ ,  $\epsilon_{su} = 8\%$  (deformação última);
  
- mesa inferior da viga ligada a uma cantoneira (FIGURA 5.18-c) por meio de 4 parafusos  $\phi 3/4''$  ASTM A325 (1993 [68]), com o plano de corte passando pela rosca; o espaçamento entre parafusos na direção da força é de  $75 \text{ mm}$  e o aço da cantoneira tem  $f_u = 485 \text{ MPa}$ ;
  
- os conectores de cisalhamento têm diâmetro  $19 \text{ mm}$ , havendo interação total tanto na zona de momento negativo quanto na de momento positivo; o primeiro conector fica a  $75 \text{ mm}$  da face do pilar (o recomendado é  $100 \text{ mm}$ , CAPÍTULO 2);
  
- a largura efetiva para:
  - . região de momentos positivos:  $1400 \text{ mm}$  para a viga  $V_1$  e  $1225 \text{ mm}$  para a viga  $V_2$  ;
  - . região de momentos negativos:  $875 \text{ mm}$  para todas as vigas (ITEM 2.1.1 – CAPÍTULO 2).

A flecha do perfil de aço da viga  $V_1$  durante a concretagem, devida aos pesos-próprios da estrutura, é de  $1,1\text{ cm}$ , e a rotação na extremidade desta viga é de  $5,0\text{ mrad}$ .

### **Propriedades das ligações mistas**

❖ *Rigidez de serviço*

$$S_i = M/\theta = 2182000\text{ kNcm/rad}$$

*OBSERVAÇÃO: esta rigidez foi calculada automaticamente pelo programa LIGMISTA.EXE de PIRES, 2003 [63], usando o método do ECCS, sem modificação – ITEM 2.1.3.1. Este valor foi usado no exemplo em questão para todas as análises, na determinação de deslocamentos em geral, conforme o artigo de QUEIROZ et al, 2005 [66] (apesar da orientação presente ser a de utilizar a rigidez modificada,  $k_{c\text{modif}}$ , na determinação de deslocamentos horizontais pelo MÉTODO PROPOSTO e na construção do diagrama trilinear do MÉTODO AVANÇADO).*

❖ *Resistência de cálculo*

$$M_u = f_{ys} A_s (d + y) = 50 \times 8,04 \times (30 + 11) = 16480\text{ kNcm}$$

$$\phi M_u = 0,85 \times 16480 = 14008\text{ kNcm}$$

❖ *Capacidade de rotação disponível*

$$\theta_{disp} = \theta_u = 1,1 \times 40 = 44\text{ mrad}$$

*OBSERVAÇÃO: obteve-se o coeficiente 1,1 com base em COUCHMAN & WAY, 1999 [32].*

### **Propriedades das barras**

❖ *Pilares (PS 300x180x9,5x8)*

$$A = 56,7\text{ cm}^2, I_z = 8697\text{ cm}^4$$

❖ *Vigas mistas (PS 300x180x9,5x8 + laje) - conforme FIGURA 5.16-b*

*Propriedades elásticas*

São baseadas na seção transformada para as regiões de momentos positivos, considerando o módulo de elasticidade do concreto dividido por 2 (valor médio para cargas de curta e longa duração – EUROCODE 4, 1992 [56]), e baseadas na seção formada pelo perfil de aço e pelas barras de armadura para as regiões de momentos negativos (FIGURAS 5.19 e 5.20).

Resistências plásticas últimas

*OBSERVAÇÃO: tem-se a resistência do concreto corrigida pelo fator 0,7/0,9 conforme NBR8800 1986 [15], e a resistência da armadura corrigida pelo fator 0,85/0,9.*

. Seção de aço

$$M_{pa} = 655 \times 25 = 16375 \text{ kNcm}$$

. viga mista  $V_1$ , região de momentos positivos

$$M_{p1}^{(+)} = 35500 \text{ kNcm (linha neutra a } 29,8 \text{ cm da face inferior)}$$

. viga mista  $V_2$ , região de momentos positivos

$$M_{p2}^{(+)} = 33680 \text{ kNcm (linha neutra a } 29,7 \text{ cm da face inferior)}$$

. vigas mistas  $V_1$  e  $V_2$ , região de momentos negativos (armadura dentro da largura efetiva)

$$M_{pn}^{(-)} = 24440 \text{ kNcm (linha neutra a } 5,5 \text{ cm da face superior do perfil de aço)}$$

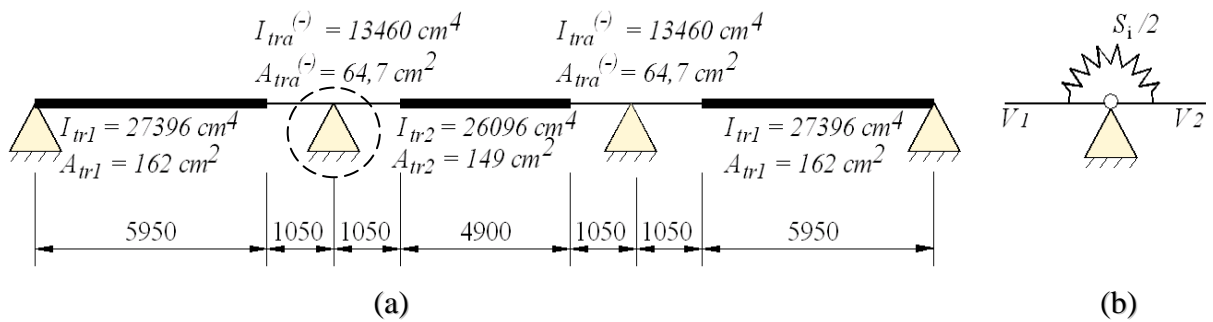


FIGURA 5.19 – PRIMEIRO EXEMPLO: Sistema indelocável – MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO

$$(S_i = 2182000 \text{ kNcm/rad})$$

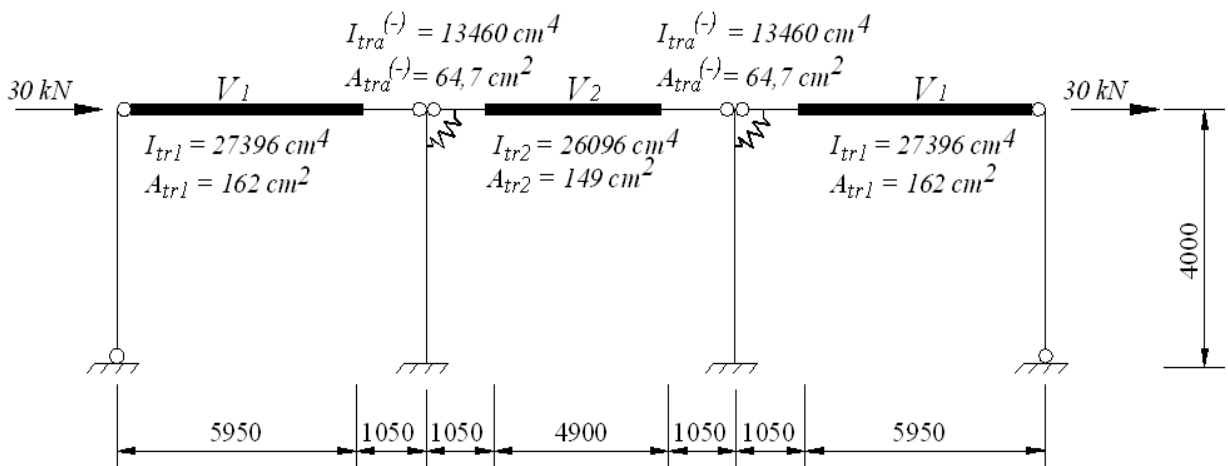


FIGURA 5.20 – PRIMEIRO EXEMPLO: Sistema deslocável – MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO

$$(S_i = 2182000 \text{ kNcm/rad})$$

**ANÁLISE ELÁSTICA PARA A DETERMINAÇÃO DE DESLOCAMENTOS (ver CAPÍTULO 4 - ITEM 4.1)**

- As **ações verticais nominais** introduzidas após a cura do concreto são aplicadas no sistema mostrado na FIGURA 5.18. A rigidez de serviço de duas ligações mistas em série é levada em conta como mostrado na FIGURA 5.19-b. Os resultados principais desta análise encontram-se na TABELA 5.1.

TABELA 5.1 – Resultados do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO – análise elástica

Flecha da viga $V_1$	0,8 cm
Rotação da ligação direita da $V_1$ ( $\phi_{dir}$ )	2,4 mrad (antihorário)
Rotação da ligação esquerda da $V_2$ ( $\phi_{esq}$ )	2,3 mrad (horário)
Rotação relativa entre $V_1$ e $V_2$	4,7 mrad

**ANÁLISE PLÁSTICA - FASE INDESLOCÁVEL ( $R_{indes}$ )**

- As **ações verticais de cálculo** (correspondente a todas as cargas verticais introduzidas antes e após a cura do concreto) são aplicadas no sistema mostrado na FIGURA 5.19 considerando as ligações mistas sujeitas a suas resistências de cálculo a momento. Os momentos fletores de cálculo para cada viga mista são dados por:

$$M_d^{(+)} = M_d^{(+), q} - \frac{\phi M_{u,ext-esq}(L-x)}{L} - \phi M_{u,ext-dir} \left( \frac{x}{L} \right) \quad (5.1)$$

Assim, para a viga  $V_1$  (para a qual  $q_d = q_{1d} + q_{2d} = 9,0 + 54,1 = 63,1 \text{ kN/m}$ ):

$$M_{dl}^{(+)} = \left[ 63,1 \left( \frac{7}{2} \right) x - \frac{63,1x^2}{2} \right] - \frac{0,85(0)(7-x)}{7} - 0,85(164,8) \left( \frac{x}{7} \right) = 200,8x - 31,55x^2$$

$$\frac{dM_d}{dx} = 200,8 - 63,1x = 0 \rightarrow x = 3,18 \text{ m}$$

Logo:  $M_{dl}^{(+)} = 200,8(3,18) - 31,55(3,18)^2 = 319,5 \text{ kNm} = 31950 \text{ kNcm} = 319,5 \text{ kNm}$

Tem-se também que:  $M_{dl}^{(+)} = 0,9M_{pl}^{(+)} = 0,9 \times 35500 = 31950 \text{ kNcm} = 319,5 \text{ kNm}$

**OBSERVAÇÃO:** o coeficiente 0,9 leva em conta a impossibilidade de se atingir a plastificação total na região de momento positivo.

### ANÁLISE PLÁSTICA – FASE DESLOCÁVEL ( $R_{des}$ )

- Considera-se o sistema da FIGURA 5.20. O deslocamento horizontal obtido por meio de análise linear, no topo da estrutura sujeita às **ações horizontais de cálculo**, foi de  $1,18\text{ cm}$ .

Portanto:

$$B_2 = \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{\Delta_{0h}}{L} \right) \left( \frac{\sum P_d}{\sum H_d} \right) \right]} = \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{1,18}{400} \right) \left( \frac{2 \times 63,1 \times 7 + 67,4 \times 7}{30 + 30} \right) \right]} = 1,07 \quad (5.2)$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_d}{N_{cr}}} \geq 1 \quad (5.3)$$

*OBSERVAÇÕES:*

- a) Para avaliar deslocamento horizontal e momento no pilar, o valor de  $B_1$  não interessa porque os valores correspondentes à fase indeslocável são nulos. Para as vigas,  $B_1 = 1$ , uma vez que  $P_d \sim 0$  e  $C_m = 1$ .
- b) O uso do método de análise proposto para determinar os deslocamentos horizontais para ações nominais fica do lado da segurança, uma vez que a rigidez das ligações a barlavento do pilar (ver FIGURA 4.3) não é nula conforme suposto.

### ANÁLISE PLÁSTICA – RESULTADOS FINAIS ( $R_d$ )

- As respostas finais  $R_d$ , para **ações verticais e horizontais de cálculo**, são dadas por:

$$R_d = B_1 \times R_{indes} + B_2 \times R_{des} \quad (5.4)$$

Na TABELA 5.2 são apresentados os resultados principais do sistema indeslocável (FIGURA 5.19), do sistema deslocável (FIGURA 5.20) e as respostas finais do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO, obtidas com a EXPRESSÃO (5.4).

TABELA 5.2 – Resultados do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO – análise plástica

	SISTEMA INDESLOCÁVEL	SISTEMA DESLOCÁVEL	AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS
$\Delta H_{dmáx}$	0	1.2 cm	1.3 cm
$M_d$ (base do pilar interno)	0	5299 kNcm	5670 kNcm
$M_d^{(+)} (V_1)$	31950 kNcm <sup>b</sup>	0	33200 kNcm <sup>b</sup>
$M_d^{(-)} (viga V_1 esquerda – extremidade direita)$	14008 kNcm	0	14008 kNcm
$M_d^{(-)} (viga V_1 direita – extremidade esquerda)$	14008 kNcm	(-) 2756 kNcm <sup>a</sup>	11059 kNcm
$M_d^{(+)} (V_2)$	27275 kNcm	1366 kNcm	28737 kNcm
$M_d^{(-)} (viga V_2 – extremidade esquerda)$	14008 kNcm	(-) 2732 kNcm <sup>a</sup>	11085 kNcm

<sup>a</sup> O sinal negativo (-) significa momento positivo; portanto, as ações horizontais causam descarregamento da ligação.

<sup>b</sup> O maior momento fletor positivo da viga  $V_1$  é igual a 90% da resistência nominal da viga mista a momento fletor (35500 kNm), para ações verticais, e igual a 93,5% para ações verticais e horizontais. Estes valores são superiores aos estipulados nos controles do método proposto (CAPÍTULO 4 – ITENS 4.1.3-b e 4.1.4-b), porém, este fato não influi na comparação do MÉTODO PROPOSTO com o MÉTODO AVANÇADO (ver CAPÍTULO 6 – ITEM 6.2.1) porque ambos são inferiores à resistência nominal da viga mista a momento fletor.

### ***Rotação necessária no apoio direito da viga $V_1$ da direita***

❖ Para as ações verticais de cálculo:

$$\theta_{nec} = 29,4 \times 0,74 = 21,8 \text{ mrad}$$

OBSERVAÇÃO: utilizou-se a TABELA 2.5, com  $\beta = 0,90$ ;

❖ Para as ações verticais e horizontais de cálculo:

$$\beta = \frac{M_d}{M_p} \text{ (sem redução de } M_p \text{ pelo coeficiente de segurança } 0,9)$$

$$\beta = \frac{0,935M_p}{M_p} = 0,935$$

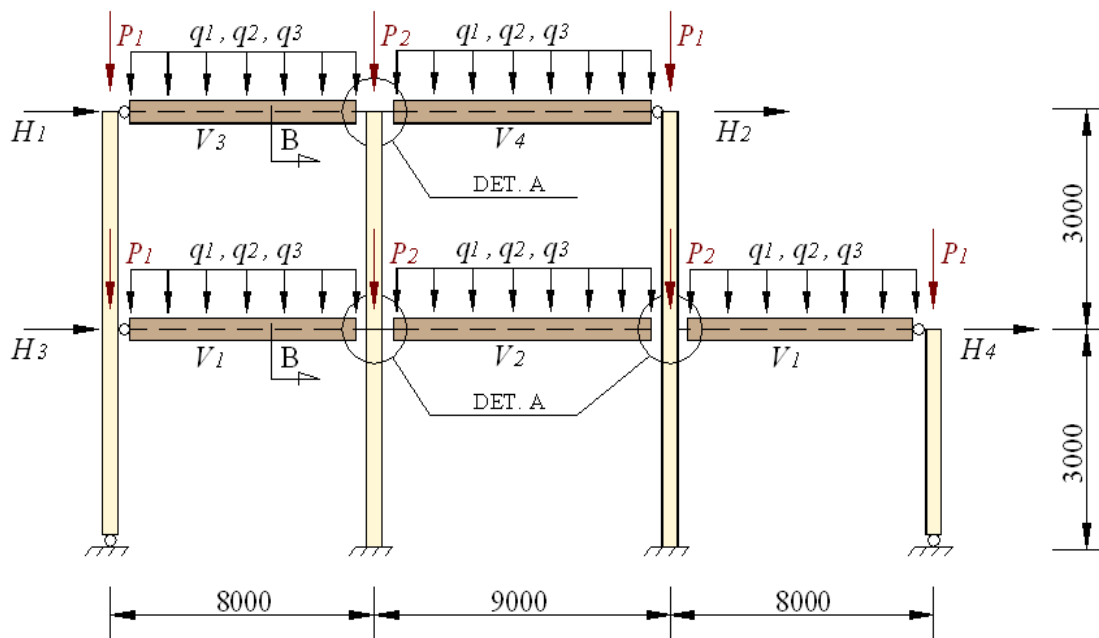
Com este valor de  $\beta$  obtém-se, da TABELA 2.5 :

$$\theta_{nec} \cong 29,4 \text{ mrad (correspondente a } \beta = 0,95)$$

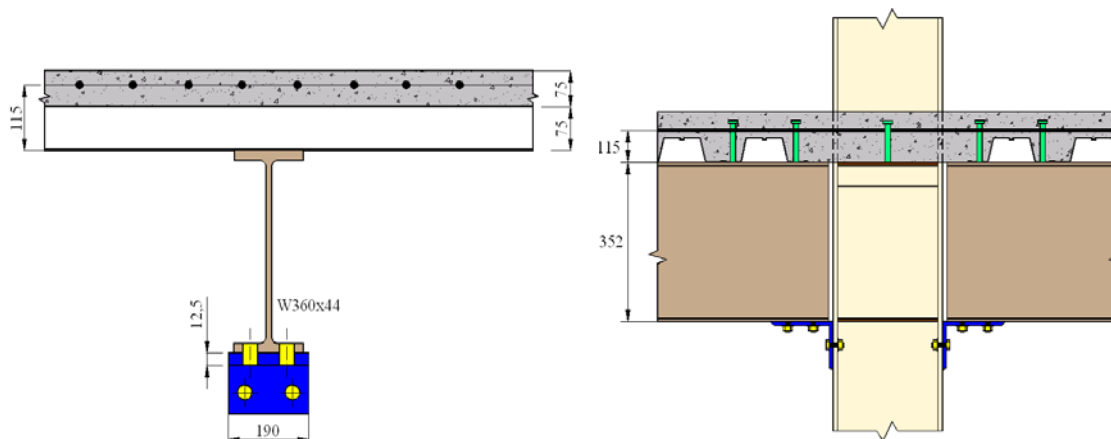
### 5.4.2 SEGUNDO EXEMPLO – pórtico e carregamento assimétricos (3 vãos e 2 andares)

*OBSERVAÇÃO: neste exemplo existem apenas dois vãos no segundo andar, enquanto pelo MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO o mínimo deveria ser de três vãos (quatro pilares, ITEM 4.1.1-a – CAPÍTULO 4); entretanto, o exemplo não perde a validade para efeito de comparação do MÉTODO PROPOSTO com o MÉTODO AVANÇADO.*

A estrutura mostrada na FIGURA 5.21 será analisada pelo MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO. As ligações das vigas com os pilares de extremidade são rotuladas.



(a) Ações verticais e horizontais



(b) Corte B

(c) Detalhe A

FIGURA 5.21 – SEGUNDO EXEMPLO: Sistema completo e ligações



- A análise do sistema **durante a concretagem** não será feita neste exemplo, uma vez que as respostas são as mesmas para o MÉTODO PROPOSTO e para o MÉTODO AVANÇADO (vigas birrotuladas).

### **Propriedades das ligações mistas**

#### ❖ *Rigidez de serviço ( $S_i$ )*

. vigas 8 m ( $V_1$  e  $V_3$ ):

$$k_s = 15485 \text{ kN/cm};$$

$$k_c = 4428 \text{ kN/cm}, n(-)=7; \quad \rightarrow S_i = M/\theta = 3087000 \text{ kNcm/rad}$$

$$k_i = 2404 \text{ kN/cm};$$

$$k_{c-modif} = 7 \times 2000 = 14000 \text{ kN/cm} \quad \rightarrow S_i(k_{c-modif}) = 3951000 \text{ kNcm/rad}$$

. vigas 9 m ( $V_2$  e  $V_4$ ):

$$k_s = 15485 \text{ kN/cm};$$

$$k_c = 4275 \text{ kN/cm}, n(-)=7; \quad \rightarrow S_i = M/\theta = 3052000 \text{ kNcm/rad}$$

$$k_i = 2404 \text{ kN/cm};$$

$$k_{c-modif} = 7 \times 2000 = 14000 \text{ kN/cm} \quad \rightarrow S_i(k_{c-modif}) = 3951000 \text{ kNcm/rad}$$

*OBSERVAÇÃO: dada a proximidade dos dois valores de  $S_i$  será utilizado o valor médio 3070000 kNcm/rad.*

#### ❖ *Resistência de cálculo ( $\phi M_u$ )*

$$M_u = f_{ys} A_s (d + y) = 50 \times 9,82 \times (35,2 + 11,5) = 22930 \text{ kNcm}$$

$$\phi M_u = 0,85 \times 22930 = 19490 \text{ kNcm}$$

#### ❖ *Capacidade de rotação disponível ( $\theta_{disp}$ )*

$$. \text{ vigas 8 m: } \quad \theta_{disp} = \theta_u = 1,1 \times 30,93 = 34 \text{ mrad}$$

$$. \text{ vigas 9 m: } \quad \theta_{disp} = \theta_u = 1,1 \times 31,12 = 34 \text{ mrad}$$

*OBSERVAÇÃO: obteve-se o coeficiente 1,1 com base em COUCHMAN & WAY, 1999 [32].*

#### ❖ *Capacidade de rotação necessária ( $\theta_{nec}$ ) - para ações verticais de cálculo*

$$. \text{ vigas 8 m: } \quad \theta_{nec} = 15,9 \text{ mrad}$$

$$. \text{ vigas 9 m: } \quad \theta_{nec} = 19,3 \text{ mrad}$$

### **Propriedades das barras**

#### ❖ Pilares (W250x89)

$$A = 113,9 \text{ cm}^2, I_z = 14237 \text{ cm}^4$$

#### ❖ Vigas mistas (W360x44 + laje) - conforme FIGURA 5.21-b

##### Propriedades elásticas

São baseadas na seção transformada para as regiões de momentos positivos, considerando o módulo de elasticidade do concreto  $E_c$  dividido por 2 (para levar em conta a deformação lenta), e baseadas na seção formada pelo perfil de aço e pelas barras de armadura para as regiões de momentos negativos (FIGURAS 5.22 e 5.23).

##### . Momento de inércia na região de momentos positivos

- vigas mistas  $V_1$  e  $V_3$

$$I_{tr1}^{(+)} = I_{ef} (E_c' = E_c/2, \text{ valor médio para todas as cargas}) = 37900 \text{ cm}^4$$

(LNE a 32,9 cm da face inferior do perfil)

- viga mista  $V_2$

$$I_{tr2}^{(+)} = I_{ef} (E_c' = E_c/2, \text{ valor médio para todas as cargas}) = 37690 \text{ cm}^4$$

(LNE a 32,8 cm da face inferior do perfil)

- viga mista  $V_4$

$$I_{tr4}^{(+)} = I_{ef} (E_c' = E_c/2, \text{ valor médio para todas as cargas}) = 39320 \text{ cm}^4$$

(LNE a 33,7 cm da face inferior do perfil)

##### . Momento de inércia no trecho negativo

- vigas mistas  $V_1$ ,  $V_2$ ,  $V_3$  e  $V_4$

$$I_{tr1}^{(-)} = I_{tr2}^{(-)} = I_{tr3}^{(-)} = I_{tr4}^{(-)} = 19360 \text{ cm}^4$$

##### Resistências plásticas últimas e resistências de cálculo

*OBSERVAÇÃO: tem-se a resistência do concreto corrigida pelo fator 0,7/0,9 conforme NBR8800 1986 [15], e a resistência da armadura corrigida pelo fator 0,85/0,9.*

##### . Seção de aço

$$M_{pa} = 230 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{n(FLA)} = 207,32 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{n(FLM)} = 207,32 \text{ kNm}$$

. Vigas mistas  $V_1$  e  $V_3$ , região de momentos positivos

$$M_{p1}^{(+)} = 529 \text{ kNm}$$

$$0,85\phi M_n^{(+)} = 404,48 \text{ kNm (interação total)}$$

. Viga mista  $V_2$ , região de momentos positivos

$$M_{p2}^{(+)} = 526 \text{ kNm}$$

$$0,85\phi M_n^{(+)} = 402,33 \text{ kNm (interação total)}$$

. Viga mista  $V_4$ , região de momentos positivos

$$M_{p4}^{(+)} = 551 \text{ kNm}$$

$$0,85\phi M_n^{(+)} = 421,57 \text{ kNm (interação total)}$$

. Vigas mistas  $V_1$ ,  $V_2$ ,  $V_3$  e  $V_4$ , região de momentos negativos

(armadura dentro da largura efetiva)

$$M_{pn}^{(-)} = 381,36 \text{ kNm}$$

$$M_n \text{ (FLD - flambagem lateral por distorção)} = 1,0 \times 381,36 = 381,36 \text{ kNm}$$

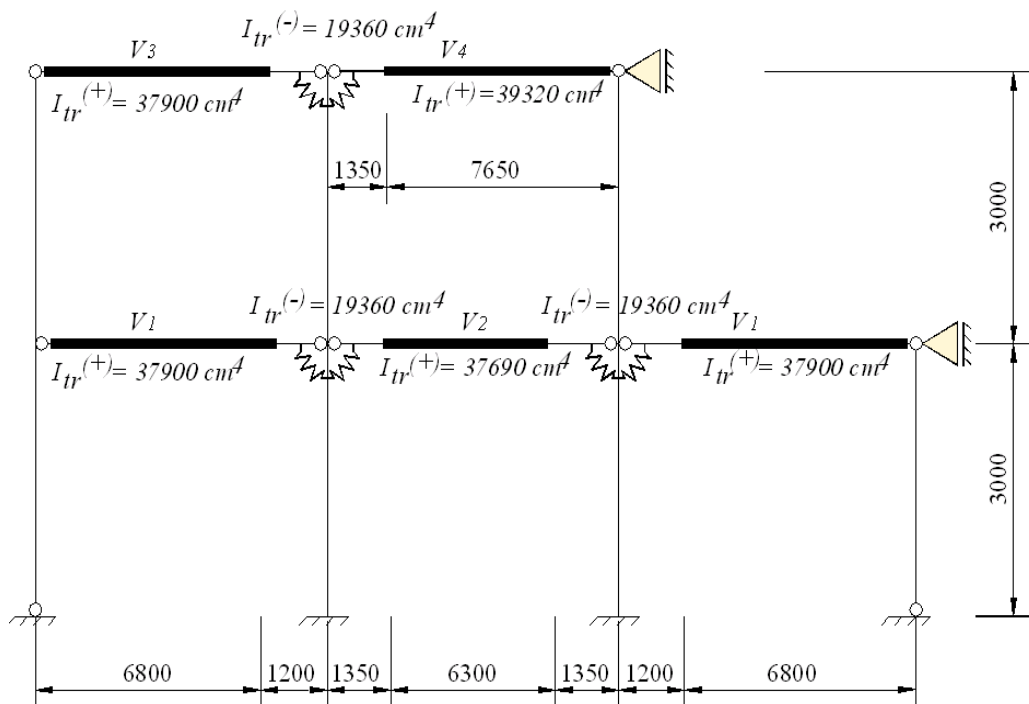


FIGURA 5.22 – SEGUNDO EXEMPLO: Sistema com apoios fictícios - MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO ( $S_i = 3070000 \text{ kNcm/rad}$ ) - ações verticais nominais

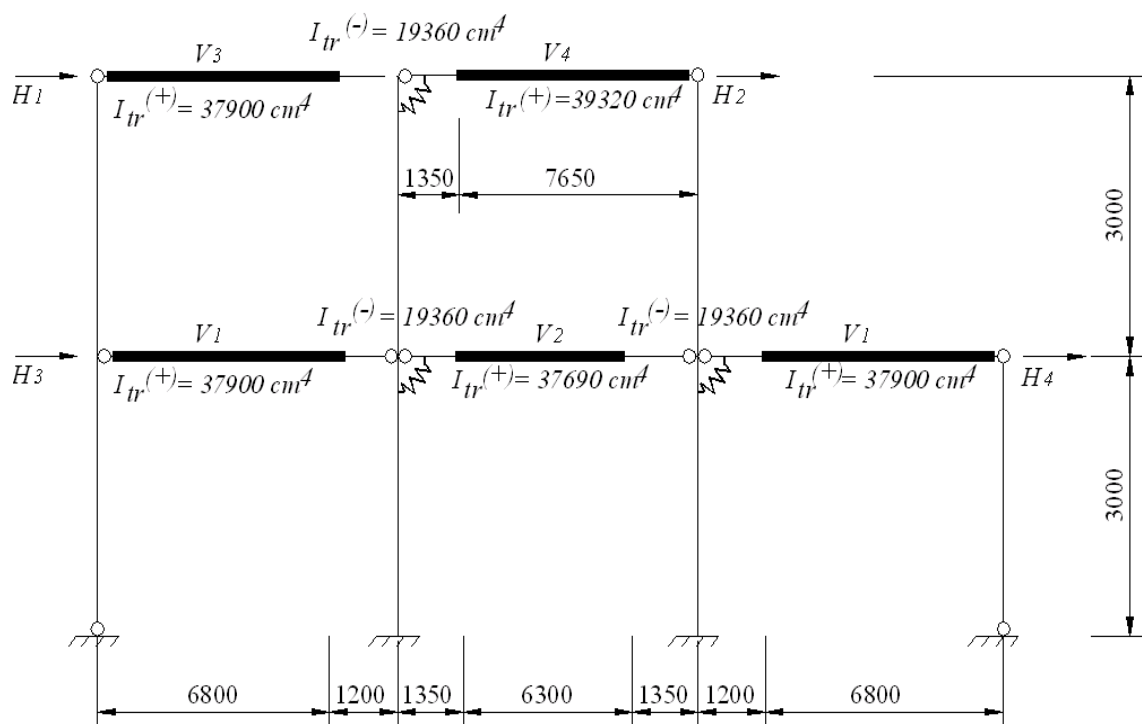


FIGURA 5.23 – SEGUNDO EXEMPLO: Sistema deslocável - MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO

$$S_i(k_{c-modif}) = 3951000 \text{ kNm/rad} - \text{ações horizontais na direção } +X$$

- A análise rígido-plástica para a verificação dos estados limites últimos já foi feita pelo programa LIGMISTA.EXE (PIRES, 2003 [63]) para **ações verticais de cálculo**, tendo sido obtidos os seguintes esforços solicitantes de cálculos:

Viga  $V_1$ :

$$M_{dmáx}^{(+)} = 386,70 \text{ kNm} (x = 3,57 \text{ m}) < 0,85\phi M_n^{(+)} = 404,48 \text{ kNm} \quad (0,96) \checkmark \text{ OK}$$

$$V_{dmax} = 269,24 \text{ kN} < \phi V_n = 427,29 \text{ kN} \quad (0,63) \checkmark \text{ OK}$$

Viga  $V_2$ :

$$M_{dmáx}^{(+)} = 405,11 \text{ kNm} (x = 4,50 \text{ m}) \cong 0,85\phi M_n^{(+)} = 402,33 \text{ kNm} \quad (1,01) \checkmark \text{ OK}$$

$$V_{dmax} = 273,38 \text{ kN} < \phi V_n = 427,29 \text{ kN} \quad (0,64) \checkmark \text{ OK}$$

Viga  $V_4$ :

$$M_{dmáx}^{(+)} = 407,70 \text{ kNm} (x = 4,97 \text{ m}) < 0,85\phi M_n^{(+)} = 421,57 \text{ kNm} \quad (0,97) \checkmark \text{ OK}$$

$$V_{dmax} = 248,78 \text{ kN} < \phi V_n = 427,29 \text{ kN} \quad (0,58) \checkmark \text{ OK}$$

É desnecessário verificar a viga  $V_3$  porque a viga  $V_1$  é mais crítica.

- Fazendo-se a análise elástica segundo a metodologia do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO, para **ações verticais nominais**, conforme ITEM 4.1.3-a (FIGURA 5.22), tem-se:

#### CONTROLES

a.1 – deslocamentos verticais das vigas (*subtraindo recalques de pilares*)

Viga  $V_1$ :

$$1,62 \text{ cm} < 800/360 = 2,22 \text{ cm (do lado da segurança, pois inclui CP e SC)}$$

(0,73) ✓ OK

Viga  $V_2$ :

$$1,87 \text{ cm} < 900/360 = 2,50 \text{ cm (do lado da segurança, pois inclui CP e SC)}$$

(0,75) ✓ OK

Viga  $V_3$ :

$$1,34 \text{ cm} < 800/360 = 2,22 \text{ cm (do lado da segurança, pois inclui CP e SC)}$$

(0,60) ✓ OK

Viga  $V_4$ :

$$2,14 \text{ cm} < 900/360 = 2,50 \text{ cm (do lado da segurança, pois inclui CP e SC)}$$

(0,86) ✓ OK

a.2 – não será feito, pois não foi feita análise na fase de concretagem

a.3 – maior momento nas ligações mistas:

$$13417 \text{ kNcm} < (2/3)M_u = (2/3) \times 22930 = 15287 \text{ kNcm} \quad (0,88) \quad \checkmark \text{ OK}$$

a.4 – verificação das tensões nas mesas inferiores das vigas de 9 m ( $V_2$  e  $V_4$ ):

Viga  $V_2$ :

. Fase de concretagem:  $M = \frac{8,25 \times 9^2}{8} = 8350 \text{ kNcm}$

$$\text{Tensões: } \sigma'_{AC} = \frac{8350}{696,5} = 12 \text{ kN/cm}^2$$

. Ações nominais verticais:  $V_{esq} = 148,5 \text{ kN}$

$$x = \frac{148,5}{0,33} = 450,3 \text{ cm} \sim \text{centro}$$

$$M_{máx}^{(+)} \cong M_{centro} = 20010 \text{ kNcm}$$

$$\text{Tensões: } \sigma''_{AC} = \frac{20010}{37690} \times 32,8 = 17,4 \text{ kN/cm}^2$$

Tensões finais:  $\sigma'_{AC} + \sigma''_{AC} = 29,4 \text{ kN/cm}^2 < 34,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (0,85) \quad \checkmark \text{ OK}$

Viga V<sub>4</sub>:

. Fase de concretagem:  $M = \frac{6x9^2}{8} = 6075 \text{ kNcm}$

Tensões:  $\sigma'_{AC} = \frac{6075}{696,5} = 8,72 \text{ kN/cm}^2$

. Ações nominais verticais:  $V_{esq} = 140,4 \text{ kN}$

$$x = \frac{140,4}{0,28} = 502 \text{ cm (fora do centro)}$$

$$M_{m\acute{a}x}^{(+)} = 140,4 \times 502 - 0,28 \times \frac{502^2}{2} - 13090 = \\ = 22110 \text{ kNcm}$$

Tensões:  $\sigma''_{AC} = \frac{22110}{39320} \times 33,7 = 18,95 \text{ kN/cm}^2$

Tensões finais:  $\sigma'_{AC} + \sigma''_{AC} = 27,7 \text{ kN/cm}^2 < 34,5 \text{ kN/cm}^2 (0,80) \checkmark \text{ OK}$

a.5 – reações nos apoios horizontais fictícios

Nível 6 m:

$$-7,92 \text{ kN}; | -7,92 | > 0,15 \times (17 + 12) = 4,35 \text{ kN} \quad (1,82) \times \text{NOK}$$

Nível 3 m:

$$8,81 \text{ kN}; | 8,81 | > 0,15 \times (25 + 15) = 6,00 \text{ kN} \quad (1,47) \times \text{NOK}$$

Níveis 6 m e 3 m:

$$| -7,92 + 8,81 | = 0,89 \ll 0,10 \times (17 + 12 + 25 + 15) = 6,90 \quad (0,13) \checkmark \text{ OK}$$

**OBSERVAÇÕES:**

- i) Apesar do CONTROLE a.5 não ter sido atendido, será feita a comparação do MÉTODO PROPOSTO com o MÉTODO AVANÇADO uma vez que tal controle é relativo à validade do método, não se tratando de controle de dimensionamento.
- ii) Para atender o CONTROLE a.5, poderia ser acrescentada uma barra no andar superior, com área adequada, entre o apoio fictício superior e o NÓ diagonalmente oposto.

- A análise rígido-plástica para a verificação dos estados limites últimos já foi feita pelo programa LIGMISTA.EXE (PIRES, 2003 [63]). Segundo a metodologia do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO, para **ações verticais de cálculo**, conforme ITEM 4.1.3-b, tem-se:

#### CONTROLES

b.1 – maior momento positivo na viga mista não pode ser superior a  $0,9 \times 0,85M_p^{(+)}$  já verificado anteriormente.

b.2 – maior momento positivo na viga mista não pode ser inferior a  $0,85M_u$

##### Viga V<sub>1</sub>:

$$M_{dmáx}^{(+)} = 386,70 \text{ kNm} (x = 3,57 \text{ m}) > 0,85M_u = 194,9 \text{ kNm} \quad (1,98) \checkmark \text{ OK}$$

##### Viga V<sub>2</sub>:

$$M_{dmáx}^{(+)} = 405,11 \text{ kNm} (x = 4,50 \text{ m}) > 0,85M_u = 194,9 \text{ kNm} \quad (2,08) \checkmark \text{ OK}$$

##### Viga V<sub>3</sub>:

$$M_{dmáx}^{(+)} = 302,70 \text{ kNm} (x = 3,48 \text{ m}) > 0,85M_u = 194,9 \text{ kNm} \quad (1,55) \checkmark \text{ OK}$$

##### Viga V<sub>4</sub>:

$$M_{dmáx}^{(+)} = 407,70 \text{ kNm} (x = 4,97 \text{ m}) > 0,85M_u = 194,9 \text{ kNm} \quad (2,09) \checkmark \text{ OK}$$

b.3 – controle da *capacidade de rotação necessária* (TABELA 2.5, com  $\beta = 0,85$ )

##### Vigas 8 m:

$$\theta_{nec} = 15,9 \text{ mrad} < \theta_u = 1,1 \times 30,93 = 34 \text{ mrad} \quad (0,47) \checkmark \text{ OK}$$

##### Vigas 9 m:

$$\theta_{nec} = 19,3 \text{ mrad} < \theta_u = 1,1 \times 31,12 = 34 \text{ mrad} \quad (0,57) \checkmark \text{ OK}$$

- Fazendo-se a análise elástica de primeira ordem segundo a metodologia do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO, para **ações horizontais nominais**, conforme ITEM 4.1.4-a, tem-se os seguintes resultados:

**Vento +X (posicionar as molas no lado do sotavento)**

Determinação de  $B_2$  (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]) – FIGURA 5.24:

$$B_2 = \frac{I}{\left[ 1 - \left( \frac{A_{0h}}{L} \right) \left( \frac{\sum P_d}{\sum H_d} \right) \right]} \quad (5.5)$$

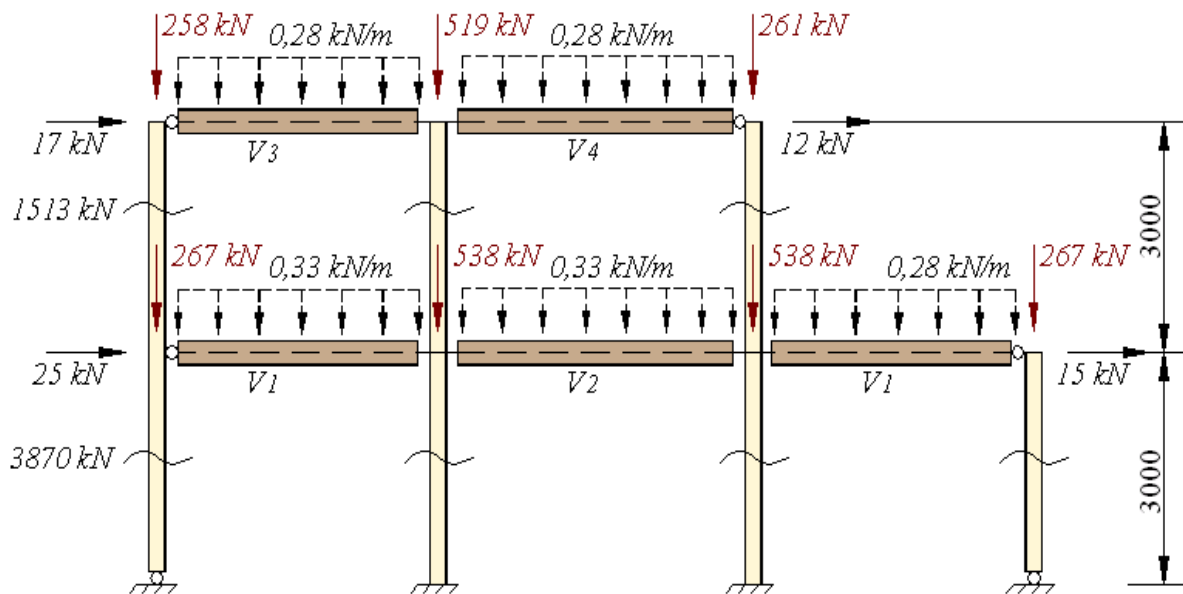


FIGURA 5.24 – SEGUNDO EXEMPLO: soma das forças normais nos pilares devido às ações verticais nominais e ações horizontais nominais

1º andar:  $B_2 = \frac{I}{\left[ 1 - \left( \frac{0,77}{300} \right) \left( \frac{3870}{69} \right) \right]} = 1,17$

2º andar:  $B_2 = \frac{I}{\left[ 1 - \left( \frac{1,07}{300} \right) \left( \frac{1513}{29} \right) \right]} = 1,23$

## CONTROLES

a.1 – . deslocamento horizontal máximo:

$$1,23 \times 1,84 = 2,26 > H/400 = 1,50 \text{ cm} \quad (1,51) \times \text{NOK}$$

. deslocamento relativo máximo:

*(do lado da segurança, pois não foi eliminada a inclinação do painel)*

$$1,23 \times 1,07 = 1,32 \text{ cm} > 300/500 = 0,60 \text{ cm} \quad (2,19) \times \text{NOK}$$

a.2 – maior tensão normal nos pilares:

$$M = 132,46 + 1,17 \times 8463 = 10034 \text{ kNcm}$$

$$N = 1620 + 9 = 1629 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{10034}{1095} + \frac{1629}{113,9} = 23,5 \text{ kN/cm}^2 < 34,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (0,68) \checkmark \text{OK}$$

## **Vento -X (reposicionar as molas no lado do sotavento)**

Determinação de  $B_2$  (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]):

$$\text{1º andar: } B_2 = \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{0,77}{300} \right) \left( \frac{3870}{69} \right) \right]} = 1,17$$

$$\text{2º andar: } B_2 = \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{1,05}{300} \right) \left( \frac{1513}{29} \right) \right]} = 1,22$$

## CONTROLES

a.1 – . deslocamento horizontal máximo:

$$1,22 \times 1,82 = 2,22 > H/400 = 1,50 \text{ cm} \quad (1,48) \times \text{NOK}$$

. deslocamento relativo máximo:

*(do lado da segurança, pois não foi eliminada a inclinação do painel):*

$$1,22 \times 1,05 = 1,28 \text{ cm} > 300/500 = 0,60 \text{ cm} \quad (2,18) \times \text{NOK}$$

a.2 – maior tensão normal nos pilares:

$$M = 132,46 + 1,17 \times 8463 = 10034 \text{ kNcm}$$

$$N = 1620 + 9 = 1629 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{10034}{1095} + \frac{1629}{113,9} = 23,5 \text{ kN/cm}^2 < 34,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (0,68) \checkmark \text{OK}$$

*OBSERVAÇÃO: como a inversão do sentido das ações horizontais praticamente não alterou os resultados, daqui em diante, será considerado apenas o sentido positivo.*

➤ Fazendo-se a análise elástica de primeira ordem segundo a metodologia do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO, para **ações horizontais de cálculo**, conforme ITEM 4.1.4-b e usando-se coeficiente de majoração das ações de 1,4 para todas as ações (por simplicidade), tem-se os seguintes resultados:

**Vento +X (posicionar as molas no lado do sotavento)**

Determinação de  $B_2$  (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]) – FIGURA 5.25:

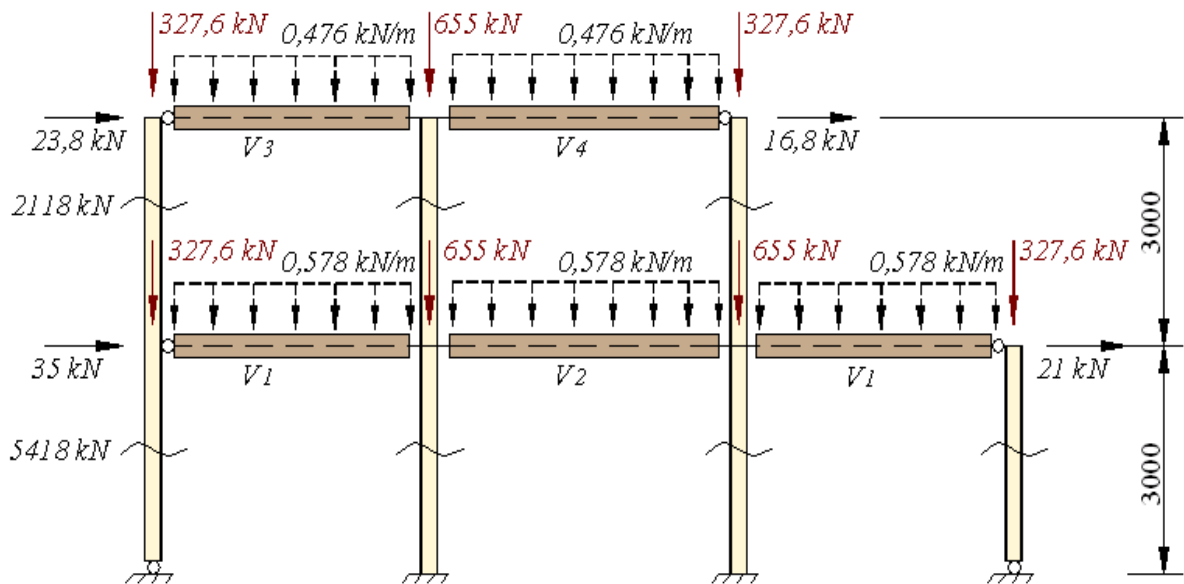


FIGURA 5.25 – SEGUNDO EXEMPLO: soma das forças normais nos pilares devido às ações verticais de cálculo e ações horizontais de cálculo

$$\underline{1^\circ \text{ andar:}} \quad B_2 = \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{1,4 \times 0,77}{300} \right) \left( \frac{1,4 \times 3870}{1,4 \times 69} \right) \right]} = 1,25 < 1,30 \quad (0,96) \checkmark \text{ OK}$$

$$\underline{2^\circ \text{ andar:}} \quad B_2 = \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{1,4 \times 1,05}{300} \right) \left( \frac{1,4 \times 1513}{1,4 \times 29} \right) \right]} = 1,34 \cong 1,30 \quad (1,03) \checkmark \text{ OK}$$

## CONTROLES

### b.1 – Maior momento positivo nas vigas mistas

. *Acréscimos devidos às ações horizontais:*

Viga V<sub>1</sub>:

$$\Delta M_d = 1,25 \times 1,4 \times 2141 = 3854 \text{ kNcm}$$

Viga V<sub>2</sub>:

$$\Delta M_d = 1,25 \times 1,4 \times 2144 = 3859 \text{ kNcm}$$

Viga V<sub>4</sub>:

$$\Delta M_d = 1,34 \times 1,4 \times 1774 = 3328 \text{ kNcm}$$

. *Valores finais*

Viga V<sub>1</sub>:

$$M_d \text{ (total)} = 38670 + 3854 = 42524 \text{ kNcm} < 0,95 \phi M_n^{(+)} = 45207 \text{ kNcm} \quad (0,94) \checkmark \text{ OK}$$

Viga V<sub>2</sub>:

$$M_d \text{ (total)} = 40511 + 3859 = 44370 \text{ kNcm} < 0,95 \phi M_n^{(+)} = 44966 \text{ kNcm} \quad (0,99) \checkmark \text{ OK}$$

Viga V<sub>4</sub>:

$$M_d \text{ (total)} = 40770 + 3328 = 44098 \text{ kNcm} < 0,95 \phi M_n^{(+)} = 47227 \text{ kNcm} \quad (0,93) \checkmark \text{ OK}$$

### b.2 – Controle da capacidade de rotação

. *Capacidade de rotação disponível ( $\theta_{disp}$ )*

$$\text{vigas 8 m:} \quad \theta_{disp} = \theta_u = 1,1 \times 30,93 = 34 \text{ mrad}$$

$$\text{vigas 9 m:} \quad \theta_{disp} = \theta_u = 1,1 \times 31,12 = 34 \text{ mrad}$$

. *Capacidade de rotação necessária ( $\theta_{nec}$ ) - para ações verticais de cálculo ( $\beta = 0,85$ )*

$$\text{vigas 8 m:} \quad \theta_{nec} = 15,9 \text{ mrad}$$

$$\text{vigas 9 m:} \quad \theta_{nec} = 19,3 \text{ mrad}$$

. Capacidade de rotação necessária ( $\theta_{nec}$ ) - para ações verticais e horizontais de cálculo com  $\beta = M_d / (0,9M_p)$

vigas 8 m

Vigas  $V_1$  e  $V_3$ : (não houve acréscimo de momento, mas houve acréscimo de rotação)

$$\Delta\theta_{nec} = 1,25 \times 1,4 \times (0,33532 \times 10^{-2} + 0,13983 \times 10^{-5}) = 5,86 \times 10^{-3} \text{ rad} = 5,86 \text{ mrad}$$

$$\theta_{nec} = 15,9 + 5,9 = 21,8 \text{ mrad}$$

vigas 9 m

Viga  $V_2$ :

$$\beta = \frac{44370}{0,9 \times 52900} = 0,93 \cong 0,95$$

$$\theta_{nec} = 0,90 \times 38,9 = 35,0 \text{ mrad}$$

b.3 e b.4 – Não serão verificados porque não são importantes para a comparação dos métodos de análise

b.5 – Não aplicável

b.6 – Verificação de inversão de momentos (ações horizontais de cálculo)

Viga  $V_1$ :

$$M_d = 1,25 \times 1,4 \times 4281 = 7492 \text{ kNcm (descarregamento)} < |0,85 M_u| \quad (0,38) \checkmark \text{ OK}$$

Viga  $V_2$ :

$$M_d = 1,25 \times 1,4 \times 4288 = 7504 \text{ kNcm (descarregamento)} < |0,85 M_u| \quad (0,39) \checkmark \text{ OK}$$

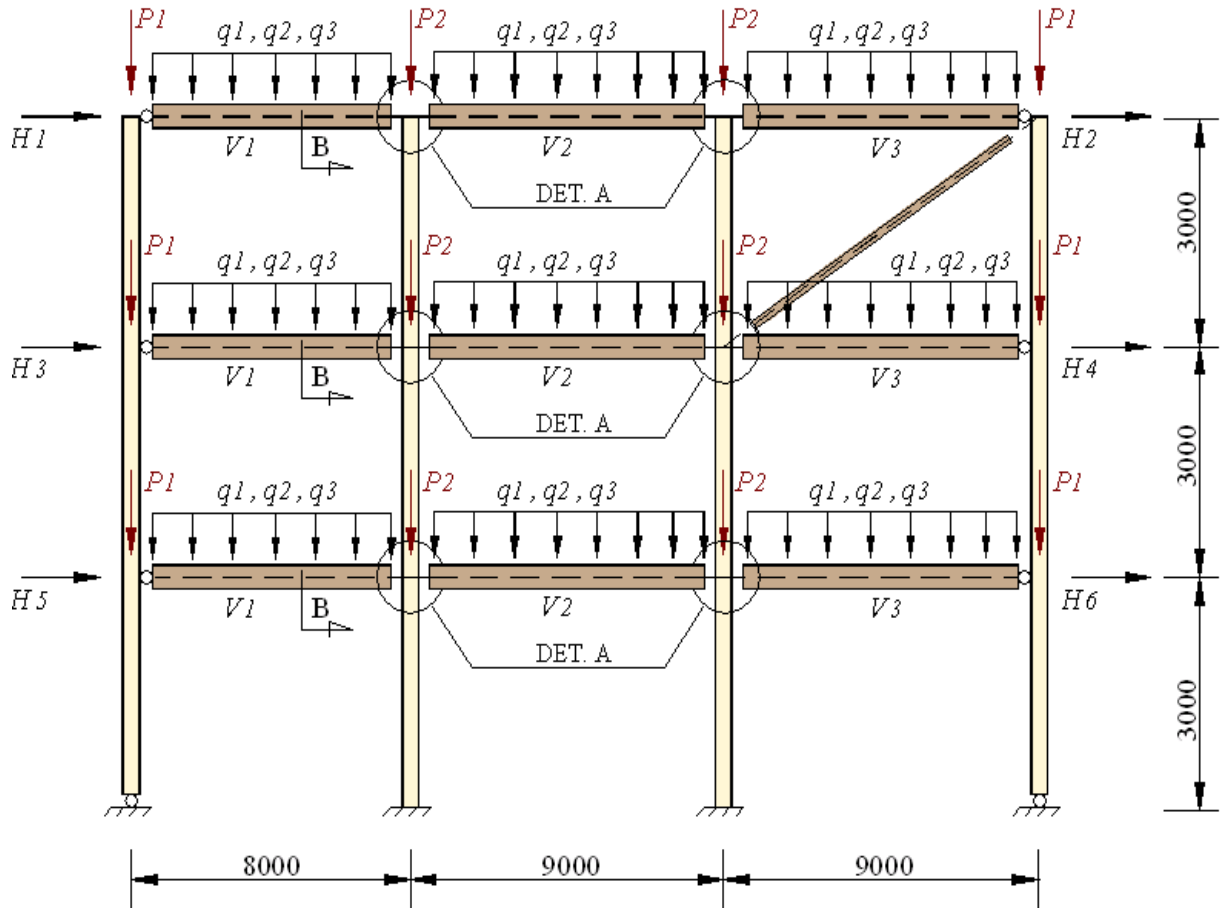
Viga  $V_4$ :

$$M_d = 1,34 \times 1,4 \times 3548 = 6656 \text{ kNcm (descarregamento)} < |0,85 M_u| \quad (0,34) \checkmark \text{ OK}$$

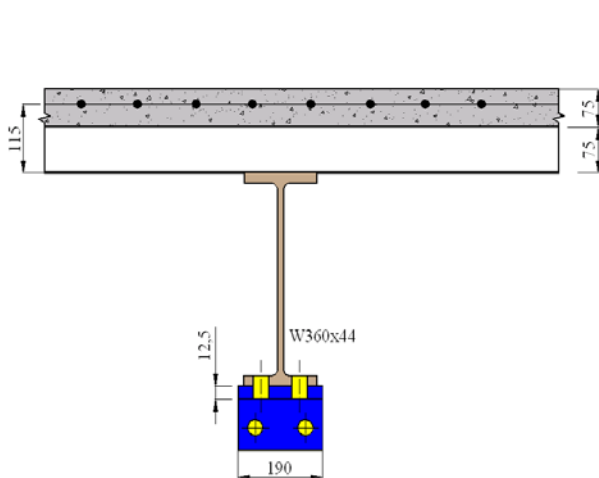
*OBSERVAÇÃO: O momento de cálculo em todas as ligações mistas, para ações verticais de cálculo, é de  $(-)0,85 M_u = (-)19490 \text{ kNcm}$ . Portanto, em todas as ligações mistas não houve inversão de momentos devido às ações horizontais de cálculo.*

### 5.4.3 TERCEIRO EXEMPLO – pórtico e carregamento assimétricos (3 vãos e 3 andares)

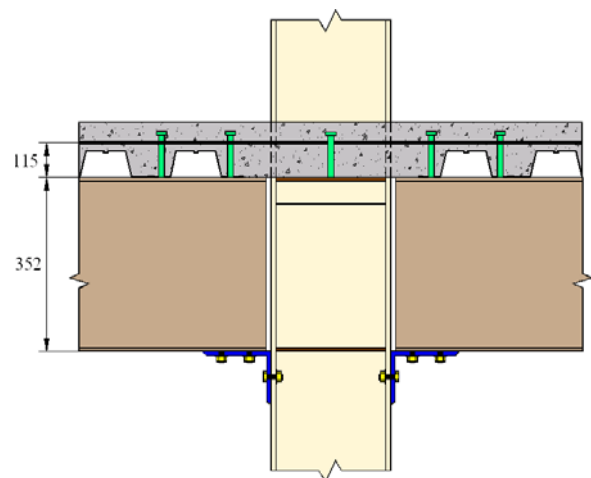
Analisa-se a estrutura mostrada na FIGURA 5.26 pelo MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO.



(a) Ações verticais e horizontais



(b) Corte B



(c) Detalhe A

FIGURA 5.26 – TERCEIRO EXEMPLO: Sistema completo e ligações

**Dados ( FIGURA 5.26 )**

- Perfil do pilar =  $W250 \times 89$  (Catálogo GERDAU AÇOMINAS);
- Diagonal: barra redonda  $\phi = 16 \text{ mm}$  ( $2 \text{ cm}^2$ );
- Ações nominais:
  - $H_1 = 10 \text{ kN}; \quad H_2 = 8 \text{ kN};$
  - $H_3 = 15 \text{ kN}; \quad H_4 = 10 \text{ kN};$
  - $H_5 = 15 \text{ kN}; \quad H_6 = 10 \text{ kN};$
  - $P_1 = 90 \text{ kN (CP)}, \quad 144 \text{ kN (SC)};$
  - $P_2 = 180 \text{ kN (CP)}, \quad 288 \text{ kN (SC)};$
  - $q_1 = \text{carga permanente aplicada antes da cura} = 8,25 \text{ kN/m (Vigas } V_1 \text{ e } V_2)$   
 $= 6,0 \text{ kN/m (Viga } V_3)$
  - $q_2 = \text{carga permanente aplicada depois da cura} = 3 \text{ kN/m};$
  - $q_3 = \text{sobrecarga aplicada depois da cura} = 30 \text{ kN/m; (Vigas } V_1 \text{ e } V_2)$   
 $= 25 \text{ kN/m (Viga } V_3)$
- construção não-escorada;
- concreto de peso normal:  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$  e  $E_c = 22080 \text{ MPa}$   
(de acordo com AISC-LRFD 1999 [58] e NBR8800 1986 [15]);
- aço estrutural:  $f_y = 345 \text{ MPa}, f_u = 450 \text{ MPa}, E_a = 205000 \text{ MPa};$
- armadura principal:  $8 \phi 12,5 \text{ mm}, f_y = 500 \text{ MPa}, \epsilon_{su} = 6\%$  (deformação última);
- mesa inferior da viga ligada a uma cantoneira (FIGURA 5.26-c) por meio de 4 parafusos  $\phi 1''$  ASTM A325 (1993 [68]), com o plano de corte passando pela rosca; o espaçamento entre parafusos na direção da força é de  $70 \text{ mm}$  e o aço da cantoneira tem  $f_u = 485 \text{ MPa};$
- os conectores de cisalhamento têm diâmetro  $19 \text{ mm}$ , havendo interação total tanto na zona de momento negativo quanto na de momento positivo; o primeiro conector fica a  $100 \text{ mm}$  da face do pilar;

- largura efetiva da laje para:
  - . região de momentos positivos: 1600 mm para as vigas  $V_1$ , 1575 mm para as vigas  $V_2$  e 1800 mm para as vigas  $V_3$ ;
  - . região de momentos negativos: 1063 mm para as vigas  $V_1$  e  $V_2$ , 1125 mm para as vigas  $V_3$
- A análise do sistema **durante a concretagem** também não será feita neste exemplo, uma vez que as respostas são as mesmas para o MÉTODO PROPOSTO e para o MÉTODO AVANÇADO (vigas birrotuladas).

### **Propriedades das ligações mistas**

#### ❖ Rigidez de serviço ( $S_i$ )

. vigas 8 m ( $V_1$ ):

$$k_s = 15485 \text{ kN/cm};$$

$$k_c = 4428 \text{ kN/cm}, n(-)=7; \quad \rightarrow S_i = M/\theta = 3087000 \text{ kNcm/rad}$$

$$k_i = 2404 \text{ kN/cm};$$

$$k_{c-modif} = 7 \times 2000 = 14000 \text{ kN/cm} \quad \rightarrow S_i(k_{c-modif}) = 3951000 \text{ kNcm/rad}$$

. vigas 9 m ( $V_2$  e  $V_3$ ):

$$k_s = 15485 \text{ kN/cm};$$

$$k_c = 4275 \text{ kN/cm}, n(-)=7; \quad \rightarrow S_i = M/\theta = 3052000 \text{ kNcm/rad}$$

$$k_i = 2404 \text{ kN/cm};$$

$$k_{c-modif} = 7 \times 2000 = 14000 \text{ kN/cm} \quad \rightarrow S_i(k_{c-modif}) = 3951000 \text{ kNcm/rad}$$

**OBSERVAÇÃO:** dada a proximidade dos dois valores de  $S_i$  também será utilizado o valor médio 3070000 kNcm/rad.

#### ❖ Resistência de cálculo ( $\phi M_u$ )

$$M_u = f_{ys} A_s (d + y) = 50 \times 9,82 \times (35,2 + 11,5) = 22930 \text{ kNcm}$$

$$\phi M_u = 0,85 \times 22930 = 19490 \text{ kNcm} \sim 19500 \text{ kNcm}$$

#### ❖ Capacidade de rotação disponível ( $\theta_{disp}$ )

. vigas 8 m:  $\theta_{disp} = \theta_u = 1,1 \times 30,93 = 34 \text{ mrad}$

. vigas 9 m:  $\theta_{disp} = \theta_u = 1,1 \times 31,12 = 34,2 \sim 34 \text{ mrad}$  (apoio adjacente ao vão de 8 m)

$\theta_{disp} = \theta_u = 1,1 \times 30,78 = 33,9 \sim 34 \text{ mrad}$  (apoio adjacente ao vão de 9 m)

**OBSERVAÇÃO:** obteve-se o coeficiente 1,1 com base em COUCHMAN & WAY, 1999 [32].

❖ *Capacidade de rotação necessária ( $\theta_{nec}$ ) - para ações verticais de cálculo*

. vigas 8 m:  $\theta_{nec} = 15,9 \text{ mrad}$

. vigas 9 m:  $\theta_{nec} = 19,3 \text{ mrad}$

### ***Propriedades das barras***

❖ *Pilares (W250x89)*

$$A = 113,9 \text{ cm}^2, I_z = 14237 \text{ cm}^4$$

❖ *Vigas mistas (W360x44 + laje) - conforme FIGURA 5.26-b*

#### *Propriedades elásticas*

São baseadas na seção transformada para as regiões de momentos positivos, considerando o módulo de elasticidade do concreto  $E_c$  dividido por 2 (para levar em conta a deformação lenta), e baseadas na seção formada pelo perfil de aço e pelas barras de armadura para as regiões de momentos negativos (FIGURAS 5.27 e 5.28).

. *Momento de inércia na região de momentos positivos*

- vigas mistas  $V_1$

$$I_{tr1}^{(+)} = I_{ef}(E_c' = E_c/2, \text{ valor médio para todas as cargas}) = 37900 \text{ cm}^4$$

(LNE a 32,9 cm da face inferior do perfil)

- vigas mistas  $V_2$

$$I_{tr2}^{(+)} = I_{ef}(E_c' = E_c/2, \text{ valor médio para todas as cargas}) = 37690 \text{ cm}^4$$

(LNE a 32,8 cm da face inferior do perfil)

- vigas mistas  $V_3$

$$I_{tr3}^{(+)} = I_{ef}(E_c' = E_c/2, \text{ valor médio para todas as cargas}) = 39320 \text{ cm}^4$$

(LNE a 33,7 cm da face inferior do perfil)

. *Momento de inércia no trecho negativo*

- vigas mistas  $V_1$ ,  $V_2$  e  $V_3$

$$I_{tr1}^{(-)} = I_{tr2}^{(-)} = I_{tr3}^{(-)} = 19360 \text{ cm}^4$$

Resistências plásticas últimas e resistências de cálculo

*OBSERVAÇÃO: tem-se a resistência do concreto corrigida pelo fator 0,7/0,9 conforme NBR8800 1986 [15], e a resistência da armadura corrigida pelo fator 0,85/0,9.*

. Seção de aço

$$M_{pa} = 270 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{n(FLA)} = 243,53 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{n(FLM)} = 243,53 \text{ kNm}$$

. Vigas mistas  $V_1$  , região de momentos positivos

$$M_{p1}^{(+)} = 529 \text{ kNm}$$

$$0,85\phi M_n^{(+)} = 404,48 \text{ kNm (interação total)}$$

. Vigas mistas  $V_2$  , região de momentos positivos

$$M_{p2}^{(+)} = 526 \text{ kNm}$$

$$0,85\phi M_n^{(+)} = 402,33 \text{ kNm (interação total)}$$

. Vigas mistas  $V_3$  , região de momentos positivos

$$M_{p3}^{(+)} = 551 \text{ kNm}$$

$$0,85\phi M_n^{(+)} = 421,57 \text{ kNm (interação total)}$$

. Vigas mistas  $V_1$  ,  $V_2$  , e  $V_3$  região de momentos negativos

*(armadura dentro da largura efetiva)*

$$M_{pn}^{(-)} = 381,36 \text{ kNm}$$

$$M_n (FLD - flambagem lateral por distorção) = 1,0 \times 381,36 = 381,36 \text{ kNm}$$

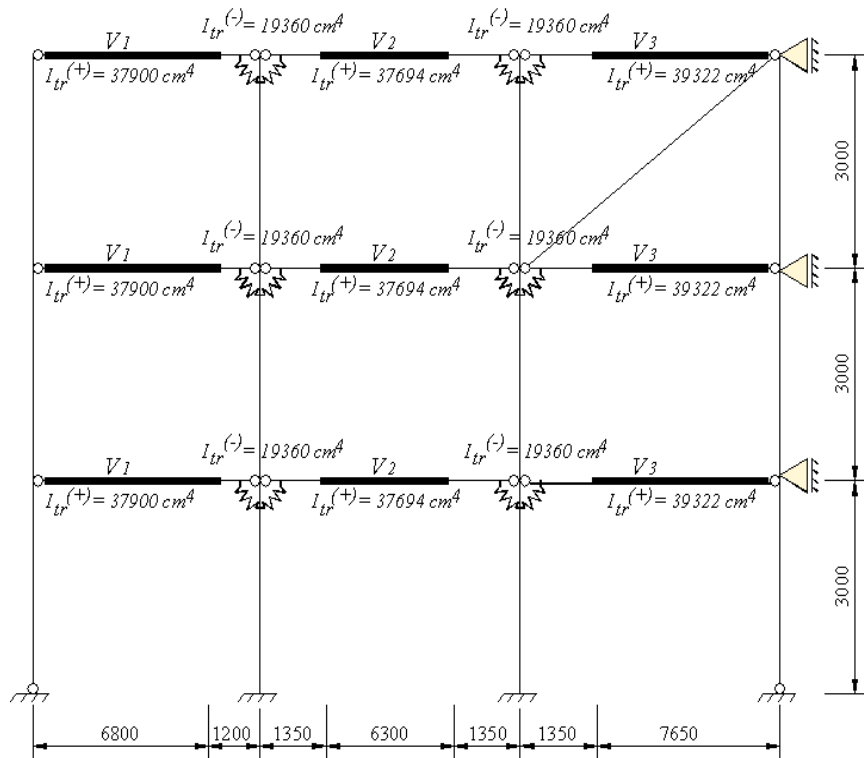


FIGURA 5.27 – TERCEIRO EXEMPLO: Sistema com apoios fictícios - MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO ( $S_i = 3070000 \text{ kNcm/rad}$ ) - ações verticais nominais

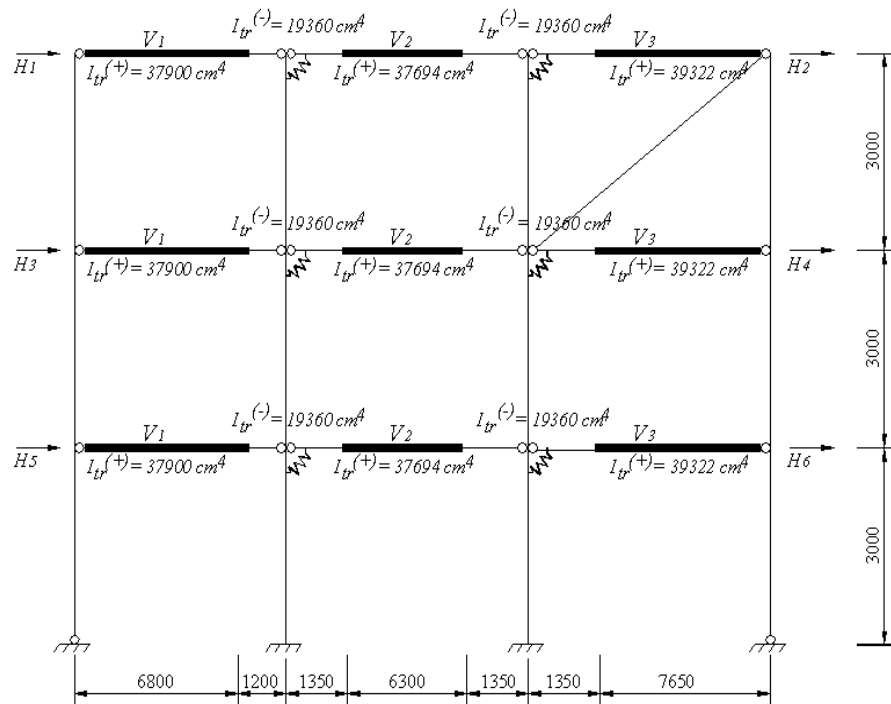


FIGURA 5.28 – TERCEIRO EXEMPLO: Sistema deslocável - MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO

$S_i(k_{c-modif}) = 3951000 \text{ kNcm/rad}$  - ações horizontais na direção positiva +X

- A análise rígido-plástica para a verificação dos estados limites últimos já foi feita pelo programa LIGMISTA.EXE (PIRES, 2003 [63]) para **ações verticais de cálculo**, tendo sido obtidos os seguintes esforços solicitantes de cálculos:

Viga  $V_1$ :

$$M_{dmáx}^{(+)} = 386,70 \text{ kNm} (x = 3,57\text{m}) < 0,85\phi M_n^{(+)} = 404,48 \text{ kNm} \quad (0,96) \checkmark \text{ OK}$$

$$V_{dmax} = 269,24 \text{ kN} < \phi V_n = 427,29 \text{ kN} \quad (0,63) \checkmark \text{ OK}$$

Viga  $V_2$ :

$$M_{dmáx}^{(+)} = 405,14 \text{ kNm} (x = 4,50\text{m}) < 0,85\phi M_n^{(+)} = 402,33 \text{ kNm} \quad (1,007) \checkmark \text{ OK}$$

$$V_{dmax} = 273,38 \text{ kN} < \phi V_n = 427,29 \text{ kN} \quad (0,64) \checkmark \text{ OK}$$

Viga  $V_3$ :

$$M_{dmáx}^{(+)} = 407,73 \text{ kNm} (x = 4,97 \text{ m}) < 0,85\phi M_n^{(+)} = 421,57 \text{ kNm} \quad (0,97) \checkmark \text{ OK}$$

$$V_{dmax} = 248,77 \text{ kN} < \phi V_n = 427,29 \text{ kN} \quad (0,58) \checkmark \text{ OK}$$

- Fazendo-se a análise elástica segundo a metodologia do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO, para **ações verticais nominais**, conforme ITEM 4.1.3-a, tem-se:

CONTROLES

- a.1 – deslocamentos verticais das vigas (subtraindo recalques de pilares)

Viga  $V_1$ :

$$1,62 \text{ cm} < 800/360 = 2,22 \text{ cm} \text{ (do lado da segurança, pois inclui CP e SC)}$$

$$(0,73) \checkmark \text{ OK}$$

Viga  $V_2$ :

$$1,89 \text{ cm} < 900/360 = 2,50 \text{ cm} \text{ (do lado da segurança, pois inclui CP e SC)}$$

$$(0,75) \checkmark \text{ OK}$$

Viga  $V_3$ :

$$2,11 \text{ cm} < 900/360 = 2,50 \text{ cm} \text{ (do lado da segurança, pois inclui CP e SC)}$$

$$(0,84) \checkmark \text{ OK}$$

- a.2 – não será feito, pois não foi feita análise na fase de concretagem

- a.3 – maior momento nas ligações mistas:

$$13636 \text{ kNcm} < (2/3)M_u = (2/3) \times 22930 = 15287 \text{ kNcm} \quad (0,89) \checkmark \text{ OK}$$

a.4 – verificação das tensões nas mesas inferiores das vigas de 9 m ( $V_2$  e  $V_3$ ):

Viga  $V_1$ :

. Fase de concretagem:  $M = \frac{8,25 \times 8^2}{8} = 66 \text{ kNm}$

Tensões:  $\sigma'_{AC} = \frac{6600}{696,5} = 9,5 \text{ kN/cm}^2$

. Ações nominais verticais:  $V_{esq} = 116,62 \text{ kN}$

$x = \frac{116,62}{0,33} = 353 \text{ cm (fora do centro)}$

$M_{m\acute{a}x}^{(+)} = 116,62 \times 353 - 0,33 \times \frac{353^2}{2} = 20606 \text{ kNcm}$

Tensões:  $\sigma''_{AC} = \frac{20606}{37900} \times 32,9 = 17,9 \text{ kN/cm}^2$

Tensões finais:  $\sigma'_{AC} + \sigma''_{AC} = 27,4 \text{ kN/cm}^2 < 34,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (0,79) \checkmark \text{ OK}$

Viga  $V_2$ :

. Fase de concretagem:  $M = \frac{8,25 \times 9^2}{8} = 8350 \text{ kNcm}$

Tensões:  $\sigma'_{AC} = \frac{8350}{696,5} = 12 \text{ kN/cm}^2$

. Ações nominais verticais:  $V_{esq} = 148,13 \text{ kNm}$

$x = \frac{148,13}{0,33} = 449 \text{ cm } (\cong \text{no centro})$

$M_{m\acute{a}x}^{(+)} = 148,31 \times 449 - 0,33 \times \frac{449^2}{2} - 13200 =$   
 $= 20046 \text{ kNcm}$

Tensões:  $\sigma''_{AC} = \frac{20046}{37690} \times 32,8 = 17,4 \text{ kN/cm}^2$

Tensões finais:  $\sigma'_{AC} + \sigma''_{AC} = 29,4 \text{ kN/cm}^2 < 34,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (0,85) \checkmark \text{ OK}$

Viga  $V_3$ :

. Fase de concretagem:  $M = \frac{6 \times 9^2}{8} = 6075 \text{ kNcm}$

Tensões:  $\sigma'_{AC} = \frac{6075}{696,5} = 8,72 \text{ kN/cm}^2$

. Ações nominais verticais:  $V_{esq} = 140,94 \text{ kNm}$

$$x = \frac{140,94}{0,28} = 503 \text{ cm (fora do centro)}$$

$$M_{m\acute{a}x}^{(+)} = 140,94 \times 503 - 0,28 \times \frac{503^2}{2} - 13448 = \\ = 22024 \text{ kNcm}$$

$$\text{Tensões: } \sigma''_{AC} = \frac{22024}{39320} \times 33,7 = 18,9 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Tensões finais: } \sigma'_{AC} + \sigma''_{AC} = 27,6 \text{ kN/cm}^2 > 34,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (0,80) \checkmark \text{ OK}$$

a.5 – reações nos apoios horizontais fictícios

Nível 9 m:

$$-1,59 \text{ kN}; | -1,59 | < 0,15 \times (10 + 8) = 2,70 \text{ kN} \quad (0,59) \checkmark \text{ OK}$$

Nível 6 m:

$$-1,96 \text{ kN}; | -1,96 | < 0,15 \times (15 + 10) = 3,75 \text{ kN} \quad (0,52) \checkmark \text{ OK}$$

Nível 3 m:

$$1,12 \text{ kN}; | 1,12 | < 0,15 \times (15 + 10) = 3,75 \text{ kN} \quad (0,30) \checkmark \text{ OK}$$

Níveis 9 m e 6 m:

$$| -1,59 - 1,96 | = 3,55 < 0,10 \times (10 + 8 + 15 + 10) = 4,30 \quad (0,83) \checkmark \text{ OK}$$

Níveis 6 m e 3 m:

$$| -1,96 + 1,12 | = 0,84 < 0,10 \times (15 + 10 + 15 + 10) = 5,0 \quad (0,17) \checkmark \text{ OK}$$

- A análise rígido-plástica para a verificação dos estados limites últimos já foi feita pelo programa LIGMISTA.EXE (PIRES, 2003 [63]). Segundo a metodologia do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO, para **ações verticais de cálculo**, conforme ITEM 4.1.3-b, tem-se:

#### CONTROLES

b.1 – maior momento positivo na viga mista não pode ser superior a  $0,9 \times 0,85M_p^{(+)}$  já verificado anteriormente.

b.2 – maior momento positivo na viga mista não pode ser inferior a  $0,85M_u$

##### Viga $V_1$ :

$$M_{dmáx}^{(+)} = 386,70 \text{ kNm} (x = 3,57\text{m}) > 0,85M_u = 194,9 \text{ kNm} \quad (1,98) \checkmark \text{ OK}$$

##### Viga $V_2$ :

$$M_{dmáx}^{(+)} = 405,14 \text{ kNm} (x = 4,50 \text{ m}) > 0,85M_u = 194,9 \text{ kNm} \quad (2,08) \checkmark \text{ OK}$$

##### Viga $V_3$ :

$$M_{dmáx}^{(+)} = 407,73 \text{ kNm} (x = 4,97 \text{ m}) > 0,85M_u = 194,9 \text{ kNm} \quad (2,09) \checkmark \text{ OK}$$

b.3 – controle da *capacidade de rotação necessária*

##### Vigas 8 m:

$$\theta_{nec} = 15,9 \text{ mrad} < \theta_u = 1,1 \times 30,93 = 34 \text{ mrad} \quad (0,47) \checkmark \text{ OK}$$

##### Vigas 9 m:

$$\theta_{nec} = 19,3 \text{ mrad} < \theta_u = 1,1 \times 31,12 = 34,2 \sim 34 \text{ mrad}$$

(apoio adjacente ao vão de 8 m) (0,57)  $\checkmark$  OK

$$< \theta_u = 1,1 \times 30,78 = 33,9 \sim 34 \text{ mrad}$$

(apoio adjacente ao vão de 9 m) (0,57)  $\checkmark$  OK

- Fazendo-se a análise elástica de primeira ordem segundo a metodologia do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO, para **ações horizontais nominais**, conforme ITEM 4.1.4-a, tem-se os seguintes resultados:

**Vento +X (posicionar as molas no lado do sotavento)**

Determinação de  $B_2$  (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]) – FIGURA 5.29:

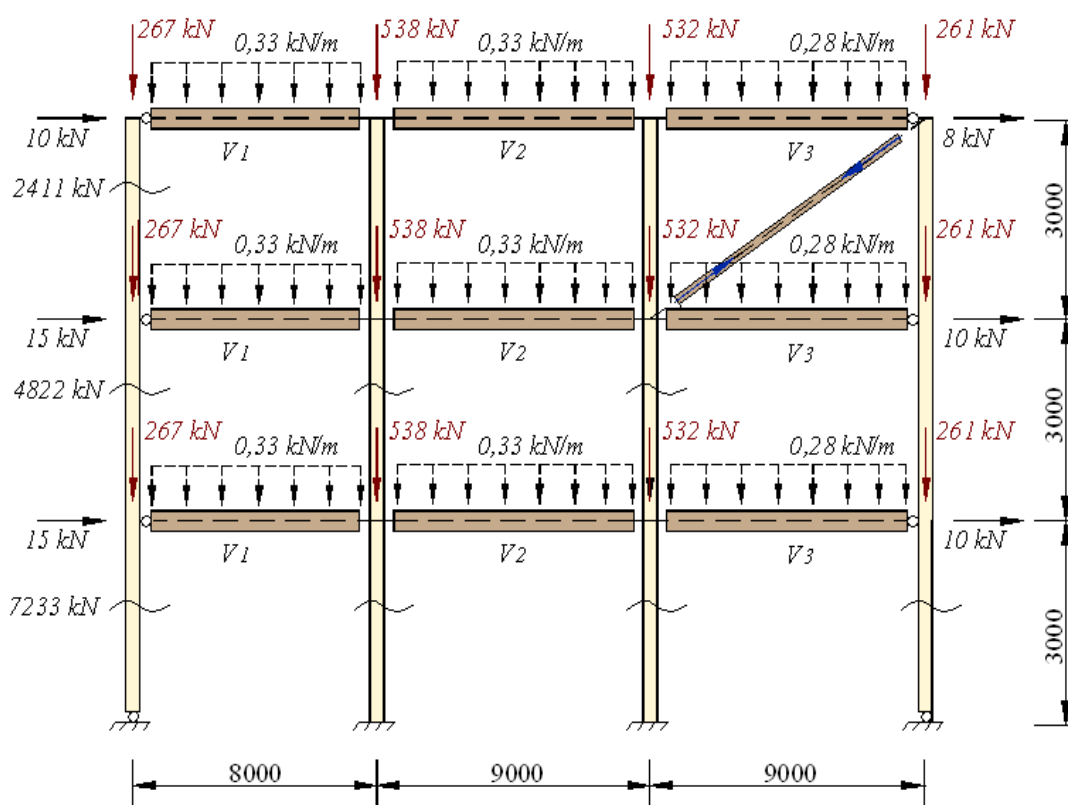


FIGURA 5.29 – TERCEIRO EXEMPLO: soma das forças normais nos pilares devido às ações verticais nominais e ações horizontais nominais

$$\text{1º andar: } B_2 = \frac{I}{\left[ I - \left( \frac{0,49}{300} \right) \left( \frac{7233}{68} \right) \right]} = 1,21 > 1,30 \quad (0,93) \checkmark \text{ OK}$$

$$\text{2º andar: } B_2 = \frac{I}{\left[ I - \left( \frac{0,75}{300} \right) \left( \frac{4822}{43} \right) \right]} = 1,39 > 1,30 \quad (1,07) \times \text{ NOK}$$

$$\text{3º andar: } B_2 = \frac{I}{\left[ I - \left( \frac{0,48}{300} \right) \left( \frac{2411}{18} \right) \right]} = 1,27 < 1,30 \quad (0,98) \checkmark \text{ OK}$$

## CONTROLES

a.1 – deslocamento horizontal máximo:

$$1,27 \times 1,73 = 2,20 < H/400 = 2,25 \text{ cm} \quad (0,98) \checkmark \text{ OK}$$

. deslocamento relativo máximo:

(do lado da segurança, pois não foi eliminada a inclinação do painel)

$$1,39 \times 0,75 = 1,04 \text{ cm} > 300/500 = 0,60 \text{ cm} \quad (1,73) \times \text{ NOK}$$

a.2 – maior tensão normal nos pilares:

$$M = 396,5 + 1,21 \times 5206 = 6696 \text{ kNcm}$$

$$N = 2501 + 7,5 = 2509 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{6696}{1095} + \frac{2509}{113,9} = 28,1 \text{ kN/cm}^2 < 34,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (0,81) \checkmark \text{ OK}$$

### **Vento -X (reposicionar as molas no lado do sotavento)**

Não será analisado.

- Fazendo-se a análise elástica de primeira ordem segundo a metodologia do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO, para **ações horizontais de cálculo**, conforme ITEM 4.1.4-b e usando-se coeficiente de majoração das ações de 1,4 para todas as ações (por simplicidade), tem-se os seguintes resultados:

### **Vento +X (posicionar as molas no lado do sotavento)**

Determinação de  $B_2$  (QUEIROZ *et al*, 2001 [16]) – FIGURA 5.30:

$$\underline{1^\circ \text{ andar:}} \quad B_2 = \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{1,4 \times 0,49}{300} \right) \left( \frac{1,4 \times 7233}{1,4 \times 68} \right) \right]} = 1,32 > 1,30 \quad (1,02) \times \text{ NOK}$$

$$\underline{2^\circ \text{ andar:}} \quad B_2 = \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{1,4 \times 0,75}{300} \right) \left( \frac{1,4 \times 4822}{1,4 \times 43} \right) \right]} = 1,65 > 1,30 \quad (1,27) \times \text{ NOK}$$

$$\underline{3^\circ \text{ andar:}} \quad B_2 = \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{1,4 \times 0,48}{300} \right) \left( \frac{1,4 \times (2412 - 1)}{1,4 \times 18} \right) \right]} = 1,43 > 1,30 \quad (1,10) \times \text{ NOK}$$

**OBSERVAÇÃO:** a força vertical de 1 kN refere-se à projeção da força axial na diagonal.

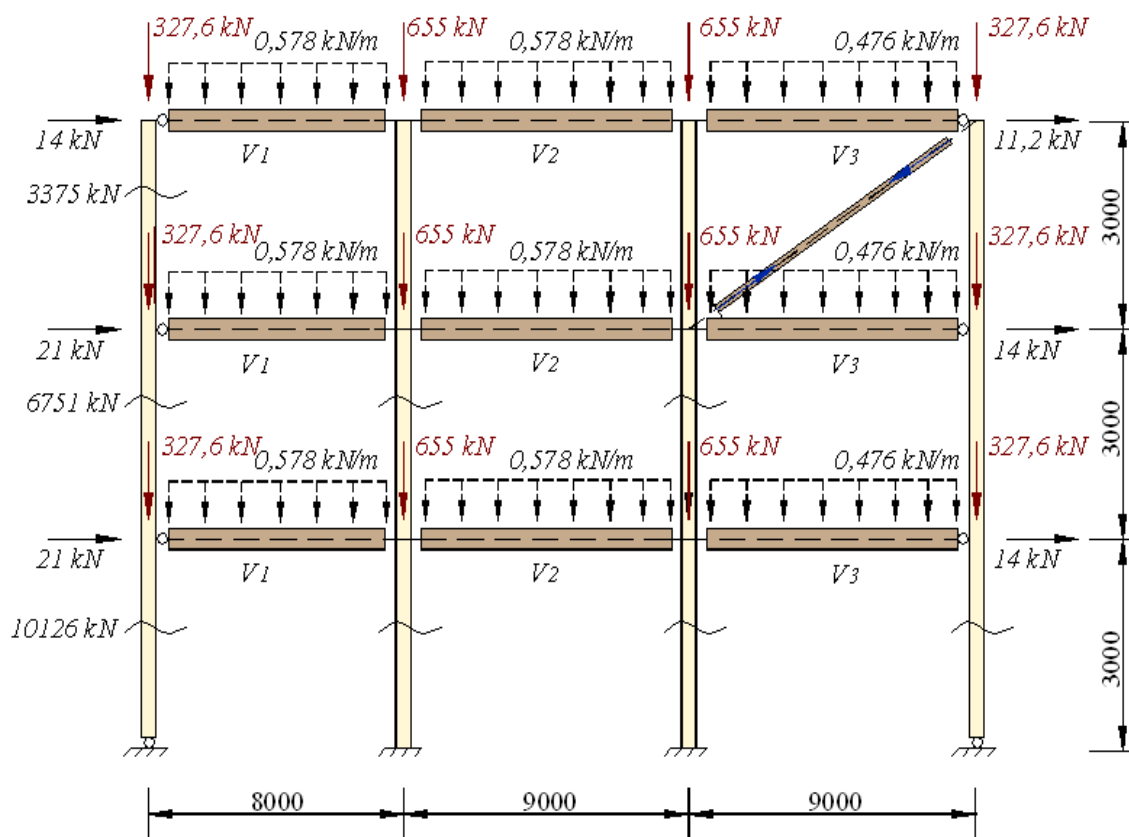


FIGURA 5.30 – TERCEIRO EXEMPLO: soma das forças normais nos pilares devido às ações verticais de cálculo e ações horizontais de cálculo

## CONTROLES

### b.1 – Maior momento positivo nas vigas mistas

. Acréscimos devidos às ações horizontais:

Viga V<sub>2</sub>:

$$\Delta M_d = 1,32 \times 1,4 \times 1427 = 2637 \text{ kNcm}$$

Viga V<sub>3</sub>:

$$\Delta M_d = 1,32 \times 1,4 \times 1447 = 2674 \text{ kNcm}$$

. Valores finais

Viga V<sub>2</sub>:

$$M_d (\text{total}) = 40514 + 2637 = 43151 \text{ kNcm} < 0,95 \phi M_n^{(+)} = 45230 \text{ kNcm} \quad (0,95) \checkmark \text{ OK}$$

Viga V<sub>3</sub>:

$$M_d (\text{total}) = 40773 + 2674 = 43447 \text{ kNcm} < 0,95 \phi M_n^{(+)} = 47110 \text{ kNcm} \quad (0,92) \checkmark \text{ OK}$$

b.2 – Controle da capacidade de rotação

. Capacidade de rotação disponível ( $\theta_{disp}$ )

$$\text{vigas 8 m: } \theta_{disp} = \theta_u = 1,1 \times 30,93 = 34 \text{ mrad}$$

$$\text{vigas 9 m: } \theta_{disp} = \theta_u = 1,1 \times 31,12 = 34,2 \sim 34 \text{ mrad (apoio adjacente ao vão de 8 m)}$$

$$\theta_{disp} = \theta_u = 1,1 \times 30,78 = 33,9 \sim 34 \text{ mrad (apoio adjacente ao vão de 9 m)}$$

*OBSERVAÇÃO: obteve-se o coeficiente 1,1 com base em COUCHMAN & WAY, 1999 [32].*

. Capacidade de rotação necessária ( $\theta_{nec}$ ) - para ações verticais de cálculo ( $\beta = 0,85$ )

$$\text{vigas 8 m: } \theta_{nec} = 15,9 \text{ mrad}$$

$$\text{vigas 9 m: } \theta_{nec} = 19,3 \text{ mrad}$$

. Capacidade de rotação necessária ( $\theta_{nec}$ ) - para ações verticais e horizontais de cálculo com  $\beta = M_d / (0,9M_p)$

vigas 8 m

Viga  $V_{1_1}$  (não houve acréscimo de momento, mas houve acréscimo de rotação)

$$\Delta\theta_{nec} = 1,4 \times 1,32 \times 2,2 = 4,1 \text{ mrad} \quad \theta_{nec} = 15,9 + 4,1 = 20 \text{ mrad}$$

vigas 9 m

Viga  $V_2$

$$\beta = \frac{43151}{0,9 \times 52900} = 0,91 \cong 0,90 \quad \theta_{nec} = 0,79 \times 38,9 = 30,7 \text{ mrad}$$

b.3 e b.4 – Não serão verificados porque não são importantes para a comparação dos métodos de análise

b.5 – Não aplicável

b.6 – Verificação de inversão de momentos (ações horizontais de cálculo)

Viga  $V_{2_1}$ :

$$M_d = 1,32 \times 1,4 \times 2853 = 5272 \text{ kNcm (descarregamento)} < |0,85 M_u| \quad (0,37) \checkmark \text{ OK}$$

Viga  $V_{3_1}$ :

$$M_d = 1,32 \times 1,4 \times 2895 = 5350 \text{ kNcm (descarregamento)} < |0,85 M_u| \quad (0,27) \checkmark \text{ OK}$$

*OBSERVAÇÃO: O momento de cálculo em todas as ligações mistas, para ações verticais de cálculo, é de  $(-),85 M_u = (-)19490 \text{ kNcm}$ . Portanto, em todas as ligações mistas não houve inversão de momentos devido às ações horizontais de cálculo.*

# 6

## MÉTODO DE ANÁLISE AVANÇADO

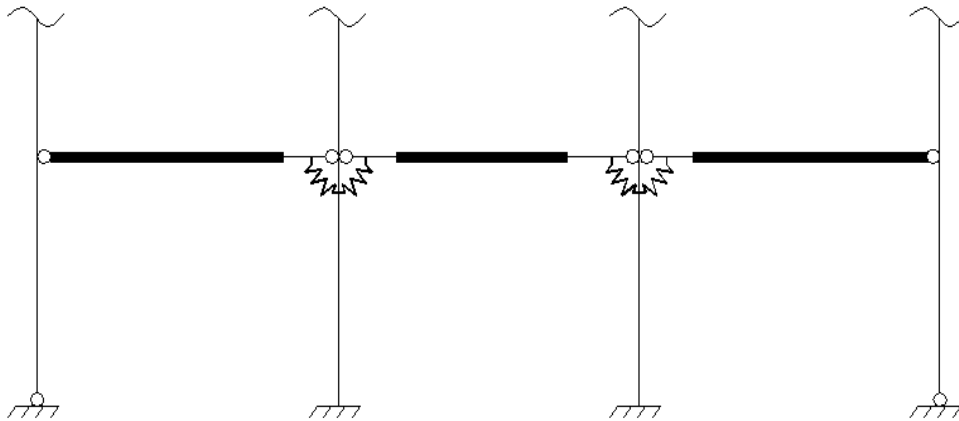
*“Se realmente entendemos o problema, a solução virá dele.  
Porque a solução não está separada do problema.”*

### 6.1 Descrição

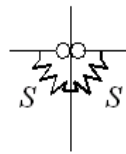
Na fase de concretagem, o procedimento utilizado neste método é o mesmo indicado no CAPÍTULO 5. Na fase final, após a cura do concreto, foi desenvolvido um modelo de elementos finitos para um software existente, com o qual pode ser feita uma ANÁLISE AVANÇADA do sistema real.

Basicamente, nesta ANÁLISE AVANÇADA os efeitos de 2<sup>a</sup> ordem são determinados levando-se em conta a não-linearidade geométrica, considerando-se grandes deslocamentos. A não-linearidade física, no caso a plasticidade, é também considerada na análise, devendo o carregamento ser aplicado incrementalmente. As ações horizontais de cálculo são aplicadas depois da aplicação completa das ações verticais de cálculo. Os comprimentos de flambagem dos pilares, mesmo com a análise de 2<sup>a</sup> ordem, são superiores às distâncias entre dois nós consecutivos. Entretanto, é possível utilizar comprimentos de flambagem iguais às distâncias mencionadas, aplicando-se na estrutura cargas horizontais nocionais para levar em conta imperfeições geométricas, inelasticidade, ou ambos (AISC-LRFD, 2003 [ 77]).

Faz-se uma análise plástica do sistema mostrado esquematicamente na FIGURA 6.1 considerando o diagrama *momento-rotação* das ligações mistas apresentado na FIGURA 6.2, considerando o descarregamento paralelo à inclinação inicial do diagrama, com a rigidez proposta no CAPÍTULO 4 em função dos resultados experimentais ( $k_{c-modif}$ ). Com este procedimento, as flechas devidas às ações verticais nominais tendem a ficar inferiores às reais.



(a) Sistema completo



(b) Ligações das vigas com os pilares internos

FIGURA 6.1 – Sistema semicontínuo

No diagrama *momento-rotação* da FIGURA 6.2, a rotação  $\theta'$  foi determinada da seguinte forma (ANEXO J, EUROCODE 3 [26]):

$$S_{sec} = \left(\frac{2}{3}\right)^2 \times S_i \quad (6.1)$$

$$\theta' = \frac{\phi M_u}{S_{sec}} \quad (6.2)$$

A rotação  $\theta_{ser}$  é dada por:

$$\theta_{ser} = \frac{\left(\frac{2}{3}\right)\phi M_u}{S_i} \quad (6.3)$$

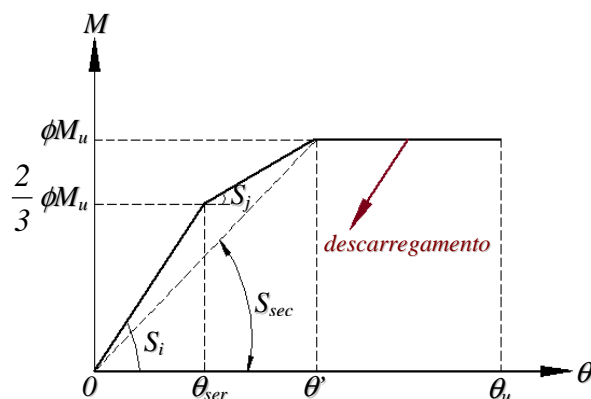


FIGURA 6.2 – Curva momento-rotação da ligação mista

A não-linearidade física (plasticidade) é considerada nas ligações mistas e nas vigas, uma vez que não se prevê a formação de rótulas plásticas nos pilares (ver CAPÍTULO 4).

O programa utilizado é o ANSYS v8.1, 2004 [59]. A ligação mista viga-pilar é simulada pelo elemento COMBIN39 (mola não-linear com rigidez de descarregamento igual à rigidez de serviço, neste caso igual à rigidez inicial). As vigas, as lajes e os pilares são simulados pelo elemento 3D plástico BEAM24, que admite análise com grandes deslocamentos.

*OBSERVAÇÃO: Usando-se o elemento BEAM24, as propriedades elásticas e as resistências plásticas das vigas mistas e dos pilares são determinadas automaticamente pelo programa. Utiliza-se uma largura transformada de laje, baseada na média de dois critérios, o da razão modular e o da razão de resistências entre o aço e o concreto. Este procedimento é válido quando as duas razões mencionadas são aproximadamente iguais. Contudo, se as duas razões forem significativamente diferentes, a largura da laje deve ser tomada sem redução, considerando-se as propriedades do concreto, e o modelo da seção transversal não pode ser formado por apenas um elemento BEAM24.*

Para a determinação de deslocamentos devidos às ações verticais nominais, introduzidas após a cura do concreto, o carregamento pode ser aplicado de uma só vez. Para a determinação dos deslocamentos devidos às ações verticais e horizontais nominais, aplicam-se, na sequência, as ações horizontais em 10 (dez) passos iguais.

Para a análise plástica, as ações de cálculo (correspondentes a todas as ações introduzidas antes e depois da cura do concreto) são aplicadas como a seguir:

- . carga permanente + sobrecarga (nominal ou de cálculo) – 10 (dez) passos com incrementos em progressão geométrica de razão decrescente;
- . ações horizontais (nominal ou de cálculo) – 10 (dez) passos iguais, uma vez que a estrutura já apresenta plastificações, mantendo-se o último carregamento vertical.

*OBSERVAÇÃO: Em comparações de análises com número variável de passos, constatou-se que as ações verticais poderiam ser aplicadas em um só passo, porém, para as ações horizontais subsequentes, só foi possível obter bons resultados com dez passos.*

## 6.2 Aferição de Resultados do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO

### 6.2.1 PRIMEIRO EXEMPLO – pórtico e carregamento simétricos (3 vãos e 1 andar)

*OBSERVAÇÕES:*

- a) Este exemplo foi extraído do artigo “Analysis of Composite Connections in Unbraced Frames Subjected to Wind and Gravity Loading” de QUEIROZ et al, 2005 [66].
- b) Trabalhe este exemplo em conjunto com o exemplo 5.2.1 do CAPÍTULO 5.

Aplicando-se o procedimento descrito no ITEM 6.1, determinam-se as rotações  $\theta'$  (ANEXO J, EUROCODE 3 [26]) e  $\theta_{ser}$ :

$$\theta' = \frac{\phi M_u}{S_{sec}} = \frac{14008}{\left(\frac{2}{3}\right)^2 \times 2182000} = 14,4 \text{ mrad} \quad (6.4)$$

$$\theta_{ser} = \frac{\left(\frac{2}{3}\right) \phi M_u}{S_i} = \frac{\left(\frac{2}{3}\right) 14008}{2182000} = 4,3 \text{ mrad} \quad (6.5)$$

Os resultados são mostrados na FIGURA 6.3.

Utilizando-se o procedimento descrito no ITEM 6.1 obtém-se os deslocamentos devidos às ações verticais nominais, introduzidas após a cura do concreto. Tais deslocamentos são apresentados TABELA 6.1.

Os resultados principais da análise plástica, para as ações de cálculo introduzidas antes e depois da cura do concreto, são apresentados na TABELA 6.2. A aplicação das cargas foi feita conforme descrito no ITEM 6.1.

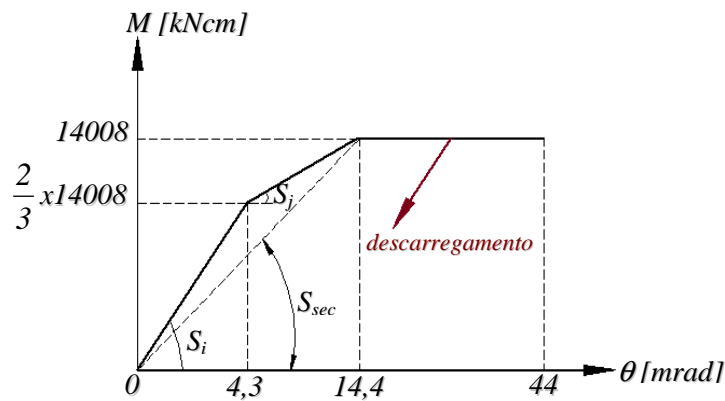


FIGURA 6.3 – Curva momento-rotação da ligação mista – EXEMPLO 6.1

TABELA 6.1 – Resultados do MÉTODO AVANÇADO – ações verticais nominais

Flecha da viga $V_1$	0,8 cm
Rotação da ligação direita da $V_1$ ( $\phi_{dir}$ )	2,4 mrad (antihorário)
Rotação da ligação esquerda da $V_2$ ( $\phi_{esq}$ )	2,4 mrad (horário)
Rotação relativa entre $V_1$ and $V_2$	4,8 mrad

TABELA 6.2 – Resultados do MÉTODO AVANÇADO – ações de cálculo

	SOMENTE AÇÕES VERTICAIS	AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS
$\Delta H_{dmáx}$	~ 0	1,3 cm
$M_d$ (base do pilar interno)	394 kNcm	5768 kNcm
$M_{d(+)} (V_1)$	31667 kNcm <sup>a</sup>	32585 kNcm <sup>a</sup>
$M_{d(-)}$ (viga $V_1$ esquerda – extremidade direita)	13772 kNcm	14003 kNcm
$M_{d(-)}$ (viga $V_1$ direita – extremidade esquerda)	13772 kNcm	11787 kNcm
$M_{d(+)} (V_2)$	28293 kNcm	29047 kNcm
$M_{d(-)}$ (viga $V_2$ - extremidade esquerda)	12909 kNcm	10284 kNcm

<sup>a</sup> O maior momento fletor positivo (+) da viga  $V_1$  é aproximadamente igual a 90% da resistência nominal da viga mista a momento fletor, não somente para ações verticais, mas também para ações verticais e horizontais.

As rotações necessárias determinadas pelo MÉTODO AVANÇADO para a extremidade direita da viga  $V_1$  esquerda são: - ações verticais de cálculo:  $14,4 \text{ mrad}$ ;  
- ações verticais e horizontais de cálculo:  $16,1 \text{ mrad}$ .

Nas TABELAS 6.3, 6.4 e 6.5 faz-se a comparação dos resultados do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO (ver CAPÍTULO 5, ITEM 5.4.1) e do MÉTODO AVANÇADO.

TABELA 6.3 - Comparação de resultados – ações verticais nominais

	MÉTODO AVANÇADO	VIGA SEMICONTÍNUA	VIGA CONTÍNUA
Flecha da viga $V_1$	0,8 cm	0,8 cm	0,6 cm
Rotação da ligação direita da $V_1$ ( $\varphi_{dir}$ )	2,4 mrad (antihorário)	2,4 mrad (antihorário)	0,5 mrad (antihorário)
Rotação da ligação esquerda da $V_2$ ( $\varphi_{esq}$ )	2,4 mrad (horário)	2,3 mrad (horário)	0,5 mrad (antihorário)
Rotação relativa entre $V_1$ and $V_2$	4,8 mrad	4,7 mrad	0

TABELA 6.4 - Comparação de resultados – somente ações verticais de cálculo

	MÉTODO AVANÇADO	MÉTODO PROPOSTO
$\Delta H_{dmáx}$	~ 0	0
$M_d$ (base do pilar interno)	394 kNcm	0
$M_{d(+)}(V_1)$	31667 kNcm	31950 kNcm
$M_{d(-)}$ (viga $V_1$ esquerda – extremidade direita)	13772 kNcm	14008 kNcm
$M_{d(-)}$ (viga $V_1$ direita – extremidade esquerda)	13772 kNcm	14008 kNcm
$M_{d(+)}(V_2)$	28293 kNcm	27275 kNcm
$M_{d(-)}$ (viga $V_2$ - extremidade esquerda)	12909 kNcm	14008 kNcm

TABELA 6.5 - Comparação de resultados – ações verticais e horizontais de cálculo

	MÉTODO AVANÇADO	MÉTODO PROPOSTO
$\Delta H_{dmáx}$	1.3 cm	1.3 cm
$M_d$ (base do pilar interno)	5768 kNcm	5670 kNcm
$M_{d(+)}(V_1)$	32585 kNcm	33200 kNcm
$M_{d(-)}$ (viga $V_1$ esquerda – extremidade direita)	14003 kNcm	14008 kNcm
$M_{d(-)}$ (viga $V_1$ direita – extremidade esquerda)	11787 kNcm	11059 kNcm
$M_{d(+)}(V_2)$	29047 kNcm	28737 kNcm
$M_{d(-)}$ (viga $V_2$ - extremidade esquerda)	10284 kNcm	11085 kNcm

**OBSERVAÇÕES:**

- Todas as respostas do MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO são muito próximas das obtidas pelo método avançado.
- A capacidade de rotação necessária determinada pelo MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO ( $22,9 \text{ mrad}$  – ITEM 5.4.1) foi maior do que a determinada pelo MÉTODO AVANÇADO ( $16,1 \text{ mrad}$ ), isto é, o MÉTODO PROPOSTO ficou do lado da segurança quanto a este requisito. Entretanto, as previsões de ambos os métodos ficaram bem abaixo da capacidade de rotação disponível ( $44 \text{ mrad}$  – ITEM 5.4.1).

## 6.2.2 SEGUNDO EXEMPLO – pórtico e carregamento assimétricos (3 vãos e 2 andares)

*OBSERVAÇÃO: Trabalhe este exemplo em conjunto com o exemplo 5.2.2 do CAPÍTULO 5.*

Aplicando-se o procedimento descrito no ITEM 6.1, determinam-se as rotações  $\theta'$  (ANEXO J, EUROCODE 3 [26]) e  $\theta_{ser}$ :

$$\theta' = \frac{\phi M_u}{S_{sec}} = \frac{19490}{\left(\frac{2}{3}\right)^2 \times 3951000} = 11,1 \text{ mrad} \quad (6.6)$$

$$\theta_{ser} = \frac{\left(\frac{2}{3}\right) \phi M_u}{S_i(k_{c-modif})} = \frac{\left(\frac{2}{3}\right) 19490}{3951000} = 3,3 \text{ mrad} \quad (6.7)$$

Os resultados são mostrados na FIGURA 6.4.

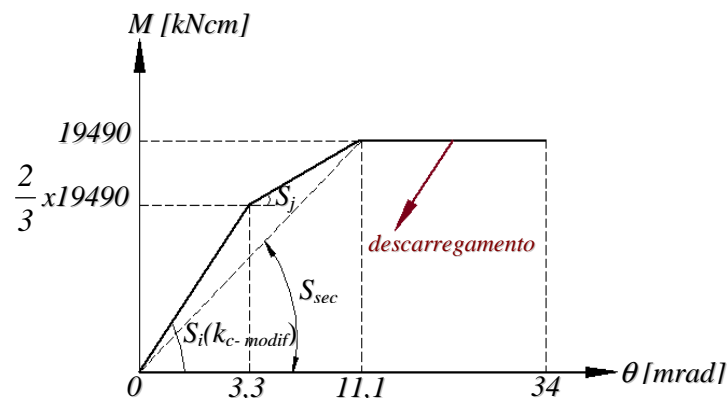


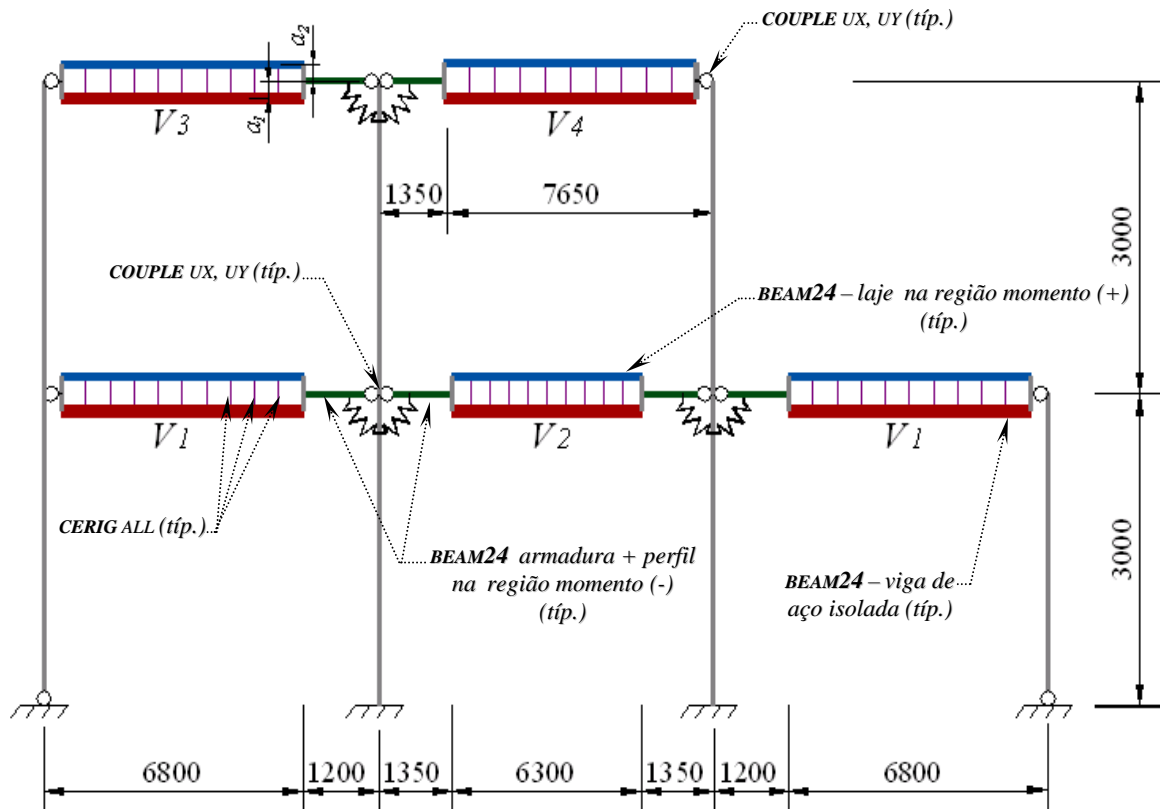
FIGURA 6.4 – SEGUNDO EXEMPLO: curva momento-rotação da ligação mista

Relação modular ( $n$ ) e relação entre resistências de cálculo do aço e do concreto ( $n'$ ):

$$n = \frac{205000}{\left(\frac{22080}{2}\right)} = 18,57 \quad (6.8)$$

$$n' = \frac{0,9 \times 345}{0,7 \times 0,85 \times 20} = 26,09 \quad (6.9)$$

Como as duas relações são significativamente diferentes, conforme já observado no ITEM 6.1, a largura da laje deve ser tomada sem redução, considerando-se as propriedades do concreto. A ligação entre os elementos de laje e os elementos da viga metálica será obtida por meio do comando CERIG (região rígida com acoplamento de todos os graus de liberdade dos NÓS, ANSYS v8.1, 2004 [59]). Na FIGURA 6.5 mostra-se o sistema estrutural a ser analisado.



$a_1 \rightarrow$  distância da LNE da seção transformada (perfil + armadura) até o CG do perfil metálico;

$a_2 \rightarrow$  distância da LNE da seção transformada (perfil + armadura) até o centro da laje de concreto.

FIGURE 6.5 – SEGUNDO EXEMPLO: sistema estrutural para ANÁLISE AVANÇADA

A seguir, utilizando-se o procedimento do descrito no ITEM 6.1, apresentam-se os principais resultados da análise pelo MÉTODO AVANÇADO, e comparações com os resultados obtidos pelo MÉTODO PROPOSTO (TABELAS 6.6 e 6.7). Salienta-se que para as vigas  $V_1$ ,  $V_2$ ,  $V_3$  e  $V_4$  a LNP não corta a laje de concreto na região de momentos positivos, isto é, a espessura da laje trabalha integralmente. Foram consideradas apenas ações horizontais no sentido +X no MÉTODO AVANÇADO.

TABELA 6.6 – Resultados do MÉTODO AVANÇADO e comparação com o MÉTODO PROPOSTO  
- ações nominais –

	MÉTODO AVANÇADO	MÉTODO PROPOSTO	CONTROLE
Deslocamento vertical $V_1$	1,61 cm	1,62 cm	2,22 cm
Deslocamento vertical $V_2$	1,86 cm	1,87 cm	2,50 cm
Deslocamento vertical $V_3$	1,30 cm	1,34 cm	2,22 cm
Deslocamento vertical $V_4$	2,16 cm	2,14 cm	2,50 cm
Maior momento nas ligações mistas	13829 kNcm	13417 kNcm	15287 kNcm
Tensão máxima $V_2$	29,2 kN/cm <sup>2</sup>	29,4 kN/cm <sup>2</sup>	34,5 kN/cm <sup>2</sup>
Tensão máxima $V_4$	27,8 kN/cm <sup>2</sup>	27,7 kN/cm <sup>2</sup>	34,5 kN/cm <sup>2</sup>
Maior deslocamento horizontal	1,89 cm	2,26 cm	1,50 cm
Maior deslocamento relativo entre andares (“drift”)	0,93 cm	1,32 cm	0,60 cm
Tensão máxima nos pilares	20,9 kN/cm <sup>2</sup>	23,5 kN/cm <sup>2</sup>	34,5 kN/cm <sup>2</sup>

TABELA 6.7 – Resultados do MÉTODO AVANÇADO e comparação com o MÉTODO PROPOSTO  
- ações de cálculo -

	MÉTODO AVANÇADO	MÉTODO PROPOSTO	CONTROLE
Rotação necessária para ações verticais – vigas 8 m ( $\theta_{nec}$ )	8,2 mrad	15,9 mrad	34 mrad ( $\theta_{disp}$ )
Rotação necessária para ações verticais – vigas 9 m ( $\theta_{nec}$ )	9,8 mrad	19,3 mrad	34 mrad ( $\theta_{disp}$ )
Força cortante máxima para ações verticais $V_1$	252,0 kN	269,24 kN	427,29 kN
Força cortante máxima para ações verticais $V_2$	260,6 kN	273,38 kN	427,29 kN
Força cortante máxima para ações verticais $V_4$	233,1 kN	248,78 kN	427,29 kN
Momento fletor máximo para ações verticais $V_1$	384,1 kNm	386,70 kNm	404,48 kNm
Momento fletor máximo para ações verticais $V_2$	403,5 kNm	405,11 kNm	402,33 kNm
Momento fletor máximo para ações verticais $V_4$	400,4 kNm	407,70 kNm	421,57 kNm
Momento fletor máximo para todas as ações $V_1$	409,7 kNm	425,24 kNm	452,07 kNm
Momento fletor máximo para todas as ações $V_2$	426,3 kNm	443,70 kNm	449,66 kNm
Momento fletor máximo para todas as ações $V_4$	418,8 kNm	440,98 kNm	472,27 kNm
Rotação necessária para todas as ações – vigas 8 m ( $\theta_{nec}$ )	11,2 mrad	21,8 mrad	34 mrad ( $\theta_{disp}$ )
Rotação necessária para todas as ações – vigas 9 m ( $\theta_{nec}$ )	16,5 mrad	35,0 mrad <sup>a</sup>	34 mrad ( $\theta_{disp}$ )
Momento final nas ligações mistas descarregadas $V_1$	-105,6 kNm	-119,98 kNm <sup>c</sup>	-194,90 kNm <sup>b</sup>
Momento final nas ligações mistas descarregadas $V_2$	-129,5 kNm	-119,86 kNm	-194,90 kNm <sup>b</sup>
Momento final nas ligações mistas descarregadas $V_4$	-128,6 kNm	-128,34 kNm	-194,90 kNm <sup>b</sup>

<sup>a</sup> Pelo MÉTODO PROPOSTO a capacidade de rotação disponível não é suficiente.

<sup>b</sup> Vê-se que não houve inversão de momento nas ligações mistas.

<sup>c</sup> Esta foi a única resposta contra a segurança do MÉTODO PROPOSTO em relação ao MÉTODO AVANÇADO, uma vez que o descarregamento desta ligação foi maior no MÉTODO AVANÇADO.

*COMENTÁRIO: Nota-se que as rotações necessárias do MÉTODO PROPOSTO ficam muito do lado da segurança em relação ao MÉTODO AVANÇADO.*

### 6.2.3 TERCEIRO EXEMPLO – pórtico e carregamento assimétricos (3 vãos e 3 andares)

OBSERVAÇÃO: Trabalhe este exemplo em conjunto com o exemplo 5.2.3 do CAPÍTULO 5.

Aplicando-se o procedimento descrito no ITEM 6.1, determinam-se as rotações  $\theta'$  (ANEXO J, EUROCODE 3 [26]) e  $\theta_{ser}$ :

$$\theta' = \frac{\phi M_u}{S_{sec}} = \frac{19490}{\left(\frac{2}{3}\right)^2 \times 3951000} = 11,1 \text{ mrad} \quad (6.10)$$

$$\theta_{ser} = \frac{\left(\frac{2}{3}\right) \phi M_u}{S_i(k_{c-modif})} = \frac{\left(\frac{2}{3}\right) 19490}{3951000} = 3,3 \text{ mrad} \quad (6.11)$$

Os resultados são mostrados na FIGURA 6.6.

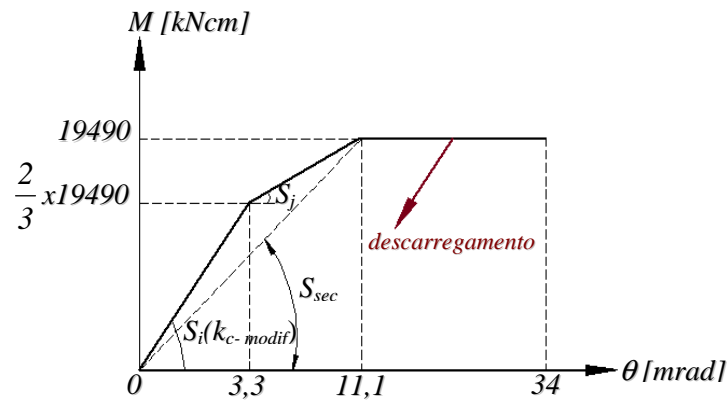


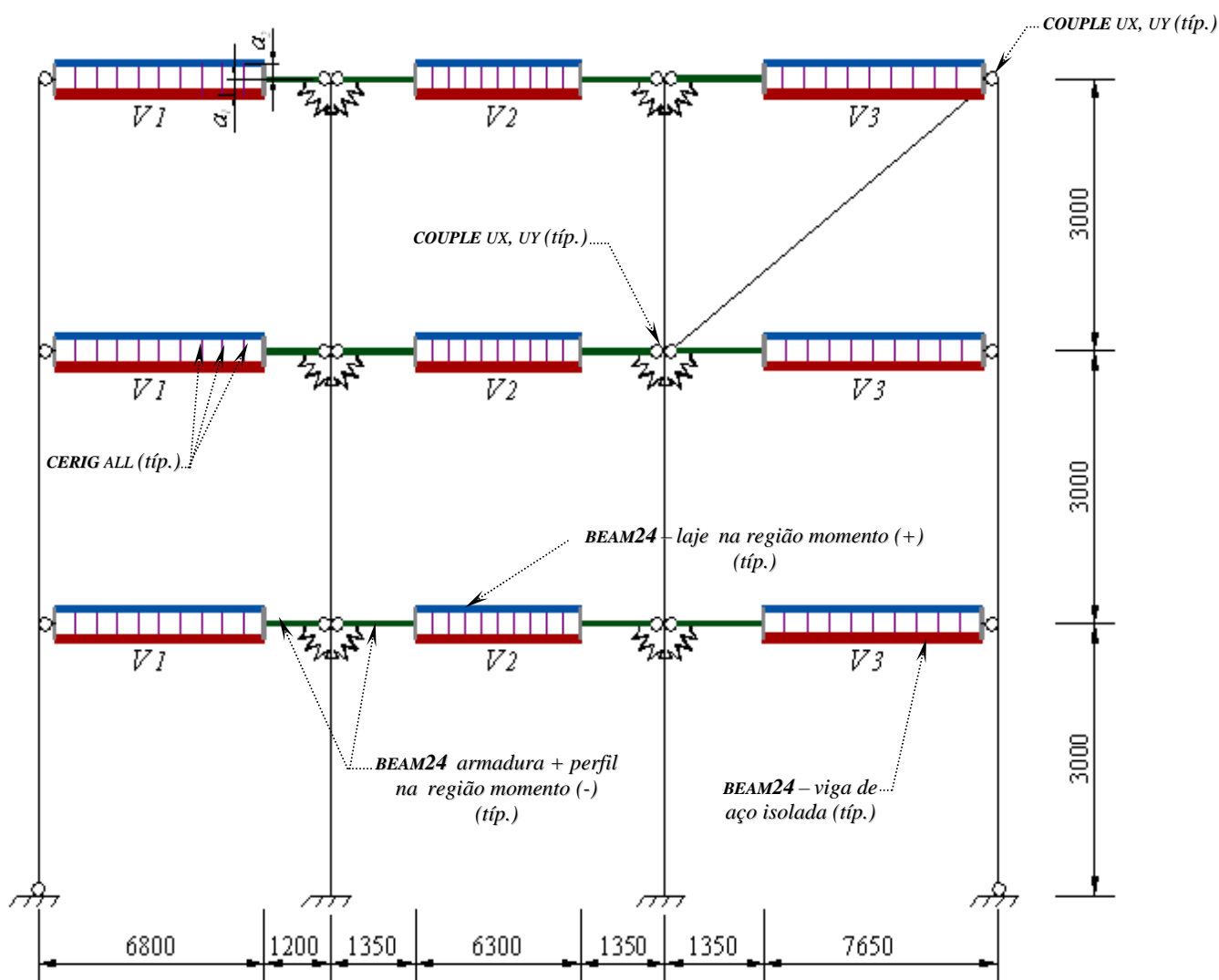
FIGURA 6.6 – TERCEIRO EXEMPLO: curva momento-rotação da ligação mista

Relação modular ( $n$ ) e relação entre resistências de cálculo do aço e do concreto ( $n'$ ):

$$n = \frac{205000}{\left(\frac{22080}{2}\right)} = 18,57 \quad (6.12)$$

$$n' = \frac{0,9 \times 345}{0,7 \times 0,85 \times 20} = 26,09 \quad (6.13)$$

Como as duas relações são significativamente diferentes, conforme já observado no ITEM 6.1, a largura da laje também deve ser tomada sem redução, considerando-se as propriedades do concreto. A ligação entre os elementos de laje e os elementos da viga metálica será obtida por meio do comando CERIG (região rígida com acoplamento de todos os graus de liberdade dos NÓS, ANSYS v8.1, 2004 [59]). Na FIGURA 6.7 mostra-se o sistema estrutural a ser analisado.



$a_1 \rightarrow$  distância da LNE da seção transformada (perfil + armadura) até o CG do perfil metálico;

$a_2 \rightarrow$  distância da LNE da seção transformada (perfil + armadura) até o centro da laje de concreto.

FIGURA 6.7 – TERCEIRO EXEMPLO: sistema estrutural para ANÁLISE AVANÇADA

A seguir, utilizando-se o mesmo procedimento descrito no ITEM 6.1, apresentam-se os principais resultados da análise pelo MÉTODO AVANÇADO, e comparações com os resultados obtidos pelo MÉTODO PROPOSTO (TABELAS 6.8 e 6.9). Salienta-se que também para as vigas  $V_1$ ,  $V_2$  e  $V_3$  a *LNP* não corta a laje de concreto na região de momentos positivos, isto é, a espessura da laje trabalha integralmente. Foram consideradas apenas ações horizontais no sentido  $+X$  no MÉTODO AVANÇADO.

TABELA 6.8 – Resultados do MÉTODO AVANÇADO e comparação com o MÉTODO PROPOSTO  
- ações nominais –

	MÉTODO AVANÇADO	MÉTODO PROPOSTO	CONTROLE
Deslocamento vertical $V_1$	1,61 cm	1,62 cm	2,22 cm
Deslocamento vertical $V_2$	1,87 cm	1,89 cm	2,50 cm
Deslocamento vertical $V_3$	2,13 cm	2,11 cm	2,50 cm
Maior momento nas ligações mistas	13751 kNcm	13636 kNcm	15287 kNcm
Tensão máxima $V_1$	27,4 kN/cm <sup>2</sup>	27,4 kN/cm <sup>2</sup>	34,5 kN/cm <sup>2</sup>
Tensão máxima $V_2$	29,5 kN/cm <sup>2</sup>	29,4 kN/cm <sup>2</sup>	34,5 kN/cm <sup>2</sup>
Tensão máxima $V_3$	27,7 kN/cm <sup>2</sup>	27,6 kN/cm <sup>2</sup>	34,5 kN/cm <sup>2</sup>
Maior deslocamento horizontal	1,83 cm	2,20 cm	2,25 cm
Maior deslocamento relativo entre andares (“drift”)	0,73 cm	1,04 cm	0,60 cm
Tensão máxima nos pilares	26,8 kN/cm <sup>2</sup>	28,1 kN/cm <sup>2</sup>	34,5 kN/cm <sup>2</sup>

TABELA 6.9 – Resultados do MÉTODO AVANÇADO e comparação com o MÉTODO PROPOSTO  
- ações de cálculo –

	MÉTODO AVANÇADO	MÉTODO PROPOSTO	CONTROLE
Rotação necessária para ações verticais – vigas 8 m ( $\theta_{nec}$ )	9,2 mrad	15,9 mrad	34 mrad ( $\theta_{disp}$ )
Rotação necessária para ações verticais – vigas 9 m ( $\theta_{nec}$ )	11,3 mrad	19,3 mrad	34 mrad ( $\theta_{disp}$ )
Força cortante máxima para ações verticais $V_1$	253,4 kN	269,2 kN	427,3 kN
Força cortante máxima para ações verticais $V_2$	260,6 kN	273,4 kN	427,3 kN
Força cortante máxima para ações verticais $V_3$	235,2 kN	248,8 kN	427,3 kN
Momento fletor máximo para ações verticais $V_1$	380,2 kNm	386,7 kNm	404,5 kNm
Momento fletor máximo para ações verticais $V_2$	393,1 kNm	405,1 kNm	402,3 kNm
Momento fletor máximo para ações verticais $V_3$	393,0 kNm	407,7 kNm	421,6 kNm
Momento fletor máximo para todas as ações $V_1$	371,2 kNm	386,7 kNm	452,1 kNm
Momento fletor máximo para todas as ações $V_2$	417,6 kNm	431,5 kNm	452,3 kNm
Momento fletor máximo para todas as ações $V_3$	405,0 kNm	434,5 kNm	471,1 kNm
Rotação necessária para todas as ações – vigas 8 m ( $\theta_{nec}$ )	12,4 mrad	20,0 mrad	34 mrad ( $\theta_{disp}$ )
Rotação necessária para todas as ações – vigas 9 m ( $\theta_{nec}$ )	17,2 mrad	30,7 mrad	34 mrad ( $\theta_{disp}$ )
Momento final nas ligações mistas descarregadas $V_2$	-145,5 kNm	-142,2 kNm	-194,9 kNm <sup>a</sup>
Momento final nas ligações mistas descarregadas $V_3$	-130,5 kNm	-141,4 kNm <sup>b</sup>	-194,9 kNm <sup>a</sup>

<sup>a</sup> Vê-se que não houve inversão de momento nas ligações mistas.

<sup>b</sup> Esta foi a única resposta contra a segurança do MÉTODO PROPOSTO em relação ao MÉTODO AVANÇADO, uma vez que o descarregamento desta ligação foi maior no MÉTODO AVANÇADO.

**COMENTÁRIO:** Nota-se que as rotações necessárias do MÉTODO PROPOSTO ficam muito do lado da segurança em relação ao MÉTODO AVANÇADO.

# 7

## CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

*“Ainda não se levantaram as barreiras que digam  
ao pesquisador: daqui não passarás.”*

As ligações mistas continuam sendo objeto de pesquisa em vários países, com outros tipos de vigas mistas (por exemplo, utilizando lajes pré-moldadas protendidas alveolares). Algumas pesquisas em desenvolvimento têm como objetivo eliminar a exigência de interação total na região de momentos negativos, para aumentar a *capacidade de rotação disponível* das ligações mistas, contando mais com o escorregamento relativo entre a laje e o perfil metálico.

### 7.1 Conclusões

Os objetivos mencionados no CAPÍTULO 3 foram plenamente atingidos, conforme se detalha a seguir.

(ITEM 3.1 - a) “*Coletar e sistematizar todos os resultados de ensaios experimentais realizados...*”

No CAPÍTULO 2, há uma revisão detalhada do estado da arte, no que diz respeito a ensaios experimentais, normas e métodos de análise, discutindo-se criticamente as conclusões e os métodos propostos, dando-se ênfase às recomendações utilizadas neste trabalho.

(ITEM 3.1 - b) “*Complementar as informações existentes na bibliografia a respeito da ligação parafusada inferior...*”

No ANEXO A (RELATÓRIO DE ENSAIO DAS LIGAÇÕES PARAFUSADAS – RLP) são apresentados os resultados de 16 (*dezesseis*) ensaios experimentais do tipo de ligação inferior utilizado e, no CAPÍTULO 4 - ITEM 4.3.2, um resumo dos resultados e das principais conclusões obtidos, ressaltando-se:

- a capacidade de deformação da ligação variou de 3 mm a 8 mm, sendo que o mínimo obtido de 3 mm contraria o valor mínimo de 4 mm recomendado por EASTERLING *et al*, 1996 [23];
- houve boa concordância entre os valores médio das rigidezes secantes obtidas nos ensaios para 2/3 da carga última e as rigidezes calculadas pelo EUROCODE 3;
- os deslocamentos relativos baseados no AISC–LRFD (1999, [58]) são inferiores aos obtidas nos ensaios, para o mesmo nível de carga; isto se deve ao fato do processo do AISC–LRFD levar em conta apenas as deformações associadas aos parafusos, desconsiderando a influência das espessuras das chapas envolvidas na ligação;
- as rigidezes dependem claramente do nível de carregamento da ligação, sendo, portanto, a rigidez prescrita pelo EUROCODE 3 (ENV 1993-1-1:1997 [26]) específica para o nível de solicitações de serviço.

(ITEM 3.1 - c) “*Desenvolver bases teóricas para aplicação de ligações mistas (QUEIROZ et al, 2001 [16]; QUEIROZ & MATA, 2001 [50]) em estruturas deslocáveis...*”

No ANEXO B (RELATÓRIO DE ENSAIO DOS NÓS MISTOS - RNM) são apresentados os resultados de 8 (*oito*) ensaios experimentais de NÓS MISTOS, onde foram medidas apenas as deformações associadas aos componentes das ligações mistas (barras da armadura, conectores de cisalhamento, ligação inferior). Entretanto, flexibilidades associadas a deformações locais do pilar podem ser incluídas na mola representativa da ligação, por meio de associação em série.

No CAPÍTULO 4 - ITEM 4.3.3, apresenta-se um resumo dos principais resultados e conclusões obtidos nestes ensaios, ressaltando-se:

- não houve degeneração significativa de rigidez, após todos os *ciclos simétricos* e *assimétricos*. O comportamento não-degenerativo manifestou-se a partir do terceiro ciclo de carregamento (ciclo III), quando a ligação passou a se comportar elasticamente após ter sofrido deformações plásticas nos ciclos I e II (“*shakedown*” – ANEXO F).
- a correlação entre previsões teóricas e resultados experimentais obtidos não é boa (ordem de grandeza  $\cong 0,3$ ). Isto indica que os métodos teóricos utilizados (ECCS,  $k_{c-modif}$  e  $k_{i-modif}$ ) não retratam com precisão o comportamento experimental observado nos ensaios realizados e, adicionalmente, a baixa correlação tem a ver também com a faixa estreita de variação dos parâmetros principais de influência (altura da viga, área das barras da armadura, número de conectores na região de momento negativo, ligação inferior).
- apesar da dispersão dos resultados, a média dos valores de rigidez determinados pelo ECCS-109 (1999 [14]) é bem baixa em relação aos resultados experimentais (41%). Alterando-se a rigidez dos conectores ( $k_{c-modif}$ ), esta média passa a ser (57%) e alterando-se a rigidez da ligação inferior ( $k_{i-modif}$ ) em função do nível de carregamento, a mesma média passa a ser (56%). Salienta-se que a alteração da rigidez dos conectores é muito mais simples do que a alteração da rigidez da ligação inferior ( $k_{i-modif}$ ). Além disto, na prática, costuma-se dimensionar a ligação inferior sem folga, o que corresponde a validar a rigidez prevista pelo EUROCODE 3 (ENV 1993-1-1:1997 [26]).
- os valores médios das rigidezes de serviço obtidas no carregamento e no descarregamento, nos *ciclos simétricos* e *assimétricos*, não diferem substancialmente entre si.
- a rotação da ligação mista após a aplicação do primeiro *ciclo simétrico* (I) tem muita influência nos deslocamentos verticais das vigas, na estrutura real. O acréscimo desta rotação residual devido ao primeiro *ciclo assimétrico* (II) está associado à inclinação permanente da estrutura. As rotações elásticas que ocorrem após estes dois ciclos iniciais, com a respectiva rigidez de *carregamento-descarregamento-recarregamento*, são responsáveis pelo comportamento da estrutura em “*shakedown*”, devido aos ciclos de aplicações e retiradas das ações horizontais.

- com base nas conclusões anteriores, *propõe-se determinar a rigidez das ligações mistas pelo método do ECCS, com a alteração mencionada da rigidez dos conectores ( $k_{c_{modif}}$ ), utilizando-se o valor assim determinado para carregamento ou descarregamento, para ciclos simétricos e assimétricos. Excetua-se a determinação de deslocamentos verticais das vigas, que são muito afetados pelas rotações residuais, quando deve ser usada a rigidez do ECCS, sem modificação, no MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO.*

(ITEM 3.1 - d) *“Proposição de um MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISE de pórticos deslocáveis com ligações mistas, adequado para utilização em escritórios de projeto, aferido por comparação com análise elasto-plástica avançada.”*

No CAPÍTULO 4 - ITENS 4.1, 4.1 e 4.3, são apresentados, integralmente, o MÉTODO PROPOSTO DE ANÁLISE de sistemas deslocáveis com ligações mistas, a fundamentação teórica e a fundamentação experimental deste método. Foi demonstrado que, com a aplicação do método, a estrutura passa a se comportar elasticamente para aplicações e retiradas de ações horizontais nos dois sentidos, após a ocorrência do carregamento vertical de cálculo e do primeiro carregamento horizontal de cálculo (“shakedown”). No CAPÍTULO 5 são apresentados um fluxograma e a implementação computacional do MÉTODO PROPOSTO (LM\_PORT\_DES.EXE), juntamente com três exemplos de aplicação do método e do programa.

(ITEM 3.1 - e) *“Proposição de um MÉTODO AVANÇADO DE ANÁLISE ELASTOPLÁSTICA de pórticos deslocáveis com ligações mistas, utilizando um software existente de grande abrangência.”*

No CAPÍTULO 6 é apresentada uma descrição completa do modelo de elementos finitos utilizado no MÉTODO AVANÇADO, com todas as considerações relevantes, incluindo consideração de materiais diferentes para o aço e para o concreto, comportamento não-linear das ligações mistas e dos materiais, não-linearidade geométrica da estrutura completa. Adicionalmente, são resolvidos pelo MÉTODO AVANÇADO os mesmos três exemplos resolvidos pelo MÉTODO PROPOSTO no CAPÍTULO 5.

COMENTÁRIOS:

- i) *As comparações entre os MÉTODOS PROPOSTO e AVANÇADO (TABELAS do CAPÍTULO 6 para os três exemplos) validam plenamente a aplicação do primeiro, como já esperado em função das justificativas teóricas apresentadas no CAPÍTULO 4.*
- ii) *A flexibilidade associada ao cisalhamento local da alma do pilar na região da ligação, para momentos desequilibrados, só pode ser levada em conta modelando-se a região nodal com um modelo mecânico de nó apropriado (não pode ser uma mola rotacional única).*
- iii) *O MÉTODO PROPOSTO, no atual estágio tecnológico, é muito mais adequado do que o MÉTODO AVANÇADO, por ser mais simples sem comprometimento de precisão, e porque os softwares comerciais capazes de realizar análise avançada (incluindo elementos finitos e todos os tipos de não-linearidades) são onerosos e de utilização complexa. Além disto, mesmo para se utilizar o MÉTODO AVANÇADO é necessário dimensionar a priori o sistema estrutural utilizando o MÉTODO PROPOSTO, devido à característica de análise/verificação de todas as etapas, inerente a este método: estados limites de utilização associados a ações verticais nominais, estados limites últimos associados a ações verticais de cálculo, estados limites de utilização associados a ações verticais e horizontais nominais, estados limites últimos associados a ações verticais e horizontais de cálculo. Assim, o MÉTODO PROPOSTO auxilia na concepção e na verificação da estrutura, eliminando o principal obstáculo do uso de ligações mistas em sistemas deslocáveis: a dificuldade de análise.*

## 7.2 Recomendações para Trabalhos Futuros

- a) Aperfeiçoar o MÉTODO DE ANÁLISE PROPOSTO com a inclusão do modelo mecânico de QUEIROZ, 1995 [55], para considerar o cisalhamento da alma do pilar na região entre as mesas da viga. Para isto pode ser utilizado o trabalho de MONTEIRO (1997 [72]). Este trabalho também poderia ser adaptado para utilização no MÉTODO DE ANÁLISE AVANÇADO.
- b) Melhorar o nível de automação dos softwares desenvolvidos para sistemas de pisos e sistemas deslocáveis, tornando-os também mais interativos com o usuário.
- c) Desenvolver um software do MÉTODO PROPOSTO para análise tridimensional, porém, com ligações mistas apenas em uma direção em cada NÓ, conforme comentado no ITEM 1.5 do CAPÍTULO 1.
- d) Realizar ensaios experimentais para outros tipos de ligações mistas, incluindo 4 (*quatro*) a 5 (*cinco*) ciclos simétricos e assimétricos, com *carregamento-descarregamento-recarregamento* para cada ciclo. Salienta-se que, em princípio, a rigidez associada a um carregamento em ciclo simétrico deve ser diferente da associada a carregamento em ciclo assimétrico, porque as barras da armadura não interagem com o pilar em um ciclo simétrico, ao passo que, em um ciclo assimétrico, elas são ancoradas por meio de pressão do concreto sobre a mesa do pilar do lado do menor momento negativo (ver FIGURA 2.39 – CAPÍTULO 2).

# 8

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

*“A biblioteca é o tempo do saber, e este tem libertado mais pessoas do que todas as guerras da história...”*

- [1] HUBER, G. 1999. *Nicht Lineare Berechnung von Verbund Querschnitten und Biegeweichen Knoten*. Doktor der Technischen Wissenschaft, Innsbruck, Austria
- [2] LEON, R. T. 1990. *Semirigid Composite Construction*. JCSR Journal of Constructional Steel Research, 15(1,2), pp. 99-120
- [3] BJORHOVDE, R., COLSON, A., BROZZETTI, J. 1990. *Classification System for Beam-To-Column Connections*. ASCE Journal of Structure Division, 116, ST11, pp. 3059-3076
- [4] MOORE, D. B.; COUCHMAN, G. H. 1998. *The Development of a Design Guide for Standardized Composite Connections*. JCSR Journal of Constructional Steel Research, Vol 46: 1-3 Paper no. 126

- [5] REYES-SALAZAR, A., HALDAR A. 1999. *Nonlinear Seismic Response of Steel Structures with Semirigid and Composite Connections*. JCSR Journal of Constructional Steel Research, 51, pp.37-59
- [6] LEON, R. T., ZANDONINI, R. 1992. *Composite Connections, in Steel Design: An International Guide*. P. Dowling, J. Harding, Bjorhovde R., eds, Elsevier Publishers, London, pp. 501-522
- [7] SCI-213. COUCHMAN, G. H.; WAY, A. 1998. *Joints in Steel construction: Composite Connections*. The Steel Construction Institute.
- [8] LEON, R. T., HOFFMAN, J. J., TEAGER, T. 1996. *Partially Restrained Composite Connections - AISC Design Guide No. 8*. Chicago, USA: AISC American Institute of Steel Construction
- [9] CHRISTOPHER, J. E.; BJORHOVDE, R. 1998. *Response Characteristics of Frames with Semirigid Connections*. JCSR Journal of Constructional Steel Research, Vol 46: 1- Paper no. 141
- [12] QUEIROZ, G., MATA, L. A. C, ALVES, V. C. G. 2000. *Análise Numérico-Experimental de uma Ligação Mista com Cantoneiras na Alma e na Mesa Inferior*. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, "Jubileo Professor Julio Ricaldoni", Instituto de Estructuras y Transporte-Facultad de Ingeniería, Montevideo, Uruguay, CD ROM
- [13] ALVES, V. C. G. 2000. *Ligações Mistas Aço-Concreto Viga-Pilar e Viga-Viga com Resistência Parcial*. DISSERTAÇÃO DE MESTRADO, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação e Engenharia de Estruturas, Belo Horizonte, MG, Brasil
- [14] ECCS-109 1999. European Convention for Constructional Steelwork. Technical Committee 11 – Composite Structures. *Design of Composite Joints for Buildings No. 109*. 1a. Ed., Brussels: European Committee for Standardization

- [15] NBR8800 1986. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios*. Rio de Janeiro, Brasil
- [16] QUEIROZ, G., PIMENTA, R. J, MATA, L. A. C. 2001. *Elementos das Estruturas Mistas Aço e Concreto*. Editora O LUTADOR. 1a. Edição. Belo Horizonte, MG, Brasil
- [17] HANSWILLE, G. 1997. *Cracking of Concrete Mechanical Models of the Design Rules in EUROCODE 4* . ASCE Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Composite Construction in Steel and Concrete III, pp. 420-433
- [18] BODE, H., KRONENBERGER, H. J., MICHAELI, W. 1997. *Composite Joints – Further Experimental Results*. Conference Report, International Conference Composite Construction – Conventional and Innovative, Innsbruck, Austria, pp. 433-438
- [19] CEB FIP Model Code 90, Telford, T. 1990. *Design guide design for Concrete Structures*
- [20] COST C1, ANDERSON, D. 1996. *Composite Steel-Concrete Joints in Frames for Buildings: Design Provisions*. Published by European Commission, Brussels
- [21] ARIBERT, J. M. 1996. *Influence of Slip of the Shear Connection on Composite Joint Behavior*. Connections in Steel Structures III – Behavior, Strength and Design. Pergamon, pp. 11-22
- [22] EASTERLING, W. S., REX, C. O. 1996. *Behavior and Modeling of Partially Restrained Composite Beam-Girder Connections*. Report No. CE/VPI-ST 96/17. Blacksburg, Virginia, USA: Virginia Polytechnic Institute and State University
- [23] EASTERLING, W. S., REX, C. O. 1996. *Behavior and Modeling of Single Bolt Lap Plate Connections*. Report No. CE/VPI-ST 96/15. Blacksburg, Virginia, USA: Virginia Polytechnic Institute and State University

- [24] RICHARD, R. M., GILLET, P. E., KRIEGH J. D., LEWIS B. A. 1980. *The Analysis and Design of Single Plate Framing Connections*. AISC Engineering Journal 46: pp. 38-52
- [25] QUEIROZ G., MATA, L. A. C. 2000. *Computer Modeling of Single Plate Framing Connections and Analytical M- $\theta$  Curves*. Proceedings of the SSRC - Structural Stability Research Council, Annual Technical Session & Meeting. Memphis, Tennessee, USA
- [26] EUROCODE 3 , ENV - 1993-1-1, 1997. *Revised Annex J, Design of Steel Structures*. CEN, European Committee for Standardization, Document CEN/TC 250/SC 3 - N 419 E, Brussels, Belgium
- [27] LEON, R. T.; AMMERMAN, D. J. 1987. *Behavior of Semirigid Composite Connections*. AISC Engineering Journal, 2<sup>nd</sup> Quarter., pp. 53-61
- [28] LORENZ, R. F., KATO, B., CHEN, W. F. 1993. *Semirigid Connections in Steel Frames*. Council on Tall Buildings and Urban Habitat, McGraw-Hill, Inc
- [29] KISHI, N., CHEN, W. F., MATSUOKA, K. G. 1987. *Moment-Rotation Relation of Top-and-seat Angle with Double Web-Angle Connections*. Connections in Steel Structures, Bjorhovde, Brazzetti and Colson, Elsevier, pp. 121-134
- [30] KIM, Y., CHEN, W. F. 1998. *Design Tables for Top and Seat Angle with Double Web Angle Connections*. AISC Engineering Journal, 2<sup>nd</sup> Quarter, pp. 50-75
- [31] CHEN, W. F., HAN, D. J. 1988. *Plasticity for Structural Engineers*. Springer-Verlag New York Inc
- [32] COUCHMAN, G. H.; WAY, A. 1999. *Ductility Requirements for Composite Connections*. The Steel Construction Institute. JCSR - Journal of Constructional Steel Research, May

- [33] JOHNSON, R. P. 1994. *Composite Structures of Steel and Concrete. – Volume 1: Beams, Slabs, Columns and Frames for Building*. Blackwell Scientific Publications, 2<sup>nd</sup>. Edition
- [34] BJORHOVDE, R., COLSON, A., BROZZETTI, J. 1990. *Classification System for Beam-To-Column Connections*. ASCE, Journal of Structure Division, 116, ST11, pp. 3059-3076
- [35] QUEIROZ, G., MATA, L. A. C. 2000. *Análise de Flechas de Vigas Mistas Aço-Concreto nos Regimes Elástico e Plástico*. IV CEC/UFJF – IV Congresso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Minas Gerais, Brasil
- [36] QUEIROZ, G., MATA, L. A. C. 2000. *Procedure For Inelastic Deflection Analysis Of Unshored Composite Steel-Concrete Beams*. XXI CILAMCE - 21st Iberian Latin American Congress On Computational Methods In Engineering, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil, CD ROM
- [37] LI, T. Q., AHMED B, LAWSON R. M. 1996. *Required Rotation of Composite Connections*
- [38] QUEIROZ, G.; LANNA, J. C.; MACHADO, J. C. 2001. *Rotação Necessária para Ligações Mistas Considerando-se a Flexibilidade dos Conectores a Cisalhamento*. IV Seminário Internacional - O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil, I CICOM - I Congresso Internacional da Construção Metálica. São Paulo, SP, Brasil
- [39] EUROCODE 4. ENV 1994-1-1:1992. *Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. Bruxelas: European Committee for Standardization
- [40] GOMES, F. C. T., NEVES, L. F. C. 1996. *Influence of Semirigid Connections on the Behavior of Frames - Classification of Connections*. 5<sup>th</sup> International Colloquium of Structural Stability, Brazilian Session, pp. 121-129

- [41] NETHERCOT, D. A., LI, T. Q., AHMED, B. 1998. *Unified Classification System for Beam-to-Column Connections*. JCSR Journal Constructional Steel Research, Vol. 45, No. 1, pp. 39-65
- [42] RASSATI, G. A., NOÈ, S., LEON, R. T. 2000. *PR Composite Joints under Cyclic and Dynamic Loading Conditions: A Component Modeling Approach*. Proceedings of Connections in Steel Structures IV: Steel Connections in the New Millennium, Roanoke, Virginia, USA, CD ROM
- [43] ALEMDAR, N. B., WHITE D. W., LEON, R. T. 2000. *Cyclic Nonlinear Analysis of Partially-Restrained Composite Framing Systems using Component-Based Connection Models*. Proceedings of Composite Construction in Steel and Concrete IV, May-28 June-2, Banff, Alberta, Canada, CD ROM
- [44] MALECK, A. E., WHITE, D. W. 2000. *Analysis and Design Methods for Partially-Restrained Steel Framing Systems*. Proceedings of the SSRC - Structural Stability Research Council, Annual Technical Session & Meeting. Memphis, Tennessee, USA
- [45] ASCE - Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete 1998. *Design Guide for Partially Restrained Composite Connections*. Journal of Structural Engineering, Oct., pp. 1099-1114
- [46] REYES-SALAZAR, A., HALDAR A. 1999. *Nonlinear Seismic Response of Steel Structures with Semirigid and Composite Connections*. JCSR Journal of Constructional Steel Research, 51, pp.37-59
- [47] MATA, L. A. C. 1998. *Análise Não-Linear pelo Método dos Elementos Finitos de Ligações por Chapa Simples levando em conta o Comportamento SemiRígido*. DISSERTAÇÃO DE MESTRADO, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação e Engenharia de Estruturas, Belo Horizonte, MG, Brasil

- [48] QUEIROZ, G., MATA, L. A. C, ALVES, V. C. G. 2000. *Análise Numérico-Experimental de uma Ligação Metálica Viga-Viga com Cantoneiras na Alma e na Mesa Inferior*. IV SIMMEC - Simpósio Mineiro de Mecânica Computacional, Universidade Federal de Uberlândia, MG, Brasil
- [49] QUEIROZ, G., MATA, L. A. C, ALVES, V. C. G. 2000. *Parâmetros que Influenciam Resistência, Rigidez e Capacidade de Rotação de Ligações Mistas*. III Seminário Internacional - O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil USIMINAS, Belo Horizonte, MG, Brasil
- [50] QUEIROZ, G.; MATA, L. A. C. 2001. *Análise do Comportamento de Ligações Mistas Aço-Concreto em Pórticos Deslocáveis sujeitos a Carregamentos de Vento e de Gravidade*. IV Seminário Internacional - O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil, I CICOM - I Congresso Internacional da Construção Metálica. São Paulo, SP, Brasil
- [51] QUEIROZ, G.; VIOLANTE, J. S. M; MATA, L. A. C. 2001. *Desempenho de um Piso com Ligações Mistas e Comparação com Resultados Teóricos*. IV Seminário Internacional - O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil, I CICOM - I Congresso Internacional da Construção Metálica. São Paulo, SP, Brasil
- [52] AMMERMAN, D. J., LEON, R. T., 1987. *Behavior of Semirigid Composite Connections*. AISC Engineering Journal, Second Quarter, pp. 53-61
- [53] SCI-213. 1998. COUCHMAN, G. H.; WAY, A. *Joints in Steel Construction: Composite Connections*. The Steel Construction Institute. SCI & BCSA. Ascot
- [54] EUROCODE 4. DRAFT EN 1994-1-1:2001. *Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. Bruxelas: European Committee for Standardization April 2000

- [55] QUEIROZ, G. 1995. *Análise Experimental e Análise Não-Linear de Nós Soldados Semirígidos*. TESE DE DOUTORADO, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação e Engenharia de Estruturas, Departamento de Estruturas/Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais, Belo Horizonte, MG, Brasil
- [56] EUROCODE 4. ENV 1994-1-1:1992. *Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Buildings*. Bruxelas: European Committee for Standardization
- [57] AHMED B., NETHERCOT D. A. 1997. *Prediction of Initial Stiffness and Available Rotation Capacity of Major Axis Composite Flush Endplate Connections*. JCSR Journal of Constructional Steel Research, 41, pp. 31-60
- [58] AISC-LRFD 1999. *Load and Resistance Factor Design Specification for Steel Buildings, Manual of Steel Construction – Load and Resistance Factor Design*. 3<sup>rd</sup> Edition, AISC American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, IL
- [59] ANSYS v8.1 2004. *Engineering Analysis System – Theoretical Manual*. Houston, USA: Swanson Analysis Systems Inc.
- [60] ELSATI M. K., RICHARD R. 1996. *Derived Moment-Rotation Curves Partially Restrained Connections*. Structural Engineering, VOL. 8, No. 2/3, pp. 151-158
- [63] PIRES, V. H. S. 2003. *Automação do Cálculo de Vigas Mistas Semicontínuas incluindo Ligações Mistas*. DISSERTAÇÃO DE MESTRADO, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação e Engenharia de Estruturas, Belo Horizonte, MG, Brasil
- [65] NBR6123 1988. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Forças Devidas ao Vento em Edificações*. Rio de Janeiro

- [66] QUEIROZ, G.; MATA, L. A. C., FRANCO J. R. 2005. *Analysis of Composite Connections in Unbraced Frames Subjected to Wind and Gravity Loading*. JCSR Journal of Constructional Steel Research, *in press*
- [67] QUEIROZ, G., MATA, L. A. C. 2002. *Comparação entre Métodos Simplificado e Avançado para Análise de Ligações Mistas em Pórticos Deslocáveis*. II CICOM – II Congresso Internacional da Construção Metálica, São Paulo, SP, Brasil
- [68] ASTM A325 1993. American Society for Testing and Materials. *Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120;105 ksi Minimum Tensile Strength*. 1916 Race St. Philadelphia, Pa 19103
- [69] NEAL, B. G. 1981. *The Plastic Methods of Structural Analysis*. 3<sup>rd</sup>. Edition . Chapman and Hall Ltda.
- [70] GERE, J. M., WEAVER, W. J. 1987. *Análise de Estruturas Reticuladas*. Editora Guanabara.
- [71] VASCONCELOS, A. F. 1986. *Teoria das Estruturas*. Escola de Engenharia da UFMG.
- [72] MONTEIRO, R. C. 1997. *Análise De Estruturas De Aço Com Ligações Semi Rígidas*. DISSERTAÇÃO DE MESTRADO, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação e Engenharia de Estruturas, Belo Horizonte, MG, Brasil
- [73] CARVALHO, L. C. V. DE, ANDRADE, S. A. L., VELLASCO, P. C. G. DA S., 1998. *Experimental Analysis of Bolted Semi Rigid Steel Connections*. JCSR Journal of Constructional Steel Research, Vol. 46: 1-3, Paper No. 131
- [74] LIMA, L. R. O. DE, VELLASCO, P. C. G. DA S., ANDRADE, S. A. L. 1999. *Bolted Semi Rigid Connections in the Column's Minor Axis*. Eurosteel, Second European Conference on Steel Structures, Praga

- [75] HENSMAN, J. S., NETHERCOT, D. A. 2001. *Numerical Study of Unbraced Composite Frames: Generation of Data to Validate use of the Wind Moment Method of Design*. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 57, pp. 791-809
- [76] LIMA, L. R. O., ANDRADE, S. A. L., VELLASCO, P. C. G. DA S., SILVA L. S. 2002. *Experimental and Mechanical Model for Predicting the Behaviour Of Minor Axis Beam-to-Column Semi-Rigid Joints*. International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 44, Issue 6, June 2002, pp. 1047-1065
- [77] AISC-LRFD 2003. *AISC Standard - Specification for Steel Buildings. Public Review Draft Dated December 1,2003*. Approved by the AISC Committee on Specifications and issued by the AISC Board of Directors, 2005. AISC American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, IL
- [78] FRANCO, J. R. Q. 1993. *Shakedown and Ratchetting Above the Limit of Reversed Plasticity*. TICOM Report 93-06. February 1993 – The Texas Institute for Computational Mechanics. The University of Texas at Austin.

# 9

## BIBLIOGRAFIA

ACI 318-95. 1995. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary*. ACI Committee 318. American Concrete Institute. Detroit.

ACI-ASCE COMMITTEE 352, *Recommendations for Design of Beam Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures*. Journal of the American Concrete Institute, 3 (7), pp. 375-393

AHMED B., NETHERCOT D. A. 1998. *Effect of Column Axial Load on Composite Connection Behaviour*. Engineering Structures, 20(1&2), pp. 113-128

AHMED, B., LI, T. Q., NETHERCOT D.A. 1997. *Design of Composite Finplate and Angle Cleated Connections*. Journal Constructional Steel Research, Vol.41(1), pp.1-29

AHMED, B., NETHERCOT D.A. 1996. *Effect of High Shear on the Moment Capacity Composite Cruciform EndPlate Connections*. Journal Constructional Steel Research, Vol.40(2), pp.129-163

AISC-LRFD 1993. *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*. 4<sup>rd</sup>. Edition. American Institute of Steel Construction. Inc. Chicago, IL.

AKBAR R. TAMBOLI . *Handbook of Structural Steel Connection Design and Details – Chapter 4: Partially Restrained Connections* by Leon, R. T. McGraw-Hill

AL-BERMANI, F. G. A., KITIPORNCHAI, S. 1992. *Elastoplastic Nonlinear Analysis of Flexibly Jointed Space Frames*. Journal Structural Engineering ASCE Jan, 118(1), pp.108-127

ALLISON, H., *Low and Medium Rise Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction (AISC) Steel Design Guide Series, No. 5, (1991)

AL-SALLOUM, Y. A., ALMUSALLAM, T. H. 1995. *Optimality and safety of Rigidly-and-Flexibly-Jointed Steel Frames*. Journal of Constructional Steel Research, 35, pp.189-215

ALVAREZ, M., KOPPEL, S., MARTI, P. 1998. *Rotation Capacity of Reinforced Concrete Slabs*. ACI Structural Journal, September

AMMERMAN, D. J., LEON, R. T., 1990. *Unbraced Frames with Semi Rigid Composite Connections*. AISC Engineering Journal, First Quarter, pp.12-21

ANDERSON D. A., NAJAFI A. A. 1994. *Performance of Composite Connections: Major-Axis End-Plate Joints*. Journal of Constructional Steel Research, 31(1), pp.31-58

ANSI/ASCE 9-91. 1991. American Society of Civil Engineers. *Specification for the Design in Construction of Composite Slabs*. ASCE Standard. New York

ANSOURIAN, P., RODERICK, J. W. 1976. *Composite Connections to External Columns*. Journal of the Structural Division ASCE, vol. 102 (ST8), August, pp.1609-1625

ANSYS *Structural Nonlinearities. User Guide for Revision 8.1.*

ARIBERT J. M., LACHAL A. 1992. *Experimental Investigation of Composite Connection and Global Interpretation*. Proceedings COST-C1 Conference on Semi Rigid Joints, European Commission, Strasbourg, France, pp. 158-169

ARIBERT, J.M.; ABDEL-AZIZ, K. 1985. *Calcul de Poutres Mixtes Jusqu'à l'état Ultime avec un Effet de Soulèvement à l'Interface Acier-Béton*. Construction Métallique. No. 4

ASCE 1998. Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete. *Design Guide for Partially Restrained Composite Connections*. Journal of Structural Engineering, Oct., pp. 1099-1114

ASCE Task Committee on Drift Control of Steel Buildings Structures 1988. *Wind Drift Design of Steel-Framed Buildings: State of the Art Report*. Journal Structural Engineering ASCE, 114(9), pp.2085-2108

ASCE Technical Committee on LRFD 1997. *Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability: Implications for American Steel Design*. American Society of Civil Engineers. New York

ASTM A-108, 1990. *Standard Specification for Steel Bars, Carbon, Cold Finished, Standard Quality*

ASTM A307 1993a. American Society for Testing and Materials. *Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60 000 PSI Tensile Strength*. 1916 Race St. Philadelphia, Pa 19103

ASTM A490 1993. American Society for Testing and Materials. *Standard Specification for Heat-Treated Steel Structural Bolts, 150 ksi Tensile Strength*. 1916 Race St. Philadelphia, Pa 19103

ASTM E-119-00a: 2000. American Society Testing and Materials. *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Constructions and Material*. West Conshohocken (USA)

ATTALA, M. R., DEIERLEIN, G. G., MCGUIRE, W. F. 1994. *Spread of Plasticity: Quasi-Plastic-Hinge Approach*. Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 8, August, pp. 2451-2473

AWS D1.1: 2000. AWS - American Welding Society. *Structural Welding Code – Steel*. 17<sup>th</sup> Edition

AYOUB, A., FILIPPOU, F. 2000. *Mixed Formulation of Nonlinear Steel-Concrete Composite Beam Element*. Journal of Structural Engineering ASCE, 126(3), pp.371-381

BARSON, J. M., AND ROLFE, S. T. *Fracture and Fatigue Control in Structures*, Second Edition, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, (1987)

BENUSSI F., PUHALI R., ZANDONINI R. 1989. *Semi Rigid Joins in Steel-Concrete Composite Frames*. *Costruzioni Metallique*, 5, pp. 1-28

BHATTI M. A., HINGTGEN, J. D. 1995. *Effects of Connection Stiffness and Plasticity on the Service Behavior of unbraced Steel Frames*. Engineering Journal, AISC, 1st Quarter, pp. 21-33

BJORHOVDE, R., BROZZETTI, J., AND COLSON, A., *Connections in Steel Structures*, Elsevier Applied Science, London, (1988)

BJORHOVDE, R., COLSON, A., AND ZANDONINI, R., *Connections in Steel Structures III*, Pergamon/Elsevier Science, Oxford, England, (1996)

BJORHOVDE, R., COLSON, A., HAAIJER, G. AND STARK, J. W. B., *Connections in Steel Structures II*, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois, (1992)

BLAAUWENDRAAD, J., SCHNEIDER, J. 1993. *Structural Analysis: Elastic or Plastic?* IABSE Structural Engineering International, Science and Technology, Vol.3, pp. 165-168

BLODGETT, W. OMER 1982. *Design of Welded Structures. The James F. Lincoln Arc Welding Foundation*

BODE, H. 1998. *Euro-Verbundbau, Konstruktion und Berechnung*, Werner Verlag, Düsseldorf

BROWN N. D., ANDERSON D.A. *Structural Properties of Composite Major-Axis End-Plate Connections*. Journal of Constructional Steel Research 1999

BS 5950 – Parte 8: 1990. British Standards Institution. *BS 5950: Structural Use of Steelwork in Building – Part 8: Code of Practice for Fire Resistant Design*

BUSSAB, W. O., MORETIN, P. A. 1991. *Estatística Básica, Métodos Quantitativos*. Atual Editora, 321 p.

CECM – ECCS. 1987. Comité Technique 12. *Vent – Recommandations pour le Calcul des Effets du Vent sur les Constructions*

CERVENKA, V., PUKL, R. 1992. *Computer Models of Concrete Structures*. IABSE Structural Engineering International, Science and Technology, Vol.2, pp. 103-107

CHAPMAN, J. C. 1964. *Experiments on Composite Beams*. The Structural Engineer, November, No.11, Vol.42, pp. 369-383

CHAPMAN, J. C. 1964. *The Behaviour of Composite Beams in Steel and Concrete*. Structural Engineer, vol. 42. No. 4, April

CHEN, W. F. *Approximate Solution of Beam-Columns*. ASCE Journal of the Structural Division, V. 97, N° ST2, p.743-751, February, 1971

CHEN, W. F. *Structural Stability: From Theory to Practice*. Engineering Structures, p.116-122, February, 2000

CHEN, W. F., AND LUI, E. M. *Structural Stability Theory and Implementation*, Elsevier Applied Science, London, (1987)

CHEN, W. F., AND SOHAL, I., *Plastic Design and Second-Order Analysis of Steel Frames*, Springer Verlag, New York, (1995)

CHEN, W. F., AND TOMA, S., *Advanced Analysis of Steel Frames Theory Software & Application*, CRC Press, Boca Raton, Florida, (1994)

CHEN, W. F., GOTO, Y., AND LIEW, J. Y. R., *Stability Design of Semi Rigid Frames*, John Wiley & Sons, New York, New York, (1996)

CHEN, W. F., TOMA, S., *Advanced Analysis of Steel Frames Theory, Software and Applications*, CRC Press, Boca Raton, Florida, (1994)

CHEN, W. F.; ZHOU S. *On  $C_m$  Factor in Load and Resistance Factor Design*. ASCE Journal of Structural Engineering, V.113, N° 8, p. 1738-1754, August, 1994

CHEN, W. F; LUI, E. M. *Stability Design Criteria for Steel Members and Frames in the United States*. Journal of Constructional Steel Research, V.5 N° 2, p.31-74, 1985.

CHEONG-SIAT-MOY, F. *Consideration of Secondary Effects in Frames Design*. ASCE Journal of the Structural Division, V. 103, N° ST10, p. 2005-2019, October, 1977.

CHRISTOPHER, J. E.; BJORHOVDE, R. 1999. *Semi Rigid Frame Design Methods for Practicing Engineers, Response Characteristics of Frames with Semi Rigid Connections*. AISC Engineering Journal, First Quarter, Vol. 36, pp.12-28

CISC: 1997. Canadian Institute of Steel Construction. *Handbook of Steel Construction*. 7<sup>th</sup>. Edition.

CLARK, L. A., SPIERS, D. M. 1978. *Tension Stiffening in Reinforced Concrete Beams and Slabs Under Short Term Load*. Technical Report 42521, July, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, Slough, U. K.

CRISINEL, M., REN P., CARRETERO, A. 1996. *Practical Design Method for Semi Rigid Composite Joints with Double Web Cleat Connections*. Proceedings from IABSE International Colloquium on Semi Rigid Structural Connections, September 25-27, Istanbul, Turkey

CSA 1994. *Limits States Design of Steel Structures*, CAN/CSA-S16.1-M94, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario

CSSBI – Canadian Sheet Steel Building Institute. 1988. *Criteria for the Testing of Composite Slabs*. Canadian Institute of Steel Construction, Markham-Ontário.

DAALI, M. L., KOROL, R. M. 1994. *Local Buckling Rules for Rotation Capacity*. Engineering Journal, AISC, Second Quarter, pp. 41-47

DANIELS, J. H. 1966. *A Plastic Method for Unbraced Frames*. Engineering Journal AISC, October, pp. 141-149

DANIELS, J. H.; LU, L. *Plastic Subassemblage Analysis for Unbraced Frames*. ASCE Journal of the Structural Division, V. 98, p. 1769-1788, August, 1972.

- DAVIDSON, J. B., LAM, D., NETHERCOT, D. A. 1990. *Semi Rigid action of Composite Joints*. The Structural Engineer. Vol. 68, no.24, December, pp. 489-499
- DEIERLEIN, G. G., SHEIKH, T. M., YURA, J. A., JIRSA, J. O. 1989. *Design of Beam-Column Moment Connections for Composite Frames*. Journal of Structural Engineering ASCE, 115(11), pp.2858-2876
- DHILLON, B. S., ABDEL-MAJID S. 1990. *Interactive Analysis and Design of Flexibly Connected Frames*. Computers and Structures, 36(2), pp.189-202
- DISQUE, R. O., *Applied Plastic Design in Steel*, Van Nostrand Reinhold Company, New York, (1971).
- DRISCOLL, G. C., BEEDLE, L. S. 1964. *Research in Plastic Design of Multi-Story Frames*. Engineering Journal AISC, July, pp. 92-100
- DRUCKER, D. C. 1956. *The Effect of Shear on the Plastic Bending of Beams*. Journal Applied Mechanics, ASME, 23 (4), pp.509-514
- ECCS 1993. European Convention for Constructional Steelwork. Technical Committee 11 – *Good Construction Practice for Composite Slabs and Structures*. No. 73. 1st. Edition. Brussels: European Committee for Standardization.
- ECCS: 2001. European Convention for Constructional Steelwork. Technical Committee No. 3 - *Model Code on Fire Engineering*. No. 111. 1st. Edition. Brussels: European Committee for Standardization.
- ELLINGWOOD, B. R., *Serviceability Guidelines for Steel Structures*, 1988 National Steel Construction Conference Proceedings, Miami Beach, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois, (1988).

ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T. V.; MAC GREGOR, F. G.; CORNELL, C. A. 1980. *Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58* - National Bureau of Standards, Washington.

EUROCODE 2. ENV1992-1-1:1992. *Design of Concrete Structures – Part 1 1: General Rules and Rules for Buildings*. Bruxelas: European Committee for Standardization

FAELLA, C., PILUSO, V., RIZZANO, G. 1998. *Experimental Analysis of Bolted Connections: Snug Versus Preloaded Bolts*. Journal of Structural Engineering ASCE July, 124(7), pp.765-774

FERREIRA, M. A., DEBS, M. K. E. 2000. *Um Estudo Teórico-Experimental de uma Ligação Viga-Pilar por meio de Chapas Soldadas em Estruturas de Concreto Pré-Moldado*. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, "Jubileo Professor Julio Ricaldoni", Instituto de Estructuras y Transporte-Facultad de Ingeniería, Montevideo, Uruguay, CD Rom

FERREIRA, R. P. *Uma Formulação Consistente para Análise Elastoplástica de Estruturas de Aço*. DISSERTAÇÃO DE MESTRADO. Escola de Engenharia (UFMG), 1999, p.162

FISHER, J. M., AND WEST, M. A., *Serviceability Design Considerations for Low Rise Buildings*, American Institute of Steel Construction (AISC) Steel Design Guide, No. 3, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois, (1990).

FISHER, J. M., *The Importance of Tension Chord Bracing*, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction (AISC), Vol. 20, No. 3, pp. 103-106, Third Quarter, (1983).

FISHER, J. W. *History, Theory and Practice of High-Strength Bolting*

FOLEY, C. M., VINNAKOTA, S. 1995. *Toward Design Office Moment-Rotation Curves for End-Plate Beam-to-Column Connections*. Journal of Constructional Steel Research, 35, pp.217-253

FRANCO, M. *Problemas de Estabilidade nos Edifícios de Concreto Armado*. In: COLÓQUIO sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado, IBRACON, São Paulo, 1985

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. *Practical Assessment of Second Order Effects in Tall Buildings*. In: Colloquium on the CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro, 1991. Proceedings, p. 307-323

GALAMBOS, T. V. 1998. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 5<sup>th</sup> Edition, John Willey & Sons, Inc.

GALAMBOS, T. V. *Structural Members and Frames*. Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall, 1968, p. 373.

GERSTLE, K. H. 1988. *Effect of Connections on Frames*. Journal of Constructional Steel Research, 10(1,2), pp. 241-267

GESCHWINDNER, L. F. 1991. *A Simplified Look at Partially Restrained Beams*. Engineering Journal AISC, Second Quarter, pp. 73-78

GIBBONS, C., KIRBY, P. A., NETHERCOT, D. A. 1991. *Experimental Behavior of 3-D Column Subassemblages with Semi Rigid Joints*. Journal of Constructional Steel Research, 19, pp.235-246

GOMES, FERNANDO C. T., JASPART, JEAN-PIERRE, MAQUOI, RENÉ, 1996. *Moment Capacity of Beam-Column Minor-Axis Joints*. IABSE Colloquium Istanbul, pp. 319-326

GOTO, Y., SATSUKI S., CHEN, W. F. 1991. *Analysis of Critical Behavior of Semi Rigid Frames without Load History in Connections*. Int. Journal Solid Structures, 27 (4), pp. 467-483

GOTO, Y.; CHEN, W. F. *Second Order Elastic Analysis for Frame Design*. ASCE Journal of Structural Engineering, V.113, N° 7, p. 1501-1519, July, 1987.

HAJJAR, J. F., LEON, R. T., GUSTAFSON, M. A., SHIELD, CAROL K. 1998. *Seismic Response of Composite Moment-Resisting Connections. II: Behavior*. Journal Structural Engineering ASCE August, 124(8), pp.877-885

HELMAN, H., CREUS, G. J. 1975. *A Non-Linear Rheological Model Describing Time-Dependent Deformations and Failure*. Int. J. Non-Linear Mechanics, Vol. 10, pp. 167-172. Percamon Press

*Is Your Structure Suitably Braced?*. Structural Stability Research Council (SSRC), Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, (1993).

ISO-834: 1994. International Standardization for Organization. *Fire-Resistance Tests - Elements of Building Construction*. Genève.

JASPART J. P., GERARDY, J. C., MAQUOI, R., 1991. *Parametric Study of the Numerical Modelling for Semi Rigid Joints*. SSRC Proceedings of the 1991 Annual Technical Session, Chicago, April, 1991, pp.343-352

JASPART, J. P., 1988. *Extending of the Merchant-Rankine Formula for the Ultimate Load of Frames with Semi Rigid Joints*. Journal of Constructional Steel Research, 11(1,2), pp. 283-312

JOHNSON, R. P., FAN, C. K. R. 1988. *Strength of Continuous Composite Beams Designed to Eurocode 4*. IABSE Proceedings, May 1988, pp. 125-188

- JOHNSON, R. P., May I. M. 1975. *Partial-Interaction Design of Composite Beams*. The Structural Engineer, No.8, Vol. 3, August, pp. 305-311
- JOHNSON, R. P.; ANDERSON, D. 1993. *Designer's Handbook to EUROCODE 4 = Part 1.1: Design of Composite Steel and Concrete Structures*.
- JOHNSON, R.P., CHEN S. 1991. *Local Buckling and Moment Redistribution in Class 2 Composite Beams*. Structural Engineering International, April, pp. 27-34
- KATO, B. 1989. *Rotation Capacity of H-Section Members as Determined by Local Buckling*. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 13
- KATO, B. 1991. *Deformation Capacity of Steel Structures*. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 17
- KATTNER, M., CRISINEL, M. 2000. *Finite Element Modelling of Semi Rigid Composite Joints*. Computers and Structures, 78, pp. 341-353
- KEMP A. R. 1985. *Interaction of Plastic Local and Lateral Buckling*. Journal Structural Engineering ASCE, 111(10), pp. 2181-2196
- KEMP A. R., DEKKER N. W. 1991. *Available Rotation Capacity in Steel and Composite Beams*. The Structural Engineering, 69 (5), pp. 88-97
- KEMP A. R., DEKKER N. W., Trincherro P. 1995. *Differences in Inelastic Properties of Steel and Composite Beams*. Journal of Constructional Steel Research, 34(2), pp.187-206
- KEMP A.R. 1999. *A Limit States Criterion for Ductility of Class 1 and Class2 Composite and Steel Beams*. Proceedings of the 6th. International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Timisoaro, Romania, Elsevier, September, pp. 291-298
- KEMP, A. R. 1986. *Factors Affecting the Rotation Capacity of Plastically Designed Members*. The Structural Engineer, Volume 64B, No.2, June, pp.28-35

KEMP, A. R. 1990. *Quantifying Limit-States of Rotation Capacity in Flexural Members*. Proceedings, Institution of Civil Engineers, Part 2 89, September, pp.387-406

KEMP, A. R.; NETHERCOT, D. A. 2000. *Required and Available Rotations in Continuous Composite Beams with Semi Rigid Connections*. Journal of Constructional Steel Research, Feb., pp.1-34

KISHI, N., CHEN, W. F. 1987. *Moment-Rotation Relations of Semi Rigid Connections with Angles*. Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 7, July, pp. 1813-1834

KISHI, N., CHEN, W. F., MATSUOKA, K. G., NOMACHI, S. G., 1987. *Moment - Rotation Relation of Top and Seat Angle with Double Web Angle Connections*. Structural Engineering Report No. CE-STR-87-16, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Ind.

KUHLMANN, U. 1989. *Definition of Flange Slenderness Limits on the Basis of Rotation Capacity Values*. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 14

KUKRETI, A. R., ABOLMAALI A. S. 1999. *Moment-Rotation Hysteresis Behavior of Top and Seat Angle Steel Frame Connections*. Journal of Structural Engineering ASCE August, 125(8), pp.810-820

KULAK, G. L., FISHER, J. W., AND STRUIK, J. H. A., *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*, Second Edition, Wiley-Interscience, New York, New York, (1987).

LAVALL, A. C. C. *Análise Elástica em Segunda Ordem de Pórticos Planos Metálicos*. DISSERTAÇÃO DE MESTRADO. Escola de Engenharia de São Carlos (USP), 1988, p. 198.

LAVALL, A. C. C. *Uma Formulação Teórica Consistente para a Análise Não Linear de Pórticos Planos pelo Método dos Elementos Finitos Considerando Barras com Imperfeições Iniciais e Tensões Residuais nas Seções Transversais*. TESE DE DOUTORADO. Escola de Engenharia de São Carlos (USP), 1996, p. 265.

LAVALL, A.C.C.; SILVA, R. M. *Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios Metálicos de Andares Múltiplos*. São Carlos. Seminário – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1989.

LAY M. G., GALAMBOS, T.V. 1965. *Inelastic Steel Beams under Uniform Moment*. Journal Structural Engineering ASCE, 91(6), pp. 67-93

LE MESSURIER, W. J. (1977). *A Practical Method of Second Order Analysis: Part 2 – Rigid Frames*. AISC Engineering Journal. V. 14, Nº 2, p. 49-67, 1977.

LEE, S. J., LU, L. W. 1989. *Cyclic Tests of Full-Scale Composite Joint Subassemblages*. Journal of Structural Engineering ASCE, 115(ST8), August, Special Issue, US/Japan Studies of Steel Structures, pp.977-998

LEON, R. T. 1998. *Analysis and Design Problems for PR Composite Frames Subjected to Seismic Loads*. Engineering Structures, Vol. 20, Nos. 4-6, pp.364-371

LEON, R. T. 2000. *Composite Steel-Concrete Connections*. III Seminário Internacional, O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil USIMINAS, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil, CD Rom

LEON, R. T., 1994. *Semi Rigid Composite Connections for Gravity Loads*. AISC Engineering Journal, Second Quarter, pp.57-67

LEON, R. T., AMMERMAN, D. J. 1990. *Semi Rigid Composite Connections for Gravity Loads*. AISC Engineering Journal, First Quarter, pp.1-11

LEON, R. T., FORCIER, G. P. 1991. *Performance of Semi Rigid Composite Frames*. SSRC Proceedings of the 1991 Annual Technical Session, Chicago, April, 1991, pp.259-270

LEON, R. T., HAJJAR, J. F., GUSTAFSON, M.A. 1998. *Seismic Response of Composite Moment-Resisting Connections. I: Performance*. Journal Structural Engineering ASCE August, 124(8), pp.868-876

LEON, R. T., *Serviceability Criteria for Load and Resistance Factor Design (LRFD) Composite Floors*, 1990 National Steel Construction Conference Proceedings, Kansas City, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois, (1990).

LEON, R. T.; AMMERMAN, D. J. 1994. *Composite Semi Rigid Construction*. AISC Engineering Journal, Second Quarter, pp. 57-67

LEON, R. T.; AMMERMAN, D. J.; LIN, D. J.; MCCAULEY, R. D. 1987. *Semi Rigid Composite Steel Frames*. AISC Engineering Journal, Fourth Quarter, pp. 147-155

LI T. Q., MOORE D. B., NETHERCOT D. A. 1996. *The Experimental Behaviour of a Full-Scale Semi Rigidly Connected Composite Frame: Detailed Appraisal*. Journal of Constructional Steel Research, 39, pp.13-220

LI T. Q., NETHERCOT D.A., CHOO B. S. 1996. *Behaviour of Flush End-Plate Composite Connection with Unbalanced Moment and Variable Shear/Moment Ratios*. Journal of Constructional Steel Research, 38(2), pp.25-198

LI, T. Q., CHOO, B. S., NETHERCOT, D. A. 1993. *Moment Curvature Relations for Steel and Composite Beams*. Steel Structures, Journal of Singapore Structural Steel Society, December, Vol.4, No. 1, pp.35-51

LI, T. Q., NETHERCOT, D. A., LAWSON, R. M. 2000. *Required Rotation of Composite Connections*. Journal of Constructional Steel Research, 56, pp.151-173

- LI, T.Q., CHOO, B. S., NETHERCOT, D. A. 1995. *Determination of Rotation Capacity Requirements for Steel and Composite Beams*. Journal of Constructional Steel Research, 32, pp.303-332
- LIEW, R. J. Y., WHITE, D. W., CHEN, W. F. 1993. *Limit States Design of Semi Rigid Frames using Advanced Analysis: Part I : Connection Modeling and Classification*. Journal of Constructional Steel Research, Vol.26, No.1, pp. 1-27
- LIEW, J. Y. R., WHITE, D. W., CHEN, W. F., 1996. *Limit State Design of Semi Rigid Frames using Advanced Analysis: Part 2: Analysis & Design*. Journal of Construction of Steel Research, 26, pp.29-57
- LIMA, J. S. *Verificações da Punção e da Estabilidade Global em Edifícios de Concreto: Desenvolvimento e Aplicação de Recomendações Normativas*. São Carlos. DISSERTAÇÃO DE MESTRADO – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001
- LINDSEY, S. 1987. *Design of Frames with PR Connections*. Journal of Constructional Steel Research, 12, pp.251-260
- LINDSEY, S. D., IOANNIDES, S. A., GOVERDHA, A. 1985. *LRFD Analysis and Design of Beams with Partially Restrained Connections*. Engineering Journal AISC, Fourth Quarter, pp. 157-162
- LIU, T. C. H. 1999. *Moment Rotation Temperature Characteristics of Steel Composite Connections*. Journal of Structural Engineering, Vol. 25, No. 10, October, pp. 1188-1197
- LRFD Specification for Structural Joints Using ASTM A325 and A490 Bolts*, Research Council on Structural Connections, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois, (1994).

LUKEY AND ADAMS 1969. *Rotation Capacity of Beams under Moment Gradient*. ASCE, Vol. 95, No. ST6

LUTZ, L. A., AND FISHER, J. M., *Unified Approach For Stability Bracing Requirements*, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction (AISC), Vol. 22, No. 4, pp. 163-167, Fourth Quarter, (1985).

MACGREGOR, J. G; HAGE, S. E. *Stability Analysis and Design of Concrete Frames*. ASCE Journal of the Structural Division, V. 103, N° ST10, p. 1953-1970, October, 1977.

MALECK, A. E., WHITE D. W., 2000. *Alternative Approaches for Steel Beam-Column Strength Assessment*. Journal Structural Engineering ASCE

*Manual of Steel Construction - Load and Resistance Factor Design (LRFD), Second Edition, Vol. 2, Connections*, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois, (1994).

MAQUOI, R., JASPART J. P. 1989. *Contribution to the Design of Braced Frames with Semi Rigid Connections*. SSRC Proceedings of the 1989 Annual Technical Session, New York City, April, 1989, pp.209-220

MARTI, P., ALVAREZ, M., KAUFMANNK, W., SIGRIST, V. *Tension Chord Model for Structural Concrete*. IABSE Structural Engineering International, Science and Technology, Vol.4, pp. 287-298

MASSONNET, C. *Stability Considerations in the Design of Steel Columns*. ASCE Journal of the Structural Division, V. 85, p. 75-111, September, 1959.

MAZILLI, A. R. P. 1995. *Influência da Flexibilidade das Vigas e das Lajes nos Esforços das Estruturas de Concreto Armado*. TESE DE DOUTORADO, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Engenharia de Estruturas.

MEHTA, K. C., MARSHALL, R. D. AND PERRY, D. C. *Guide to the Use of Wind Load Provisions of ASCE 7-88*, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, New York, (1991).

MICHAEL, D. 1997. *Concepts of Composite Construction – Mutatis Mutandis*. Conference Report, International Conference Composite Construction – Conventional and Innovative, Innsbruck, Austria, pp. 433-438

MOORE, D. B., NETHERCOT D. A. 1993. *Testing Steel Frames at Full Scale: Appraisal of Results and Implications for Design*. The Structural Engineer, Vol. 71, Nos. 23&24, December, pp. 428-435

MOREIRA, D. F. *Análise Matricial das Estruturas*. São Paulo. Editora da Universidade de São Paulo, 1977. p. 404.

NAIR, R. S. *Simple Solutions to Stability Problems in the Design Office*, 1988 National Steel Construction Conference Proceedings, Miami Beach, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois, (1988).

NAIR, R. S., *Forces on Bracing Systems*, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction (AISC), Vol. 29, No. 1, pp. 45, First Quarter, (1992).

NBR14323: 1999. ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio*. Rio de Janeiro.

NBR14432: 2000. ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações*. Rio de Janeiro.

NBR6118: 2001. ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado*. Rio de Janeiro.

NBR7480: 1996. ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado*. Rio de Janeiro.

NBR8681: 1984. ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Ações e Segurança nas Estruturas*. Rio de Janeiro.

NETHERCOT D. A., LI T. Q. 1995. *Design of Semi Continuous Composite Frames*. Conference on Structural Stability and Design, Balkema, Rotterdam, pp. 277-282

NETHERCOT, D. A. 1995. *Semi Rigid Joint Action and the Design of Nonsay Composite Frames*. Engineering Structures , Vol.17, No. 8, pp.554-567

NETHERCOT, D. A. 2000. *Frame Structures: Global Performance, Static and Stability Behavior: General Report*. Journal of Constructional Steel Research, p.109-124, July, 2000.

NETHERCOT, D. A., LI, T. Q., CHOO, B. S., 1995. *Required Rotations and Moment Redistribution for Composite Frames and Continuous Beams*. Journal of Construction of Steel Research, 35, pp.121-163

NETHERCOT, D. A., SAIDANI, M. 1995. *Serviceability Codes for Steel Framed Structures: A Review*. Structural Engineering International, Vol.2, pp. 110-113

OLIVEIRA, D. M. *Parâmetros de Instabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado Segundo a Nova NB-1*. DISSERTAÇÃO DE MESTRADO. Escola de Engenharia (UFMG), 2002, p. 133.

PIMENTA, P. M. *Análise Não-Linear de Pórticos Planos*. São Paulo, EPUSP, 1986. (Boletim Técnico do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, 8611).

PISANTY, A., REGAN, P. E. 1998. *Redistribution of Moments from Serviceability to Ultimate Limit State*. Structural Engineering International, Vol.1, pp. 35-39

*Plastic Design in Steel: A Guide and Commentary*, Second Edition, American Society of Civil Engineers (ASCE) –Welding Research Council (WRC), New York, New York, (1971).

POLAK, M. A., BLACKWELL, K. G. 1998. *Modeling Tension in Reinforced Concrete Members Subjected to Bending and Axial Load*. Journal of Structural Engineering, September, Vol. 124, No. 9, pp.1018-1024

PUHALI, R., SMOTLAK, I., ZANDONINI R. 1990. *Semi Rigid Composite Action: Experimental Analysis and a Suitable Model*. Journal of Construction of Steel Research, 15(1,2), pp. 121-152

QUEIROZ, G. 1993. *Elementos das Estruturas de Aço*. Belo Horizonte. 4a. Edição.

QUEIROZ, G., PIMENTA, R. J. E FAKURY, R. H. 1993. *Estudo do Comportamento de Ligações Flexíveis em Estruturas de Aço*. Relatório de Pesquisa - Estudos Especiais em Engenharia de Estruturas, EEUFMG

QUEIROZ, G., TSCHEMMERNEGG, F. 1995. *Mechanical Modeling of Semi Rigid Joints for the Analysis of Framed Steel and Composite Structures*. Proceedings of the Third International WorkShop on Connections in Steel Structures, May, Trento, Italy

REN, P., CRISINEL, M. 1994. *Effect of Reinforced Concrete Slab on the Moment-Rotation behavior of Standard Steel Beam-to-Column Joints. Semi Rigid Behavior of Civil Engineering Structural Connections*. COST C1, Proceedings of the SECOND STATE OF THE ART WORKSHOP, Prague, October 26-28

REN, P., CRISINEL, M. 1995. *Prediction Method for Moment-Rotation Behavior of Composite Beam to Steel Column Connection*. Proceeding from Third International Workshop on Connections in Steel Structures, Villa Madruzzo, Trento, Italy, May 28-31

REX, C. O., EASTERLING, W. S. 2000. *Behaviour and Modeling of Reinforced Composite Slab in Tension*. Journal Structural Engineering ASCE July, 126(7), pp.764-771

RIBEIRO, S. E. C. 1997. *Análise Não-Linear de Sistemas Mistos pelo Método dos Elementos Finitos, visando a Obtenção de Larguras Efetivas e Carregamentos de Vigas no Estado Limite Último*. DISSERTAÇÃO DE MESTRADO, Curso de Pós-Graduação e Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

RICHARD R. M., HSIA, W. K., CHMIELOWIEC M. 1988. *Derived Moment-Rotation Curves for Double Framing Angles*. Computers and Structures, 30 (3), pp. 485-494

RICHARD, R. M. 1989. *A Design Guide for Single Plate Framing Connections Designs*. Prepared for the AISC, University of Arizona, Tucson, Arizona, July

RICHARD, R. M. 1995. *Force Distributions in Partially Restrained Connections*. Developments in Computational Techniques for Civil Engineering, pp. 121-128

ROKACH A. J. *Theory and problems of Structural Steel Design*. United States of America, McGraw-Hill, Inc. 1991, p. 187.

RONGOE, J., *Design Guidelines for Continuous Beams Supporting Steel Joist Roof Structures*, National Steel Construction Conference Proceedings, Phoenix, pp. 23.1-23.44, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois, (1996).

SABBATINI, F.H. 1989. *Desenvolvimento de métodos, processos e sistemas construtivos – Formulação e Aplicação de uma Metodologia*. TESE DE DOUTORADO, Escola Politécnica da USP, São Paulo, 1989.

SALMON, C. G., JOHNSON, J. E. 1996. *Steel Structures, Design and Behavior – Emphasizing Load and Resistance Factor Design*, Harper Collins College Publishers, 4<sup>th</sup>. Edition, HarperCollins Publishers Co., Inc.

SCI-121. 1994. LAWSON, R. M.; CHUNG, K. F. *Composite Beam Design to EUROCODE 4*. The Steel Construction Institute.

SCI-143. 1995. LAWSON, R. M.; GIBBONS, C. *Moment Connections in Composite Construction: Interim Guidance for End-Plate Connections*. The Steel Construction Institute. Ascot. Technical Report SCI Publication 143

SCI-78. 1990. LAWSON, R. M. *Commentary on BS 5950: Part 3: Section 3.1 Composite Beams*. The Steel Construction Institute.

SEBASTIAN, W. M., MCCONNELL, R. E. 2000. *Nonlinear FE Analysis of Steel-Concrete Composite Structures*. Journal Structural Engineering ASCE June, 126(6), pp.662-674

SHEIKH, T. M, DEIERLEIN, G. G., YURA, J. A., JIRSA, J. O. 1989. *Behavior of Beam-Column Moment Connections for Composite Frames*. Journal of Structural Engineering ASCE, 115(11), pp.2877-2896

SILVA, L. A. P. S. DA, COELHO, A. G. 1999. *A Ductility Model for Steel Connections*. Journal of Constructional Steel Research, submitted for publication

SIMIU, E., AND SCANLAN, R. H. *Wind Effects on Structures: An Introduction to Wind Engineering*, Third Edition, Wiley-Interscience, New York, New York, (1996).

*Specification for Structural Steel Buildings – Allowable Stress Design and Plastic Design*, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois, (1989).

STELMACK, T. W., MARLEY, M. J., GERSTLE, K. H. 1986. *Analysis and Tests of Flexibly Connected Steel Frames*. Journal Structural Division ASCE, vol. 112 (7), pp.1573-1588

TAGAWA, Y., KATO, B., AOKI, H. 1989. *Behavior of Composite Beams in Steel Frame under Hysteretic Loading*. Journal of Structural Engineering ASCE, 115(ST8), August, Special Issue, US/Japan Studies of Steel Structures, pp.2029-2045

TAMBOLI, A. R.. *Handbook of Structural Steel Design and Details*. McGraw-Hill

TARANATH, B. 1988. *Structural Analysis & Design of Tall Buildings*. Mc-Graw Hill.

THORNTON, W. A., AND KANE, T., Connections, *Structural Steel Designers Handbook, Section 5*, Brockenbrough, R. L. and Merritt, F. S., Eds., Second Edition, McGraw Hill, New York, (1994).

TIMOSHENKO, S. P., AND GERE, J. M. *Theory of Elastic Stability*, Second Edition, McGraw-Hill Book Company, New York, (1961).

TUCKER, G. L., BENNETT, R. M. 1990. *Reliability Analysis of Partially Restrained Steel Connections*. Journal of Structural Engineering, ASCE, April, Vol.116, No.4, p. 1090-1101

VALLENILIA, C. R., BJORHOVDE, R. 1990. *Behavior of Composite Frames During Construction*. Journal of Constructional Steel Research, 15(1,2), pp.3-21

VASCONCELOS, A. C. *Cr terios para Dispensa de Considera o do Efeito de 2  Ordem*. In. REUNI O ANUAL DO IBRACON: Col quio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado. S o Paulo, 1985, Anais.

VAYAS, I., ERMOPOULOS, J., PASTERNAK, H. 1995. *Design of Steel Frames with Slender Joint-Panels*. Journal of Constructional Steel Research, 35, pp.165-187

VIEST, I.M.; COLACO, J. P.; FURLONG, W. F.; GRIFFIS, L. G.; LEON, R. T.; WYLLIE, L.A. 1997. *Composite Construction Design for Buildings*. New York. ASCE.

VIEST, I. M., Editor-in-Chief, *Composite Construction Design for Buildings*, McGraw-Hill/ASCE, New York, New York, (1997).

WALES, M. W., ROSSOW E. C. 1983. *Coupled Moment-Axial Force Behavior in Bolted Joints*. Journal of Structural Engineering ASCE May, 109(5), pp.1250-1266

WHITE, D. W. & HAJJAR, J. F. 2000. *Stability of Steel Frames: The Case for Simple Elastic and Rigorous Inelastic Analysis/Design Procedures*. Engineering Structures 22, pp. 155-167

WHITE, D. W.; HAJJAR, J. F. *Application of Second-Order elastic Analysis in LRFD: Research to Practice*. AISC Journal Engineering, p. 133-147, Fourth Quarter, 1991.

WHITE, D. W.; HAJJAR, J. F. *Buckling Models and Stability Design of Steel Frames: a Unified Approach*. Journal of Constructional Steel Research, V. 42, N° 3, p.171-207, June, 1997.

WILLIAM, K. J.; WARNKE, E. P. 1975. *Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete*, International Association of Bridge and Structural Engineers, Seminar on Concrete Structure Subjected to Triaxial Stresses, Paper III-1, Bergamo, Italy, May, IABSE Proc. 19.

*Wind Drift Design of Steel-Framed Buildings: State of the Art Report*, Task Committee on Drift Control of Steel Building Structures, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 114, No. 9, pp. 2085-2108, September, (1988).

- WOLFRAN, S. 1991. *Mathematica – A System for Doing Mathematics by Computer*. Addison – Wesley Publishing Company, Second Edition
- WONG, Y. L., CHAN, S. L., NETHERCOT, D. A. 1996. *A Simplified Design Method for Non-Sway Composite Frames with Semi Rigid Connections*. The Structural Engineer, Vol. 74, No. 2, January, pp.23-28
- WOOD, B. R.; BEAULIEU, D.; ADAMS, P. F. *Column Design by P Delta Method*. ASCE Journal of the Structural Division, V. 102, N° ST2, p. 411-427, February, 1976.
- XIAO Y., CHOO B. S., NETHERCOT D. A., 1994. *Composite Connections in Steel and Concrete. I. Experimental Behaviour of Composite Beam-Column Connections*. Journal of Constructional Steel Research, 31(1), pp.3-30
- YANG, W. H., BOWMAN, M. D., CHEN, W. F. 1999. *Experimental Study on Bolted Unstiffened Seat Angle Connections*. Journal of Structural Engineering ASCE November, 125(11), pp.1224-1231
- YU, C. H., SHANMUGAM, N. E. 1986. *Stability of Frames with Semi Rigid Joints*. Computers and Structures, 23 (5), pp. 639-648
- YURA, J. A. *The Effective Length of Columns in Unbraced Frames*. AISC Journal Engineering, V. 8(2), p. 37-42, April, 1971.
- YURA, J. A.; GALAMBOS, T.V. *Strength of Single-Story Steel Frames*. ASCE Journal of the Structural Division, V. 91, ST5, p. 81-101, October, 1965.
- ZANDONINI, R., ZANON, P. 1991. *Beam Design in PR Braced Steel Frames*. Engineering Journal AISC, Third Quarter, pp. 85-97

***Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais***

[www.eng.ufmg.br](http://www.eng.ufmg.br)

Diretor: Prof. Ricardo Nicolau Nassar Koury  
Endereço: Rua Espírito Santo, 35 - CEP: 31160-030 - Belo Horizonte – MG  
Telefone: (31) 3238 -1893 Fax: (31) 3238 -1726

***Curso de Pós-Graduação e Engenharia Metalúrgica e de Materiais***

[www.demet.ufmg.br](http://www.demet.ufmg.br) E-mail: [cpngem@demet.ufmg.br](mailto:cpngem@demet.ufmg.br)

Área de Concentração: Metalurgia de Transformação  
Departamento: Engenharia Metalúrgica e de Materiais  
Endereço: Escola de Engenharia - Rua Espírito Santo, 35 - 7º Andar – Centro  
CEP: 30.160-030 - Belo Horizonte - MG  
Telefone: (31) 3238 -1801 / 3238-1884

***Curso de Pós-Graduação e Engenharia de Estruturas***

[www.dees.ufmg.br](http://www.dees.ufmg.br) E-mail: [posees@dees.ufmg.br](mailto:posees@dees.ufmg.br)

Área de Concentração: Sistemas mistos Aço-Concreto  
Departamento: Engenharia de Estruturas  
Endereço: Escola de Engenharia - Av. do Contorno, 842 - 2º Andar – Centro  
CEP: 30.110-060 - Belo Horizonte - MG  
Telefone: (31) 3238 -1980

***CODEME Engenharia S.A. - SEDE (Fábrica e Escritório Central)***

[www.codeme.com.br](http://www.codeme.com.br) E-mail: [codeme@codeme.com.br](mailto:codeme@codeme.com.br)  
Endereço: BR 381 - Km 11 - C.P. 281 - Cep: 32662-000 - Betim / MG  
Telefone: (31) 3539 -1600 Fax.: (31) 3591-1524

***USIMINAS MECÂNICA S.A. - SEDE Belo Horizonte***

[www.usiminasmecanica.com.br](http://www.usiminasmecanica.com.br)  
Endereço: Rua Professor José Vieira de Mendonça, 3011 - 2º andar - Bairro Engenho Nogueira  
CEP: 31.310-260 - Belo Horizonte - MG  
Telefone: (31) 3499 - 9607